



ENCONTRO NACIONAL BETÃO ESTRUTURAL

FEUP 13—15
PORTO NOV.24

Instituto para
a Construção
Sustentável



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

LIVRO DE ATAS



ENCONTRO NACIONAL BETÃO ESTRUTURAL

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO


GPBE Grupo
Português
de Betão
Estrutural


Instituto para
a Construção
Sustentável

Editores: Comissão Organizadora BE2024
Mário Pimentel, Rui Faria, António Abel Henriques
Carlos Sousa, Lino Maia, Ana Mafalda Matos, José Sena Cruz

Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto



Livro de Atas
Título: Encontro Nacional do Betão Estrutural 2024 - BE2024
Suporte: Eletrónico
ISBN. 978-972-752-327-6



Capa: Ricardo Moura

© Autores 2024
© Editores 2024
© Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
R. Dr. Roberto Frias, 4200-465 Porto

Livro com as comunicações apresentadas ao
Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL – BE2024

Texto elaborado a partir da reprodução directa dos originais preparados pelos autores. Embora os textos tenham sido revistos, os editores não podem aceitar responsabilidade por possíveis erros ou omissões.

A qualidade de reprodução das imagens esteve dependente dos ficheiros fornecidos pelos autores. Todos os direitos reservados. Nenhuma parte deste livro pode ser reproduzida por processo mecânico, electrónico ou outro sem autorização escrita dos editores.

PATROCINADORES



Dá forma às ideias



APOIO



Metro do Porto, SA

MEDIA PARTNERS



EXPOSITORES



CONSTRUSOFT



Dá forma às ideias



COMISSÃO ORGANIZADORA

Mário Pimentel (Presidente)
Rui Faria
António Abel Henriques
Carlos Sousa
Lino Maia
Ana Mafalda Matos
José Sena Cruz

COMISSÃO CIENTÍFICA

Eduardo Júlio (Presidente)	Fernando Branco	Luís Bernardo
Alexandre Portugal	Fernando G Branco	Luís Machado
Ana Mafalda Matos	Helena Figueiras	Luís Oliveira Santos
Ana Sofia Louro	Hugo Costa	Manuel Pipa
António Abel Henriques	Humberto Varum	Mário Pimentel
António Bettencourt Ribeiro	Joan Ramon Casas	Miguel Azenha
António Costa	João Almeida	Miguel Lourenço
António Lopes Batista	João Pires da Fonseca	Nelson Vila Pouca
António Perry da Câmara	João Ramôa Correia	Paulo Cachim
António Pinho Ramos	Joaquim Barros	Paulo Fernandes
António Reis	Joaquim Figueiras	Paulo Helene
António Santos Silva	Jónatas Valença	Paulo Lobo
António Tavares de Castro	Jorge de Brito	Paulo Maranhã
Arlindo Gonçalves	José Alexandre Bogas	Pedro Cabral
Armando Rito	José Campos e Matos	Ricardo do Carmo
Augusto Gomes	José Manuel Catarino	Rui Faria
Carlos Félix	José Romo Martin	Rui Rodrigues
Carlos Sousa	José Sena Cruz	Sandra Nunes
Cristina Barris	Júlio Appleton	Sérgio Lopes
Carlos Pina	Leandro Trautwein	Válter Lúcio
Eduardo Cavaco	Lino Maia	Vanderley M. John
Elói Figueiredo	Lluís Torres	Vítor Cóias
	Luciano Jacinto	

SECRETARIADO

Manuel Carvalho
Maria de Lurdes
Maria Amélia

ORGANIZAÇÃO



PREFÁCIO

O Encontro Nacional Betão Estrutural 2024 – BE2024, organizado conjuntamente pelo Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE) e pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), constituiu uma oportunidade de atualização técnica no domínio do Betão Estrutural. Num momento em que Portugal regista grande vitalidade no domínio das Obras Públicas, o BE2024 possibilitou a apresentação e divulgação de casos de estudo envolvendo grandes empreendimentos, a par do aprofundamento dos mais recentes conhecimentos ligados à conceção e projeto de estruturas, aos novos materiais e à reabilitação. De relevância para o público alvo do BE2024 são igualmente os desafios com que se debate o setor da Construção, num contexto em que se destacam a mudança impulsionada pela transformação digital e o imperativo da sustentabilidade ambiental, associados a temas incontornáveis como a pré-fabricação, a construção modular e a tecnologia BIM.

O BE2024 foi delineado para dar resposta a uma dupla necessidade: permitir a troca de experiências e divulgar os novos conhecimentos no âmbito do Betão Estrutural. Foi desta forma que se identificaram os temas a abordar, ligados aos Materiais e Produtos, à Sustentabilidade, à Análise e Projeto de Estruturas, à Reabilitação e às Realizações. Foi dedicada uma importância especial às temáticas da Pré-fabricação e da Construção Modular, bem como às grandes obras em curso em Portugal, com relevo para as ligadas à ampliação das redes dos metros do Porto e de Lisboa.

O programa do BE2024 incluiu três palestras convidadas: o engenheiro George Jones, *convener* do TG6.7 da *fib*, apresentou o recente Bulletin 101 - Precast Concrete in Tall Buildings; o professor Eugen Brühwiler, apresentou uma palestra centrada nas aplicações do UHPFRC (Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete); na manhã do último dia do BE2024 decorreu uma conferência plenária dedicada à apresentação do projeto da Ponte Ferreirinha, a cargo dos engenheiros Miguel Sacristán e Filipe Vasques.

O programa do BE2024 incluiu ainda um conjunto de Sessões Temáticas, implementadas em formato exclusivamente oral, e uma Exposição Técnica, que decorreu em paralelo. Finalmente, o BE2024 incluiu mais uma edição do Prémio Jovens Mestres, destinada a divulgar e premiar as melhores dissertações de mestrado dedicadas à temática do Betão Estrutural.

As presentes Atas reúnem as versões digitais (formato PDF) dos artigos submetidos ao BE2024 pelos respetivos autores, bem como as cinco comunicações selecionadas para apresentação oral dos concorrentes ao Prémio Jovens Mestres.

A Comissão Organizadora e a Comissão Científica do BE2024 agradecem a todos os conferencistas e autores o cuidado despendido na preparação de todas as comunicações submetidas, assim como a todos os revisores, cujo trabalho diligente muito concorreu para garantir a qualidade dos artigos publicados. Finalmente, agradece-se a ajuda financeira concedida pelos patrocinadores que, reconhecendo a importância do BE2024, se disponibilizaram para apoiar mais uma edição deste evento que bienalmente se repete desde 1986.

Mário Pimentel
Presidente da Comissão Organizadora

Eduardo Júlio
Presidente da Comissão Científica

ÍNDICE

Conferências Convidadas

Precast concrete in tall buildings.....	3
<i>G. Jones</i>	
Recent UHPFRC applications to make reinforced concrete bridges sustainable.....	5
<i>E. Brühwiler</i>	
Linha Rubi: Casa da Música – Santo Ovídio	7
<i>Victor Silva</i>	
Ponte Ferreirinha sobre o Rio Douro: Do concurso internacional de conceção ao projeto de execução	9
<i>M. Sacristán, F.M. Vasques</i>	

Tema 1

Materiais e produtos. Sustentabilidade

Formulações ternárias para produção de betão de elevado desempenho eficiente em carbono	13
<i>A. M. Matos, P. Milheiro-Oliveira, M. Pimentel</i>	
Argamassas produzidas com incorporação de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição – Método e viabilidade de aplicação em obras de reabilitação.....	23
<i>A. Antunes, H. Costa, R. Carmo, E. Júlio</i>	
Aderência de varões de GFRP de matriz termoplástica ao betão: comportamento a temperatura elevada e propriedades residuais após exposição ao calor	33
<i>I.C. Rosa, J.P. Firmo, J.R. Correia, B. Claus, M. Taecke, E. Coopman</i>	
Paredes compósitas pré-fabricadas em UHDC-LCLWAC. Formulação dos betões e estudo do comportamento da ligação entre ambos.....	43
<i>R. Martins, R. Carmo, H. Costa, E. Júlio</i>	
The effect of fines content on durability of concrete produced with two diferente water/cement ratios.....	55
<i>H. Ozkan</i>	
Production of artificial aggregate by utilizing quarry waste material	65
<i>H. Ozkan, N. Miyan, T. Omur, N. Kabay</i>	
Desempenho mecânico e retração de betões com reduzido teor de cimento e adição de materiais cimentícios alternativos	73
<i>E. Soldado, H. Costa, R. do Carmo, E. Júlio</i>	
Durabilidade de betões com reduzido teor de cimento e incorporação de resíduos industriais como alternativa de ligante pozolânico	83
<i>E. Soldado, H. Costa, R. do Carmo, E. Júlio</i>	

Formulações ternárias para impressão 3D utilizando materiais nacionais	93
<i>A.M. Matos, P. Milheiro-Oliveira, M. Fonseca, M. Pimentel</i>	
Uso de biocimentação para selagem de fissuras.....	103
<i>R. Cardoso, L.S. Bonetti, M. Pinto, I. Flores-Colen, G. Monteiro, D. Covas</i>	
Determinação dos parâmetros de ensaio para a caracterização viscoelástica de pastas de cimento endurecidas com Reometria de Corte Dinâmico	111
<i>R. Rocha Ribeiro, L. Hilliou, J. Granja, R. Lameiras, M. Azenha</i>	
Investigação experimental sobre diferentes configurações de ancoragem com laminados de CFRP no reforço de elementos de betão armado.....	121
<i>J. Abrantes, V. Lúcio, M. Ferreira</i>	
Experimental investigation on the effect of the strength grade on the flexural behaviour of fibre-reinforced concrete.....	131
<i>A. Hamed, M. Pimentel, S. Nunes</i>	
Avaliação da resistência à flexão de vigas esbeltas de dois tramos em betão reforçado com fibras e armadura convencional segundo o <i>fib</i> Model Code 2020.....	141
<i>M.M.A. Filho, J.A.O. Barros, H. Salehian, A. Ventura-Gouveia, F.P. Figueiredo</i>	
Mitigating concrete shrinkage cracking: Enhancing performance with macro fibres and modern additives.....	151
<i>J. Smet, W. Ronsse, A. Karpauskas, A. Rimkus</i>	
Influência da cura térmica em geopolímeros à base de metacaulim	159
<i>M.C. Maturama, L.C.S. Alves, F.G.S. Ferreira</i>	
Durabilidade da aderência de varões de GFRP a betão produzido com água do mar	169
<i>E. Nepomuceno, J. Sena-Cruz, L. Lourenço, E. Pereira</i>	
Avaliação das propriedades física e mecânica de cimentos com a incorporação do pó de vidro.....	179
<i>A.S.L. Vasconcelos, L.C.S. Alves, A.M.M.T. Barbosa, F.G.S. Ferreira</i>	

Tema 2

Análise e dimensionamento. Normas e regras de projeto

Dimensionamento de estruturas de betão armado com base em análises não lineares	191
<i>M.R.T. Arruda</i>	
Nonlinear analysis of the behavior of flat post-tensioned concrete slab with unbonded tendons in the slab-edge column connection with unbalanced moment	209
<i>I.A. Gonçalves, O.M.L. Almeida, L.M. Trautwein, E.A.P. Liberati, L.C. Almeida</i>	
Reforço sísmico de uma estrutura de betão armado utilizando amortecedores viscoelásticos.....	219
<i>J.M. Tchamo, A. Neves, A. Dimande</i>	
Formulação cinemática dependente do nó para aplicação de análises não-lineares em estruturas de betão armado	235
<i>J. Shen, M.R.T. Arruda, A. Pagani</i>	

Avaliação eficiente da segurança estrutural de pontes ferroviárias de betão com base na simulação de subconjuntos.....	249
<i>G. Ferreira, P.A. Montenegro, A.A. Henriques, R. Calçada</i>	
O design para a desmontagem e adaptabilidade como suporte à construção modular sustentável e circular em betão.....	259
<i>M.F. Pedroso, J.D. Silvestre</i>	
Estudo da resposta sísmica não-linear da barragem da Bouçã.....	271
<i>S. Oliveira, A. Alegre, R. Ramos, J. Proença, P. Mendes, J. Silva, C. Serra</i>	
Comportamento estrutural de vigas de betão armado reforçadas ao corte de acordo com a técnica <i>Embedded Through-Section</i> (ETS) – Estudo experimental e analítico.....	281
<i>A.S. Azevedo, J.P. Firmo, J.R. Correia, J. Almeida</i>	
Análise numérica da fissuração de um tirante espesso restringido com a simulação ponto a ponto da temperatura, humidade relativa, retração e fluência.....	291
<i>C. Ferreira, C. Sousa, D. Schlicke, M. Azenha, R. Faria</i>	
Edifício sede do Banco Crédito Agrícola da Bairrada e Agueira: Solução estrutural.....	301
<i>L. Costa Neves, J.M.C. Raposo, L.S. Seco</i>	
Comportamento ao fogo de vigas de betão armado reforçadas ao corte com varões embebidos na secção (técnica ETS – <i>Embedded Through Section</i>) – Estudo experimental e numérico.....	311
<i>A.S. Azevedo, J.P. Firmo, J.R. Correia</i>	
Modelagem de dormentes de concreto protendido submetidos a mecanismos de expansão.....	321
<i>I. Ames, E.C. Granato, L.M. Trautwein, T.N. Bittencourt, J. Fernandes, A.C. Santos</i>	
Efeito da disposição dos núcleos no comportamento sísmico de edifícios de betão armado.....	331
<i>J. Pereira, A. Furtado</i>	
Comportamento à flexão até à rotura de ligação de continuidade inovadora para pontes pré-fabricadas.....	339
<i>R. Valente, L. Corrêa, M. Pimentel, C. Sousa</i>	
Resistência ao esforço transversal de vigas pré-tensionadas em HPFRC.....	349
<i>R. Valente, M. Pimentel</i>	
Análise do colapso estrutural de uma cortina de contenção de terras autoportante induzido por sobreescavação.....	359
<i>C. Freitas, M. Ferraz, M. Matos Fernandes</i>	
Comparação entre análises numéricas 2D e 3D da resistência ao fogo após um sismo em estruturas de betão armado.....	369
<i>H. Vitorino, P. Vila Real, C. Couto, H. Rodrigues</i>	
Dimensionamento de pilares de pontes – Análise combinada de cargas aplicadas, deformações impostas e efeitos de 2ª ordem.....	379
<i>M. Leão, M. Ferraz, R. Bastos</i>	
Modelação numérica de ligações de painéis de fachada horizontais em edifícios industriais pré-fabricados em betão armado.....	389
<i>L. Ostetto, J. Fonseca, R. Sousa, P. Fernandes, H. Rodrigues</i>	

Tema 3

Construção modular. Pré-fabricação. Manufatura aditiva

A metodologia BIM aplicada ao projeto de viadutos de secção em caixão	401
<i>A.Z. Sampaio, J.P. Figueiras, A.M. Gomes</i>	
BIM em estruturas: contexto actual de benefícios e limitações	411
<i>A.Z. Sampaio</i>	
Comportamento ao fogo de habitações modulares em betão armado – Simulação numérica da resposta térmica	421
<i>E. Castilho, J.P. Firmo</i>	
Redução do peso de elementos pré-fabricados por diminuição da espessura de recobrimento	431
<i>A.B. Ribeiro, D. Costa, L. Gomes, A. Mesquita</i>	
Flexibility in housing: Contributions of concrete prefabrication and modulation in architecture	441
<i>M. Djukanovic, A. Alegre, F. Teixeira Bastos</i>	
Construção industrializada: O novo paradigma da construção	451
<i>J.R. Pinto, D. Granjo, C. Machado</i>	
Sistema portátil de visão para avaliação geométrica e de cor em elementos de betão	459
<i>J. Valença, P. Debus</i>	
Estudo de simulação energética de edifícios de construção modular com painéis de betão	467
<i>R. Sarmiento, A. Azevedo, H. Teixeira, A.N. Sousa, M.G. Gomes</i>	
Comportamento sísmico de estruturas modulares pré-fabricadas em betão armado.....	477
<i>A. Furtado, R. Sousa, R. Carmo, E. Júlio</i>	
Avaliação experimental de subestruturas de apoio pré-fabricadas de tabuleiros de pontes	487
<i>L. Carvalho, M. Pimentel, P. Delgado, A. Arêde</i>	
Projectos de obras de arte <i>model-based</i> – Exemplos na Noruega	497
<i>P. Azevedo, R. Borges, T. Vieira, P. Cabral</i>	
Avaliação experimental do comportamento cíclico de ligações de continuidade em pontes pré-fabricadas.....	509
<i>L. Corrêa, R. Valente, C. Sousa, M. Pimentel</i>	
Edifícios Multipiso - Pensar Pré-fabricado	519
<i>R. Carriço, P. Carreira, A. Monteiro</i>	

Tema 4

Reabilitação de estruturas. Manutenção e gestão do ciclo de vida

Roteiro para adaptação climática de pontes de betão armado: Ponte sobre o Rio Angueira.....	531
<i>E. Figueiredo, I. Moldovan, L.O. Santos, L. Dias</i>	

Aplicação de telemóvel para monitorização da integridade estrutural: Ponte Edgar Cardoso	541
<i>E. Figueiredo, I. Moldovan, N. Peres, P. Alves, P. Cabral</i>	
Técnicas de inspeção e diagnóstico de estruturas de betão	551
<i>J. Santos, J.A. Silva, J. Pina-Prata, N. Molho</i>	
Evolução e inovação na gestão de obras de arte: uma visão de futuro.....	561
<i>S. Costa, F. Milhazes, V. Brito, T. Mendonça</i>	
Reforço de estruturas de betão armado por pós-esforço com perfis de aço	571
<i>V. Lúcio, T. Luz, R. Gião</i>	
Limites da precisão e da resolução temporal na observação de barragens com o GNSS: O caso da barragem do Baixo Sabor	581
<i>J.N. Lima</i>	
Identificação de alterações nas condições de apoio de uma ponte ferroviária	591
<i>P. Oliveira, L. Santos, L. Freire, N. Lopes</i>	
Aplicação da análise de componentes principais na monitorização da integridade estrutural	601
<i>T. Coelho, M. Xu, L.O. Santos</i>	
Uso de ensaios acelerados de penetração de íons cloreto como ferramenta de avaliação do nível de degradação em dormentes de concreto protendido.....	611
<i>M.E.G. Coutinho, A.C. dos Santos, M.A.R. Schmidt</i>	
Determinação do coeficiente de Poisson residual de concreto convencional exposto a altas temperaturas, utilizando ensaios de ultrassom	621
<i>T. Priosta, G. Ferreira, A. Moreno Jr., T. Silva</i>	
Reabilitação e ampliação do Hotel de Santiago de Alfama.....	629
<i>A.S. Azevedo, R. Justiniano</i>	
Soluções de reforço estrutural para ações verticais e ações sísmicas num edifício de betão armado de médio porte.....	639
<i>L. Costa Neves, L. Seco, H. Rodrigues, R. Sousa, J.M. Raposo</i>	
Evaluation of the behaviour of onshore wind turbines with gaps in the tower/foundation connection	649
<i>M. Sobrinho, M. Pimentel, F. Magalhães</i>	
Modelação dos efeitos das expansões do betão num pilar da ponte da Foz do Dão	659
<i>C.F. Santos, I.F. Dias, L.O. Santos, A.L. Batista</i>	
Resposta biaxial de pilares de betão armado com armadura lisa	669
<i>J. Melo, H. Varum, A. Arêde, T. Rossetto</i>	
Seismic damage assessment of buildings using modal parameters	679
<i>R. Panah, H. Varum, J. Melo, V. Silva, X. Romão</i>	
Análise do comportamento estrutural de pilares de betão armado reforçados com CFRP por ensaios cíclicos uniaxiais e biaxiais	689
<i>C. Carobeno, J. Melo, A. Arêde, P. Rocha, H. Varum</i>	
Numerical analysis of corrosion impact in seismic response in column and parametric model	699
<i>D. Santos, J. Melo, A. Furtado, H. Varum</i>	

Monitorização do comportamento da ponte sobre o Rio Ave	707
<i>C. Félix, J. Carvalhal, C. Pereira, H. Figueiras, J. Figueiras, J. Quelhas</i>	

Tema 5

Realizações. Grandes obras em Portugal

Ponte da Asseca na Nova Linha de Évora – Aspectos de conceção, dimensionamento e construção	719
<i>M. Pera Fernandes, G. Fernandes</i>	
Viadutos da Nova Linha de Évora – Aspectos de conceção, dimensionamento e construção nos viadutos sem juntas de dilatação na via	729
<i>M. Pera Fernandes, G. Fernandes, E. Gonçalves, F. Vasques</i>	
Ponte de Pardais na Nova Linha de Évora – Aspectos de conceção, dimensionamento e construção	739
<i>J. Martins, F. Vasques, M. Pera Fernandes, G. Fernandes</i>	
Viadutos da nova linha de Évora – Aspectos de conceção, dimensionamento e construção nas obras com juntas de dilatação na via	749
<i>E. Gonçalves, F. Vasques, M. Pera Fernandes, G. Fernandes</i>	
Edifício AHED – Estrutura de betão armado e pré-esforçado	759
<i>N. Travassos, J. Appleton</i>	
Remodelação da Central Hidroelétrica da Serra de Água. Projeto de execução e construção	769
<i>R.V. Rodrigues, V. Gama, A. Duarte, C. Costa, G. Mateus, A. Figueira, M.S. Gouveia, A. Henriques, F. Santos</i>	
Estação Santos da Nova Linha Circular do Metropolitano de Lisboa – Dimensionamento e aspetos executivos das estruturas executadas a céu aberto	779
<i>F. Naguindás, G. Mateus, J. Alexandre, M. Costa, S. Ferreira, R. Pina, A. Tavares</i>	
Lote 2 do prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa: Estação Santos – Cais do Sodré	791
<i>G.R. Mateus, R. Pistone, C. Fartaria, R. Pina, F. Naguindás, S. Ferreira, C. Martins, A. Tavares, M.C. Costa, R. Tomásio, A. Pinto</i>	
Estação Santos da Nova Linha Circular do Metropolitano de Lisboa – Dimensionamento e aspetos executivos das estruturas subterrâneas	805
<i>J. Alexandre, G. Mateus, F. Naguindás, R. Pistone, M.C. Costa, S. Ferreira, R. Pina, A. Tavares</i>	
Lote 2 do prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa: recalçamento de edifícios centenários	817
<i>C. Fartaria, A. Henriques, C. Martins, R. Tomásio, A. Pinto, G. Mateus, R. Pistone, S. Ferreira, R. Pina, A. Tavares</i>	
Lote 2 do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa: Recalçamento de edifícios de médio porte	825
<i>C. Martins, C. Fartaria, R. Tomásio, A. Pinto, G. Mateus, R. Pistone, S. Ferreira, R. Pina, A. Tavares</i>	

Edifício para os Museus Elysée e Mudac em Lausanne, Suíça.....	833
<i>R. Furtado, M. Pereira</i>	
Reforço sísmico do viaduto Duarte Pacheco.....	843
<i>A. Costa, J. Appleton</i>	
Ampliação, reforço e reabilitação de um edifício existente para um hotel no Prior Velho.....	855
<i>J. Adão da Fonseca, D. Ferreira</i>	
Lote 2 do prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa: Ligação da nova linha ao término existente	865
<i>P. Marques, C. Martins, C. Fartaria, R. Tomásio, A. Pinto, G. Mateus, R. Pistone, S. Ferreira, R. Pina, A. Tavares</i>	

Prémio Jovens Mestres

Numerical simulation of the response of modular precast concrete structures subjected to horizontal actions	875
<i>A. Correia, A. Furtado, E. Júlio</i>	
Ensaio de caracterização do risco de corrosão em elementos de betão armado da Ponte Edgar Cardoso	885
<i>N. Müller, C. Sousa</i>	
Análise sísmica de um edifício constituído por elementos pré-fabricados de betão	895
<i>P. Ferreira, H. Varum, J. Melo, A. Monteiro</i>	
Modelos de campos de tensões para betão estrutural: regiões de ligação pilar-viga submetidas a ações cíclicas	905
<i>R. Teófilo, J. Almeida, M. Lourenço</i>	
Controlo da capacidade de recentramento por inclinação de um aparelho de apoio pendular	917
<i>T. Magalhães</i>	

CONFERÊNCIAS CONVIDADAS



Precast concrete in tall buildings

G. Jones¹

ABSTRACT

This talk will present the fib Bulletin 101 – Precast Concrete in Tall Buildings which has been produced by Task Group 6.7 in fib Commission 6, in collaboration with PCI.

It was felt in Commission 6 that there was not an up-to-date reference available that brought together in a single document modern applications of precast concrete in tall buildings. Task Group 6.7 was therefore set up to address this issue and to prepare a “State of the Art Report” on the subject. It focuses on how to integrate precast concrete into tall buildings and aims to capture the interest and influence not only design professionals but all involved parties without being unduly theoretical in approach.

The report is divided into four parts. The first four chapters introduce the reader to the benefits that can be achieved through integrating precast concrete into tall building construction and the various systems available. The next four chapters cover the individual “building blocks” in precast systems, i.e. floors, walls, columns and stairs. Here particular attention is given to design details and production methodology. There then follow three chapters on areas of specific interest: building facades, design in seismic zones, and construction of precast structures. The final chapter has numerous case studies from many different regions that illustrate the principles outlined in the preceding chapters.

¹ Convener of fib TG6.7 and independent engineering consultant, Ireland. george@cdcltd.net

Recent UHPFRC applications to make reinforced concrete bridges sustainable

E. Brühwiler¹

ABSTRACT

UHPFRC (Ultra-High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composite) is complemented by reinforcing steel to enhance the resistance and durability of structural elements. For bridges, application of impermeable, tensile strain hardening UHPFRC follows two fundamental concepts: 1) strengthening of existing bridges by adding a layer of UHPFRC, and 2) construction of new bridges in reinforced UHPFRC.

Several recent UHPFRC project realizations in Switzerland are presented using UHPFRC for improving existing and building new bridges. The underlying design concepts and issues of dimensioning and execution are highlighted. The projects are assessed with respect to their environmental impact. In the domain of existing bridges, UHPFRC allows to preserve the existing bridge and its embodied energy while extending its service duration and keeping costs low. In the domain of new bridges, lightweight UHPFRC bridges consume less cement and steel than traditional reinforced concrete bridges. Composite timber-UHPFRC bridges allow to minimize the environmental impact.

¹ EPFL - Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland. eugen.bruehwiler@epfl.ch

Linha Rubi: Casa da Música – Santo Ovídio

Victor Silva ¹

RESUMO

A Linha Rubi do Metro do Porto, que liga a estação Casa da Música à estação Santo Ovídio, terá um desenvolvimento total de 6,3 km entre as estações. A linha incluirá a construção de três novos túneis mineiros com um total de 2,6 km de extensão, sendo executados pelo método NATM (*New Austrian Tunneling Method*). Ao longo da linha serão construídas oito estações, sendo cinco subterrâneas (Casa da Música, Campo Alegre, Devesas, Soares dos Reis e Santo Ovídio) e três de superfície (Arrábida, Candal e Rotunda). As estações subterrâneas serão realizadas pelo método Cut&Cover, uma técnica de escavação aberta. Além disso, serão instalados cinco poços de ventilação e emergência ao longo da linha.

Uma das obras de arte especiais desta infraestrutura será a Ponte Ferreirinha, uma ponte pórtico sobre o Rio Douro, com 835 metros de comprimento, construída predominantemente em betão estrutural. A Linha Rubi terá um raio de influência significativo, abrangendo cerca de um milhão de pessoas e acrescentando aproximadamente 12 milhões de novos clientes à rede do Metro do Porto.

¹ Metro do Porto, Porto, Portugal. Victor.Silva@metrodoporto.pt

Ponte Ferreirinha sobre o Rio Douro: Do concurso internacional de conceção ao projeto de execução

M. Sacristán¹ **F.M. Vasques**²

RESUMO

O consórcio EDGAR CARDOSO, ARENAS & ASSOCIADOS e NOARQ venceu o concurso internacional de conceção de uma nova ponte sobre o Rio Douro inserida na nova linha Ruby da rede de Metro do Porto. A ponte fica localizada 500 m a montante da Ponte da Arrábida, atualmente Monumento Nacional.

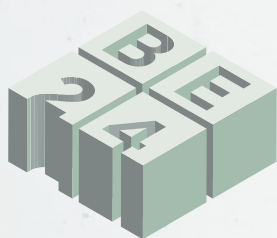
A ponte projetada é uma estrutura tipo pórtico com um vão principal de 403 m, com tabuleiro em caixão de altura variável que sintetiza e respeita as formas em arco da ponte da Arrábida. A ponte tem um comprimento total de 838 m e uma altura de mais de 75 m acima da água. A estrutura é inteiramente de betão armado, com betão de alta resistência e betão leve na parte central dos vãos principais, priorizando a sustentabilidade, necessidades de manutenção reduzidas e condições ideais de durabilidade.

O procedimento de construção inclui um complexo processo de avanços sucessivos em consola, com suspensão por tirantes provisórios e torres temporárias para evitar a colocação de apoios intermédios no rio Douro ou interferências no canal de navegação.

¹ Arenas & Asociados, Santander, Espanha. msacristan@arenasing.com

² Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas, Lda. e ISEL, Portugal. filipe.vasques@edgarcardoso.pt

TEMA 1
MATERIAIS E PRODUTOS.
SUSTENTABILIDADE.



Formulações ternárias para produção de betão de elevado desempenho eficiente em carbono

A. M. Matos ¹

P. Milheiro-Oliveira ²

M. Pimentel ³

RESUMO

O cimento Portland e as adições são constituintes essenciais na conceção de misturas de betões de elevado desempenho (HPC). Em certas regiões, a disponibilidade de adições pode limitar a adoção generalizada de HPC, nomeadamente numa visão a longo prazo. Estas circunstâncias exigem investigação sobre a conceção de misturas de HPC sustentáveis e menos dependentes de adições dispendiosas e importadas, como a sílica de fumo. A utilização de adições disponíveis localmente reduz os custos e as emissões de dióxido de carbono (CO₂) associadas à produção de HPC, e atribui valor acrescentado a resíduos ou subprodutos industriais abundantes, como o pó de vidro.

Este trabalho apresenta o estudo e otimização de composições ternárias para produção de HPC brancos com requisitos arquitetónico e estruturais, mais eficientes em carbono, recorrendo a um plano fatorial. As formulações propostas incorporam proporções significativas de filler calcário e resíduos de vidro finamente moído (pó de vidro) como substitutos parciais de cimento Portland branco. De forma integrada, avaliaram-se propriedades como a viscosidade, a resistividade elétrica e resistência mecânica e ainda a eficiência carbónica do material. Os modelos de superfície de resposta que descrevem o comportamento do material revelam que a razão água/cimento (w/c) e a razão pó de vidro/cimento (GP/c) têm uma influência significativa nas propriedades avaliadas.

Recorrendo aos modelos de regressão, foi possível obter diferentes formulações de acordo com os requisitos impostos. A mistura ótima selecionada representa o melhor compromisso entre propriedades mecânicas e carbono incorporado. Este HPC ótimo foi reforçado com 1% de fibras de polietileno de massa molecular ultraelevado, atingindo resistência pós-fendilhação entre 4,04 e 5,33 MPa, mostrando-se adequada para as aplicações pretendidas.

Palavras-chave: Eficiência carbónica; Betão de elevado desempenho; Modelos de superfície de resposta; Resíduos de vidro; Cimento branco.

1. INTRODUÇÃO

O betão de elevado desempenho (*high performance concrete* – HPC) pertence à família de compósitos cimentícios avançados, com capacidade de auto compactabilidade, propriedades mecânicas e durabilidade superiores relativamente ao betão convencional vibrado. O HPC tem sido utilizado em fachadas de edifícios, sistemas de revestimento, mobiliário urbano e elementos arquitetónicos e/ou estruturais devido à sua versatilidade e capacidade de acomodar geometrias complexas. O uso de HPC em elementos arquitetónicos, nomeadamente em elementos esbeltos, exige a utilização de fibras (microfibras sintéticas) com o intuito de aumentar a tenacidade do material. Isto permite a eliminação das armaduras em largas extensões dos elementos, viabilizando a conceção de elementos finos e esbeltos

¹ CONSTRUCT-Labest, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, anamatos@fe.up.pt

² CMUP e Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, poliv@fe.up.pt

³ CONSTRUCT-Labest, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, mjsp@fe.up.pt

sujeitos a esforços de flexão significativos sem fissuração visível a olho nú e de formas arrojadas sem os constrangimentos geométricos decorrentes da necessidade de colocação de armaduras.

As composições de HPC têm algumas desvantagens aparentes em termos de custo e pegada de carbono devido ao maior teor de cimento Portland. Uma das opções eficazes para reduzir os riscos associados ao uso de cimento, nomeadamente em dosagens elevadas, como no HPC, é a substituição parcial de cimento por adições. Em certas regiões, a disponibilidade de adições pode limitar a adoção generalizada de HPC, nomeadamente numa visão a longo prazo. Estas circunstâncias exigem investigação sobre a conceção de misturas de HPC sustentáveis e menos dependentes quer de cimento quer de adições dispendiosas e importadas, como a sílica de fumo. A utilização de adições disponíveis localmente reduz os custos e as emissões de dióxido de carbono (CO₂) associadas à produção de HPC [1], [2] e, simultaneamente, atribui valor acrescentado a resíduos ou subprodutos industriais abundantes [3], [4], como o resíduo de vidro finamente moído (*Glass powder - GP*). A utilização de vidro como substituição parcial de agregado grosso nem sempre produziu bons resultados devido à diminuição da resistência e à expansão excessiva. Embora o teor inicial de álcalis seja substancialmente mais elevado quando se utiliza o GP como substituto parcial do cimento, a expansão resultante da ASR é muito menor. Isto parece dever-se ao facto de o consumo de álcalis para formar o silicato de cálcio hidratado durante a reação pozolânica ocorrer mais cedo do que a ASR, pelo que não haverá álcalis disponíveis para causar a ASR [5], [6], [7]. Por outro lado, a dimensão das partículas de pó de vidro é um fator-chave no que respeita à expansão ASR. A literatura afirma que as partículas com menos de 300 µm não contribuem para esta reação [8], e podem até atenuar a expansão devida à ASR [7], [9].

Este estudo tem como objetivo demonstrar que é possível conceber composições de HPC branco, com propriedades típicas dessas famílias, utilizando adições locais convencionais e não convencionais, nomeadamente filler calcário e GP, como substitutos parciais (1:1) de cimento. Foi adotado um plano fatorial centrado para compreender as relações entre os parâmetros da mistura de HPC e as variáveis de resposta relevantes (propriedades de engenharia). Para além disso, o balanço entre o desempenho ambiental e técnico foi considerado através de diferentes indicadores, nomeadamente, o potencial de aquecimento global (GWP), o índice de dióxido de carbono incorporado (CI) e o índice de contribuição de resistência do cimento (SI). Esta investigação tem como objetivo contribuir para i) encorajar a utilização de novas adições em materiais cimentícios avançados, como o HPC; ii) aumentar o conhecimento sobre misturas ternárias para produzir HPC branco com substituição massiva de cimento por adições; iii) melhorar a eficiência em carbono do HPC, sem perdas ao nível de propriedades técnicas; iv) e transformar resíduos industriais locais e abundantes num produto de valor acrescentado.

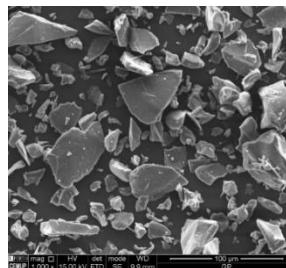
2. METODOLOGIA

2.1 Materiais constituintes

O estudo de composições HPC foi realizado com materiais nacionais, nomeadamente, cimento Portland CEM II A-L 52.5N (br), filler calcário, resíduo de vidro finamente moído com dimensão média das partículas de 38 micron (ver Figura 1), areia siliciosa natural com dimensão máxima de 1 mm e um superplastificante aquoso à base policarboxilato. No compósito, foram utilizadas fibras de polietileno de massa molecular ultra-elevado (PE) com resistência de 4100 MPa, módulo de elasticidade de 155 GPa e densidade de 975kg/m³, ver Figura 2.



a) Fotografia do pó de vidro (escala: 1 quadrado igual a 1cm)

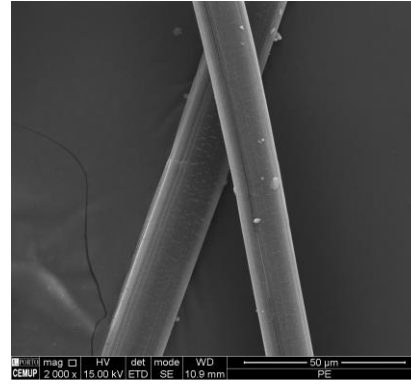


b) Imagem MEV do pó de vidro

Figura 1. Pó de vidro.



a) Fotografia das fibras PE
(escala: 1 quadrado igual a 1cm)



b) Imagem MEV das fibras PE

Figura 2. Fibras de polietileno de peso molecular ultra-elevado.

2.2 Plano fatorial

A formulação do HPC, em termos de volume, baseou-se na equação fundamental, como detalhado em [10]:

$$V_s + V_p + V_w + V_{sp} + V_a = 1.0 \text{ m}^3 \quad (1)$$

em que, V_s é o volume de areia, V_p o volume de finos (neste caso, cimento+fíler calcário+pó de vidro), V_w é o volume de água, V_{sp} é o volume de superplastificante e V_a o volume de ar. Foi adotado um plano fatorial centrado (CCD), incluindo 4 pontos centrais, 16 pontos fatoriais e 10 pontos axiais. As variáveis independentes (fatores) adotadas no presente trabalho apresentam-se no Quadro 1, tendo sido identificadas como relevantes em estudos anteriores do grupo [7], [11].

As variáveis de resposta consideraram o comportamento no estado fresco através da medição do diâmetro de espalhamento de acordo com a EFNARC (D_{flow} [mm]), a resistência à compressão ($R_{c,28d}$ [MPa] de acordo com a NP EN 196-1) e como indicador de durabilidade a resistividade elétrica ($Resist_{,28d}$ [Ωm]).

No presente trabalho, o potencial de aquecimento global (*Global warning potencial - GWP*) foi utilizado como indicador ambiental das misturas, numa base volumétrica, ou seja, a soma do carbono incorporado de cada matéria-prima constituinte, conforme o Quadro 2 [8] [9], para produzir 1 m^3 de HPC. De acordo com os critérios definidos na diretiva da União Europeia, o pó de vidro foi considerado um resíduo; e por esse facto, o correspondente GWP foi considerado nulo.

Além disso, foi investigada a relação entre o GWP de cada mistura do CCD e a resistência à compressão. Consideraram-se dois índices propostos em estudo anteriores [12], [13], [14] nomeadamente, o índice de dióxido de carbono incorporado (CI) e o índice de contribuição do cimento (SI). Os dois índices foram calculados com base nas seguintes equações:

$$CI = \frac{GWP (KgCO_2/m^3)}{R_{c,28d} (MPa)} \quad (2)$$

$$SI = \frac{R_{c,28d} (MPa)}{\text{quantidade de cimento} (kg/m^3)} \quad (3)$$

Quadro 1. Fatores utilizados no presente estudo, em valor absoluto e codificado.

Fatores	Designação	Unidades	Axial	Fatorial	Central	Fatorial	Axial
			-2	-1	0	1	2
Vw/Vp	Razão volumétrica água/finos	-	0.360	0.380	0.400	0.420	0.440
w/c	Razão água/cimento, em massa	-	0.230	0.250	0.270	0.290	0.310
Sp/p	Razão superplastificante/finos, em massa	%	1.660	1.680	1.700	1.720	1.740
GP/c	Razão pó de vidro cimento, em massa	-	0.100	0.175	0.250	0.325	0.400

Quadro 2. GWP atribuído aos materiais constituintes utilizados nas formulações HPC [15].

Material	GWP (Kg CO ₂ /kg)
Cimento	0.691
Filer calcário	0.01702
Pó de vidro	0
Areia natural	0.00106
Água	0.000318
Superplastificante	0.944

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS, MODELOS E OTIMIZAÇÃO

3.1 Síntese dos resultados experimentais

O Quadro 3 apresenta a descrição estatística dos resultados experimentais para as variáveis de resposta Dflow (mm), Rc,28d (MPa) e Resist,28d (Ω m). Como se pode observar, obteve-se uma vasta gama de matrizes fluidas (Dflow entre 252,0 e 346,5 mm). Os resultados da resistividade eléctrica variaram entre 69,6 e 178,8 Ω m. Os resultados da resistência à compressão apresentaram uma menor variação, entre 87 e 102 MPa. Em termos de carbono incorporado, as composições apresentam-se na gama 417-549 Kg CO₂/m³.

Os resultados experimentais Rc,28d foram utilizados para calcular o CI e o SI. Cada linha do gráfico na Figura 3 traduz a alteração de um fator (parâmetro da mistura) ao longo do intervalo estudado, mantendo os restantes constantes (o ponto de referência é o centro). Os fatores w/c e GP/c influenciam o GWP, ou seja, aumentando estes fatores, o GWP diminui, uma vez que o teor de cimento é reduzido. Um aumento em Sp/p e Vw/Vp origina um aumento no GWP. Isto ocorre principalmente porque o superplastificante à base de PCE tem uma contribuição para o GWP significativa, apesar de ser utilizado em dosagens mais baixas relativamente aos restantes materiais constituintes.

Quadro 3. Síntese dos resultados experimentais obtidos no CCD.

	Maximo	Minimo	Média	Coefficiente de variação [%]
Dflow (mm)	346,5	252,0	306,0	6,51
Rc,28d (MPa)	102,0	87,2	94,1	4,13
Resist,28d (Ω m)	178,80	69,63	108,35	21,88
GWP (Kg CO ₂ /m ³)	549	417	476	3,69
CI (CO ₂ /MPa)	6,20	4,49	4,96	8,10
SI (MPa/kg _{cimento})	0,1655	0,1169	0,1458	4,83

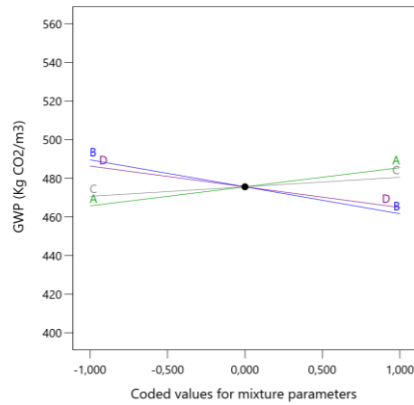


Figura 3. Influência de cada fator para o GWP (em que $A=V_w/V_p$, $B=w/c$, $C=sp/p$ e $D=GP/c$).

3.2 Modelos de regressão e modelação do comportamento do material

O ajuste dos modelos para cada variável de resposta foi realizado através da análise de regressão multilinear e análise de variância (ANOVA), análise dos resíduos, evidências de autocorrelação ou "outliers", conforme detalhado na referência [11]. Os modelos obtidos apresentam-se no Quadro 4. As células a negrito indicam os três fatores mais significativos para cada modelo de resposta, e as células a negrito e sublinhadas representam o fator mais significativo.

No modelo de resposta D_{flow} , foi encontrado um efeito de interação entre os fatores $sp/p * GP/c$, que se ilustra na Figura 4. As contribuições mais significativas para a resistividade aos 28 dias são as dos fatores GP/c (contribuição positiva) e w/c (contribuição negativa), representadas na Figura 5. No que diz respeito à resistência à compressão, como esperado, o teor de água tem um efeito significativo (fatores V_w/V_p e w/c).

3.3 Cenários de otimização e validação dos modelos

Os modelos de regressão foram utilizados para diversos cenários de otimização. Foram selecionadas algumas misturas ótimas, apresentadas no Quadro 5, com substituição parcial significativa de cimento por filer calcário e GP. Estas misturas atingiram resistências à compressão entre 90 e 100 MPa, resistências à flexão na ordem dos 13-15 MPa e resistividade entre 140-215 ohm.m aos 28 dias.

No que se refere à performance ambiental, a OP_1 apresenta menor GWP, todavia a OP_5 apresentou uma melhor compromisso entre resistência mecânica, quantidade de cimento e CO_2 incorporado, com um valor de CI e SI de 4.70 e 0.1560, respectivamente.

Quadro 4. Superfícies de resposta obtidas.

	D_{flow} (mm)	Resist,28d (Ωm)	R_c ,28d (MPa)
Interceção	1607	-169,7	118,0
V_w/V_p	1035	359,6	53,42
w/c	NS	368,7	-168,0
sp/p	-1142	NS	NS
GP/c	-7384	2128	NS
$V_w/V_p * GP/c$	NS	-2660	NS
$w/c * GP/c$	NS	-4219	NS
$sp/p * GP/c$	4917	NS	NS
$(GP/c)^2$	NS	793,6	NS
R^2/R^2_{adjust}	0,726/0,679	0,958/0,918	0,745/0,725

NS: termo não significativo para o modelo

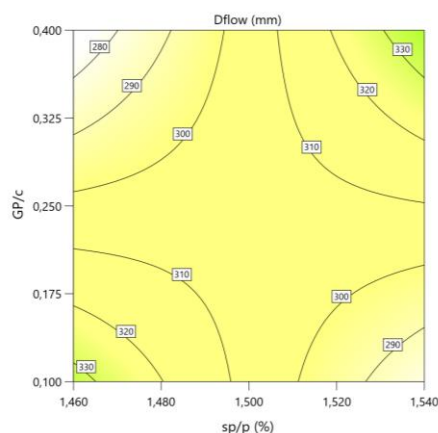


Figura 4. Curvas de nível da variável de resposta Dflow em função dos fatores sp/p e GP/c ($V_w/V_p = 0.40$, $w/c = 0.270$).

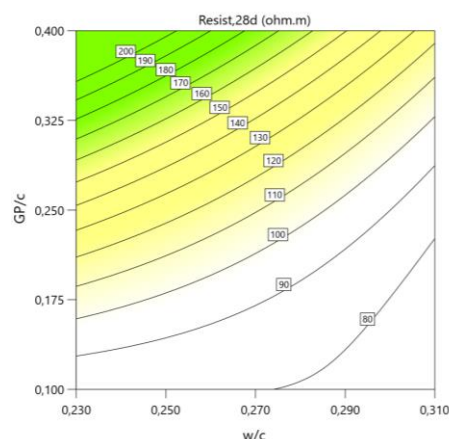


Figura 5. Curvas de nível da variável de resposta Resist,28d em função dos fatores w/c and GP/c ($V_w/V_p = 0.40$, $sp/p = 1.70\%$).

Quadro 5. Valores dos fatores (parâmetros das misturas) e resultados dos ensaios nas composições otimizadas de HPC.

Composição	OP 1	OP 4	OP 5
<i>Parâmetros da mistura</i>			
Vw/Vp	0.402	0.420	0.420
w/c	0.292	0.240	0.289
Sp/p (%)	1.519	1.502	1.519
GP/c	0.337	0.362	0.362
<i>Resultados experimentais (valor previsto/valor medido)</i>			
Dflow (mm)	320/330	330/286	337/314
Resist,28 ($\Omega.m$)	130/172	179/215	114/142
Rc,28d (MPa)	91/87	100/100	92/98
GWP (Kg CO ₂ /m ³)	437	535	450
CI (kg CO ₂ /MPa)	5.03	5.34	4.70
SI (MPa/Kg cement)	0.1464	0.1352	0.1560

4. CARACTERIZAÇÃO DO HPC REFORÇADO COM FIBRAS PE

Tipicamente, os HPC apresentam uma rutura muito frágil. Todavia, com um teor de fibras suficiente, utilizando fibras curtas e de alta resistência, o seu comportamento em tração pode ser melhorado e pode ser aplicado em elementos esbeltos sem qualquer reforço adicional. Dada a finalidade pretendida do HPC no presente estudo, nomeadamente elementos com cariz arquitetónico em HPC branco, nos quais a oxidação superficial das fibras de aço acarretaria impactos substanciais no aspeto dos elementos, e considerando que os esforços de tração nestes elementos serão menores do que em elementos estritamente estruturais, optou-se por utilizar fibras sintéticas com 12 mm de comprimento e cerca de 0.40 mm de diâmetro.

A mistura otimizada OP_5 (ver Quadro 5) foi selecionada para uma investigação mais aprofundada do seu desempenho como HPFRC (*high performance fibre reinforced concrete*). Esta composição contém cerca de 600kg/m³ de cimento, 350 kg/m³ de filler e 220 kg/m³ de GP. Na OP_5, foram incorporadas 1.0% (em volume) de microfibras PE, substituindo um volume equivalente de agregados. Para a produção do HFRPC utilizou-se uma misturadora PEMAT. Após a betonagem, foram moldados os provetes para realizar o plano de ensaios apresentado no Quadro 6. Após 24h, os provetes foram desmoldados e permaneceram com cura húmida em ambiente controlado ($T=20\pm 2^\circ C$ e $HR>95\%$) até a data de ensaio.

Quadro 6. Programa experimental para caracterizar o HPFRC.

Denominação do Ensaio	Referência normativa ou procedimento	Idade à data de ensaio (dias)	Geometria e dimensão dos provetes (mm)
Resistência à compressão	NP EN 12390-3	7, 28 e 90	Cubos, 100
Tracção uniaxial	Procedimento interno	28	“dog-bone”
Porosidade	Procedimento interno	28	Cilindros, h=15, Ø=30
absorção de água acessível à água	RILEM TC 116-PCD	28 (+7 dias a 40°C até atingir massa constante)	Cilindros, h=100, Ø=50
Resistividade elétrica	RILEM TC-154	7, 14, 21 e 28	Cubos, 100

4.1 Comportamento mecânico

Os ensaios de resistência à compressão foram realizados numa prensa universal servo comandada com capacidade máxima de 2700 kN, e seguindo a NP EN 12390-3. Na Fig. 6 são apresentados os resultados de resistência à compressão do HPFRC nas idades de 7, 28 e 90 dias. Os provetes de HPFRC atingiram, após 7 e 28 dias, cerca de 60% e 80% da resistência à compressão aos 90 dias, respetivamente, no valor de 97 MPa.

O comportamento em tração foi avaliado em provetes com geometria “dog-bone” (ver Figura 8) com condições fronteira bi-articuladas em ambas as extremidades, sendo testada uma secção com comprimento 92 mm e secção transversal 30x40 mm². Os provetes foram ensaiados em controlo de deslocamento, a uma taxa de 0,003 mm/s, usando uma prensa Instron com uma capacidade de 300 kN. O alongamento dos provetes foi medido por meio de um sistema de quatro LVDTs acoplados ao longo do comprimento da secção testada e em cada uma das faces dos provetes.

Dos seis provetes originais, apenas quatro foram considerados válidos, ou seja, aqueles cuja microfissura se originou dentro do comprimento de referência dos LVDTs. A Fig. 7 apresenta os resultados individuais para todos os ensaios válidos. As diferenças entre as curvas podem ser explicadas pelo efeito bem conhecido da distribuição e orientação das fibras. Na primeira fase, observa-se um comportamento elástico linear até à formação da primeira microfissura. Após a fissuração da matriz, a tensão mantém-se, com pequenas variações em torno da tensão da primeira fissura, que é acompanhado pela formação de múltiplas microfissuras. A última fase inicia-se quando uma microfissura se localiza numa das microfissuras anteriormente formadas, sendo caracterizada por uma diminuição da tensão. As tensões e deformações de pico obtidas variaram entre 4,04 e 5,33 MPa, e entre 0,23 e 0,58%, respetivamente, sendo um resultado satisfatório considerando o baixo teor de fibras.

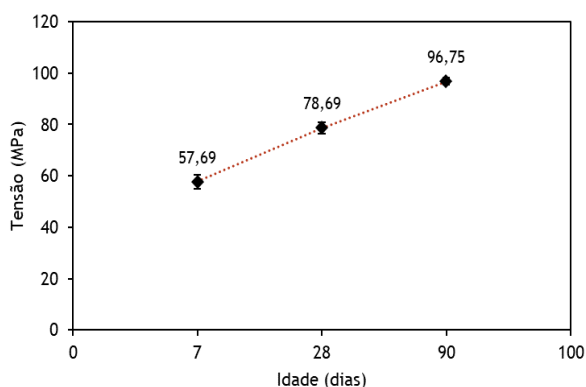


Figura 6. Resistência à compressão aos 7, 28 e 90 dias de idade.

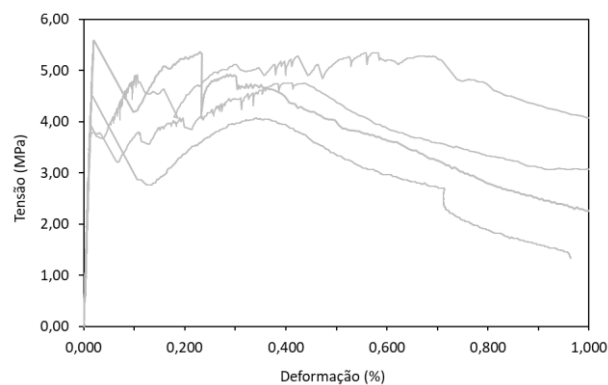


Figura 7. Resistência à tração aos 28 dias do HPFRC



Figura 8. Instalação experimental para ensaio de tração uniaxial.

4.2 Indicadores de durabilidade

O coeficiente de absorção corresponde à inclinação média das retas de ganho de massa proporcionalmente à raiz quadrada do tempo, que neste caso foi $4,459 \text{ (Kg/m}^2\text{)/h}^{1/2}$. De acordo com a classificação proposta pela RILEM, pode considerar-se uma matriz de elevada qualidade ($<6.0 \text{ (Kg/m}^2\text{)/h}^{1/2}$) [16], o que pode dever-se ao teor reduzido de água, à presença de materiais pozolânicos (GP), bem como à falta de agregados grossos que contribuem para a densificação da matriz cimentícia associada a uma porosidade capilar mais baixa e mais descontínua.

Para o ensaio a porosidade acessível à água, após 28 dias de cura, os provetes cilíndricos foram condicionados por 3 horas de vácuo (10-50 mbar) e 1 hora adicional numa solução saturada de hidróxido de cálcio. Após este procedimento, é determinada a massa hidrostática (mw), a massa do cesto (mc) e a massa da amostrada saturada (ms). Em seguida, procede-se à secagem dos provetes numa estufa com ventilação controlada de $105 \pm 1^\circ\text{C}$, até a massa constante (md). A massa constante é atingida quando duas pesagens consecutivas, separadas um período de máximo de 24h, não diferem em mais de 0,05%. Assim, através da equação seguinte, obtém-se o valor da porosidade acessível à água (POR). A porosidade acessível à água do HPFRC foi de $12,60 \pm 0,40 \%$, o que corrobora os resultados de absorção, e está na gama de valores esperada para este tipo de compósitos.

$$POR = \frac{ms - md}{ms - (mw - mc)} \quad (\%) \quad (4)$$

A evolução da resistividade elétrica dos provetes HPFRC (saturados) entre os 2 e 90 dias apresenta-se na Figura 8. Como esperado, a resistividade elétrica evolui com a idade devido à contínua hidratação do cimento, bem como a atividade pozolânica do GP, confirmada pelo ensaio de Chapelle, levando a uma rede de poros mais fina com menos conectividade. O resultado de resistividade aos 28 dias de idade foi $158 \Omega.m$, o que indica uma matriz compacta. Também é de esperar que compósitos cimentícios com maior resistência mecânica apresentem maior resistividade elétrica. Como referência, após 10 anos espera-se que um betão de agregado denso incorporando $> 5\%$ de sílica de fumo e submerso a 20°C , apresente uma resistividade de 300 a $1000 \Omega.m$ [17]. De acordo com a referência [18], uma resistividade superior a $240 \Omega.m$ tem como premissa uma matriz com elevada durabilidade. A Figura 8 também sugere que a resistividade elétrica continuará a aumentar além dos 90 dias.

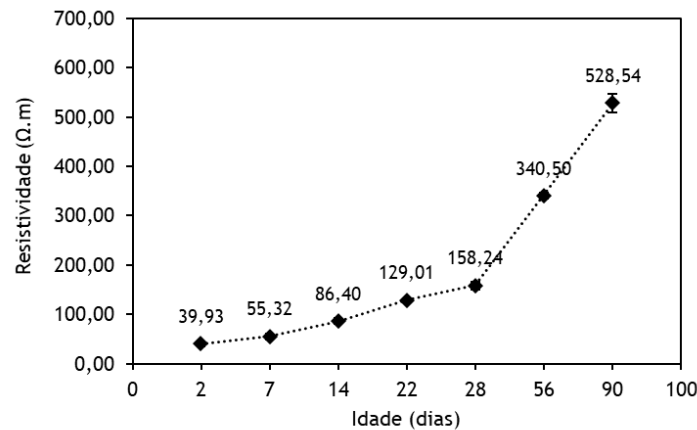


Figura 8. Evolução da resistividade elétrica do HFRPC

5. CONCLUSÕES

Com base nos resultados apresentados, pode concluir-se:

- As composições HPC podem conter um número crescente de constituintes e vários requisitos de desempenho. Assim, é fundamental utilizar uma abordagem sistemática para identificar misturas ótimas tendo em conta um conjunto de restrições de desempenho, tanto a nível de engenharia como a nível ecológico.
- Os modelos de regressão proporcionaram uma representação adequada de cada propriedade do HPC na região de interesse (nomeadamente, espalhamento, resistividade e resistência à compressão) e podem ser utilizados para identificar misturas de HPC otimizadas.
- Um aumento de GP/c mantendo w/c (ou uma diminuição de V_w/V_p) influencia fortemente a fluidez e a resistividade do HPC, mais do que o fator w/c, diminuindo o diâmetro de espalhamento do HPC e aumentando a resistividade.

A mistura ótima de HPC, que representa o melhor compromisso entre resistência e GWP, garantindo ao mesmo tempo deformabilidade e resistência à compressão, é caracterizada pelas razões $V_w/V_p = 0.420$; $w/c = 0,289$; $Sp/p = 1.519\%$; $GP/c = 0,362$.

No que diz respeito à mistura de HPFRC preparada com 1% de fibras PE de alta resistência, conclui-se que:

- exibiu uma resistência à compressão de 78 e 96 MPa após 28 e 90 dias de cura húmida, respetivamente
- apresentou uma tensão de pico de tração uniaxial e uma deformação de pico entre de 4,04 e 5,33 MPa, e entre 0,23 e 0,58%, respetivamente, aos 28 dias.

Foi demonstrado que o pó de vidro moído pode ser aplicado com sucesso em HPC como um material de substituição parcial de cimento (até 40%), alargando assim o leque de adições disponíveis no mercado e reduzindo as emissões de CO_2 através da redução da quantidade de cimento. Os resultados mostram que o pó de vidro fino apresenta potencial valor acrescentado e redução de custos através da substituição de adições importadas dispendiosas como a sílica de fumo.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC); e pela FCT-Fundação para a Ciência e a Tecnologia através do Estímulo ao Emprego Científico

2021.01765.CEECIND (chamada individual). Os autores agradecem à Secil, Chryso Portugal, Sika e pela colaboração e fornecimento das matérias-primas. Os autores gostariam ainda de agradecer o apoio do Laboratório de Estruturas do DEC-FEUP, nomeadamente à Engenheira Paula Silva e ao técnico Cláudio Ferraz.

REFERÊNCIAS

- [1] B. Lothenbach, K. Scrivener, and R. D. Hooton, “Supplementary cementitious materials,” *Cem Concr Res*, vol. 41, no. 12, pp. 1244–1256, Dec. 2011, doi: 10.1016/J.CEMCONRES.2010.12.001.
- [2] O. M. Jensen, K. Kovler, and N. De Belie, *Concrete with Supplementary Cementitious Materials*. 2016.
- [3] K. L. Scrivener, V. M. John, and E. M. Gartner, “Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO₂ cement-based materials industry,” *Cem Concr Res*, vol. 114, pp. 2–26, Dec. 2018, doi: 10.1016/J.CEMCONRES.2018.03.015.
- [4] V. M. Malhotra and P. K. Mehta, “Pozzolanic and Cementitious Materials,” *Pozzolanic and Cementitious Materials*, Nov. 2004, doi: 10.1201/9781482296761.
- [5] A. M. Matos and S.-C. Joana, “Waste glass powder in cement: Macro and micro scale study,” *Advances in Cement Research*, vol. 28, no. 7, 2016, doi: 10.1680/jadcr.14.00025.
- [6] A. M. Matos and J. Sousa-Coutinho, “Durability of mortar using waste glass powder as cement replacement,” *Constr Build Mater*, vol. 36, 2012, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.04.027.
- [7] S. Nunes, A. M. Matos, T. Duarte, H. Figueiras, and J. Sousa-Coutinho, “Mixture design of self-compacting glass mortar,” *Cem Concr Compos*, vol. 43, 2013, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2013.05.009.
- [8] M. C. Bignozzi, A. Sacconi, L. Barbieri, and I. Lancellotti, “Glass waste as supplementary cementing materials: The effects of glass chemical composition,” *Cem Concr Compos*, vol. 55, pp. 45–52, Jan. 2015, doi: 10.1016/J.CEMCONCOMP.2014.07.020.
- [9] A. M. Matos, T. Ramos, S. Nunes, and J. Sousa-Coutinho, “Durability enhancement of SCC with waste glass powder,” *Materials Research*, vol. 19, no. 1, 2016, doi: 10.1590/1980-5373-MR-2015-0288.
- [10] H. Figueiras, S. Nunes, J. S. Coutinho, and C. Andrade, “Linking fresh and durability properties of paste to SCC mortar,” *Cem Concr Compos*, vol. 45, pp. 209–226, Jan. 2014, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2013.09.020.
- [11] A. M. Matos, L. Maia, S. Nunes, and P. Milheiro-Oliveira, “Design of self-compacting high-performance concrete: Study of mortar phase,” *Constr Build Mater*, vol. 167, 2018, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.02.053.
- [12] Y. Shi, G. Long, C. Ma, Y. Xie, and J. He, “Design and preparation of ultra-high performance concrete with low environmental impact,” *J Clean Prod*, vol. 214, pp. 633–643, Mar. 2019, doi: 10.1016/J.JCLEPRO.2018.12.318.
- [13] G. Long, Y. Gao, and Y. Xie, “Designing more sustainable and greener self-compacting concrete,” *Constr Build Mater*, vol. 84, pp. 301–306, Jun. 2015, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2015.02.072.
- [14] Y. Li *et al.*, “Development of an eco-friendly ultra-high performance concrete based on waste basalt powder for Sichuan-Tibet Railway,” *J Clean Prod*, vol. 312, p. 127775, Aug. 2021, doi: 10.1016/J.JCLEPRO.2021.127775.
- [15] H. S. Müller, M. Haist, and M. Vogel, “Assessment of the sustainability potential of concrete and concrete structures considering their environmental impact, performance and lifetime,” *Constr Build Mater*, vol. 67, no. PART C, pp. 321–337, Sep. 2014, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2014.01.039.
- [16] “RILEM TC 230-PSC. Performance-Based Specifications and Control of Concrete Durability State-of-the-Art Report,” 2015. Accessed: Apr. 16, 2018. [Online]. Available: <http://www.springer.com/978-94-017-7308-9>
- [17] R. Polder *et al.*, “Test methods on site measurement of resistivity of concrete – A RILEM TC-154 technical recommendation,” *Mater Struct*, vol. 33, pp. 603–611, 2000.
- [18] V. Baroghel-Bouny, “Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages - Association Française de Genie Civil | AFGC | Paris,” 2004, *Scientific and Technical Report of the French Civil Engineering Association, AFGC, Bagneux*.

Argamassas produzidas com incorporação de agregados reciclados de Resíduos de Construção e Demolição – Método e viabilidade de aplicação em obras de reabilitação

A. Antunes¹

H. Costa²

R. Carmo³

E. Júlio⁴

RESUMO

Os resíduos de construção e demolição (RCD) representam um terço dos resíduos produzidos na União Europeia. O seu reaproveitamento pode apresentar elevados benefícios a nível da ambiental, contribuindo para a sustentabilidade do sector da construção e promovendo a economia circular. O presente trabalho tem como objetivo delinear um método que defina um caminho de incorporação simplificada destes resíduos em obra, através da análise do potencial e da viabilidade como agregados reciclados em argamassas. Para tal, efetua-se a análise de dados de diversos estudos, efetuados em argamassas, com substituição do agregado natural por agregado reciclado. Os agregados reciclados selecionados são compostos por resíduos de betão, de tijolos e materiais cerâmicos, e de mistura de diversos materiais, correspondendo aos tipos de resíduos que são mais gerados em Portugal e na União Europeia. Os dados relativos às propriedades mecânicas em argamassas com diferentes percentagens de substituição de agregado natural por agregado reciclado, são analisados e comparados com as especificações relativas às argamassas presentes nas normas europeias, no sentido de avaliar a viabilidade da sua aplicação em obras correntes. Com base nos dados recolhidos, é determinado o coeficiente de Feret para as diferentes amostras e analisada a hipótese de um método simplificado que servirá de apoio à aplicação prática em obra. Comprova-se o elevado potencial destes resíduos como agregados reciclados em argamassas, apresentando características mecânicas satisfatórias para diversas finalidades e com elevada viabilidade de aplicação em obra.

Palavras-chave: Agregados reciclados; Argamassa; Resíduos de Construção e Demolição; Sustentabilidade.

1. INTRODUÇÃO

O sector da construção representa cerca de 37% dos resíduos gerados nas atividades económicas e domésticas da união europeia [1]. O ritmo acelerado de urbanização que vivemos, intensifica as atividades de demolição e construção, o que leva a um aumento de geração de resíduos de construção demolição (RCD) [2,3], prevendo-se que, até 2050, esta geração aumente em 70% [4].

A valorização dos RCD é economicamente viável e essencial para reduzir a dependência de recursos naturais finitos, como as reservas geológicas e energéticas, e para promover um ambiente sustentável [5,6]. A reutilização e a reciclagem são estratégias importantes para a gestão destes resíduos, promovidas pelo aumento da geração de RCD e pela crescente consciência pública sobre os problemas ambientais [7]. A valorização dos RCD como agregados reciclados (AR) diminui a utilização excessiva de

¹ CERIS & Instituto Superior Técnico, U. Lisboa, Portugal. ana.c.antunes@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS & Instituto Superior de Engenharia de Coimbra - IPC, Coimbra, Portugal. hcosta@isec.pt

³ CERIS & Instituto Superior de Engenharia de Coimbra - IPC, Coimbra, Portugal. carmo@isec.pt

⁴ CERIS & Instituto Superior Técnico, U. Lisboa, Portugal. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

agregados naturais (AN) e, conseqüentemente, reduz o impacto ambiental associado à extração de matérias-primas e à deposição de RCD em aterros [8]. A reciclagem dos agregados deve ser feita através de um processo otimizado para alcançar a sustentabilidade na construção e reduzir o consumo de recursos e outros impactos ambientais nos próximos anos [9]. A utilização adequada de materiais reciclados pode gerar benefícios financeiros e ambientais, ao reduzir o volume de recursos naturais utilizados e o volume de resíduos enviados para aterro [10]. Para além dos ganhos ambientais e económicos na utilização dos AR, verifica-se que estes têm potencial para serem utilizados como AR em substituição dos AN [11–13].

Face aos objetivos do presente estudo, focados na análise de desempenho de argamassas cimentícias e com adição de AR, são avaliados os parâmetros de composição da pasta ligante e combinados com a influência dos AR nas principais propriedades mecânicas. Na composição de misturas cimentícias, o método de Feret tem sido utilizado durante décadas, com elevado sucesso e fiabilidade, em diversos projetos para a previsão de resistência em misturas de betão destinadas estruturas de betão armado moldadas no local, bem como em elementos pré-fabricados [14]. Por esta razão, no presente trabalho são determinados os coeficientes de Feret, de acordo com a expressão definida por Feret em 1898 [15] para materiais cimentícios e comparados com os definidos por diferentes autores [14,16–18], de forma a avaliar a possibilidade de definir um método simplificativo de composição de argamassas com AR.

O presente estudo pretende analisar diferentes argamassas produzidas com substituição total ou parcial de AN por AR de RCD, com o principal objetivo de verificar aplicabilidade deste tipo de argamassas em obras corrente, e a possibilidade de desenvolver modelos de composição fiáveis para estes materiais ecoeficientes.

2. METODOLOGIA

No presente trabalho são analisados diferentes tipos de argamassas produzidas com substituição, parcial ou total, de AN por AR de betão, de tijolo e materiais cerâmicos, e de mistura de materiais, provenientes de uma extensa pesquisa bibliográfica. A composição e as propriedades das argamassas com AR são analisadas e comparadas com as de referência. Seguidamente é determinado o coeficiente de Feret das misturas de referência. Os resultados são comparando com os obtidos por outros autores, e são feitas considerações a cerca da sua aplicabilidade em obra, tendo em conta as especificações técnicas exigidas para cada tipo de argamassa (Figura 1).

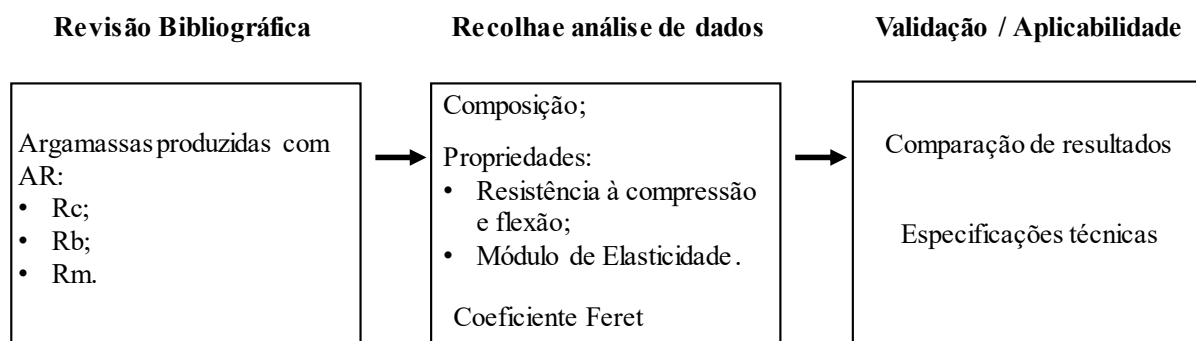


Figura 1. Ilustração da metodologia do presente trabalho.

A nomenclatura utilizada no presente trabalho está de acordo com a Norma Europeia EN 933-11 (58). Esta apresenta os AR de betão por Rc e os AR de tijolos, telhas e cerâmicas em geral por Rb. A nomenclatura para os AR de mistura de RCD não é definida, sendo que neste trabalho este tipo de AR será representado por Rm.

Nesta primeira fase foram analisadas as propriedades mecânicas relativas aos dados de resistência à compressão, resistência à flexão e módulo de Young. Foi também analisada a relação entre a resistência

à flexão e a resistência à compressão, pois é um indicador que permite avaliar a suscetibilidade à fissuração do material por retração [19].

Relativamente ao módulo de Young, este foi estimado com base na expressão (Eq. 1) existente na EN 1992 [20] para misturas com agregados leves (que são muito porosos), visto os agregados reciclados serem geralmente caracterizados como bastante porosos e estar comprovado que têm efeito similar.

$$E_c = C \times \left(0.8 \times \frac{f_c}{10}\right)^{0.3} \times \left(\rho \times \frac{1000}{2200}\right)^2 \quad (1)$$

onde: E_c corresponde à previsão do módulo de Young (GPa), f_c à resistência à compressão (MPa), ρ à massa volúmica da mistura (kg/dm^3); e C é um coeficiente que assume o valor de 22 para betões.

Esta expressão de base é relativa a betões com menor densidade ou com material poroso. Efetuando uma análise inicial dos valores, verificou-se que, comparando os dados existentes relativos ao módulo de Young de diferentes argamassas com os dados obtidos pela expressão, existe uma boa correlação (Figura 2). Considerou-se adequada a utilização desta expressão no cálculo do módulo de Young para as restantes argamassas que não apresentam resultados referentes a esta propriedade. Contudo, o coeficiente C foi ajustado para 18, visto o módulo de Young das argamassas ser inferior ao dos betões (pela ausência de agregados grossos e conseqüentemente maior porosidade). Este ajuste deve-se à diferença de comportamento entre a matriz de argamassa e o betão.

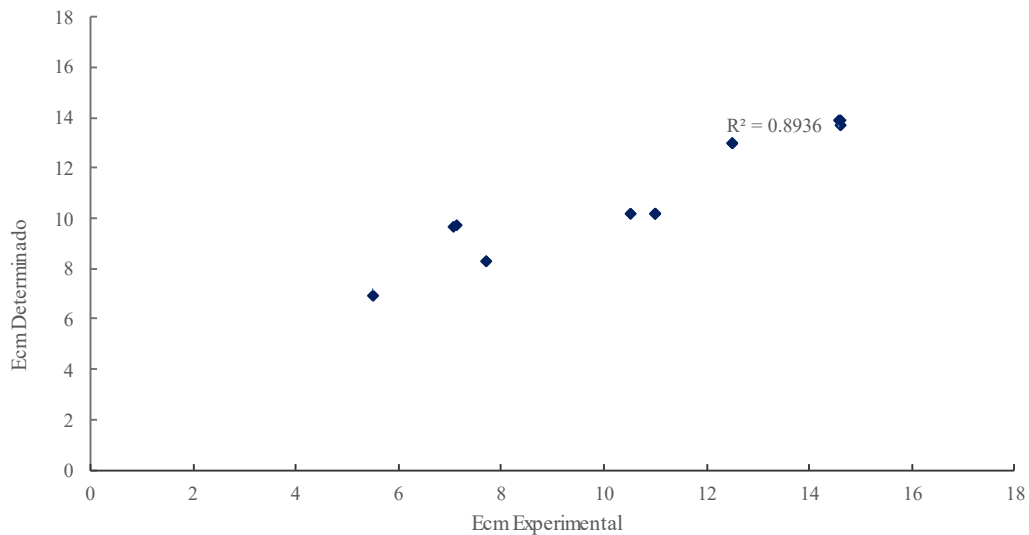


Figura 2. Relação entre os valores obtidos experimentalmente e determinados pela expressão do módulo de Young.

O coeficiente de Feret foi determinado de acordo com a equação (Eq. 2) determinada por Feret, que destaca a influência significativa da pasta ligante, nas propriedades mecânicas do betão, revelando uma correlação direta entre a resistência à compressão e a compacidade da pasta [15,16];

$$f_{c,j} = k_{i,j} \times \gamma^2 \quad (2)$$

em que: $f_{c,j}$ representa a resistência à compressão (MPa), $k_{i,j}$ o parâmetro caracterizador do ligante ou coeficiente de Feret, e γ a compacidade da pasta ligante. A compacidade da pasta ligante corresponde à relação entre o volume absoluto do ligante sólido e o volume da pasta ligante (Eq. 3), incluindo os vazios (água, ar e adjuvantes).

$$\gamma = \frac{v_{\text{ligante}}}{v_{\text{pasta}}} \quad (3)$$

3. ANÁLISE DE RESULTADOS

3.1. Composição

As argamassas analisadas neste estudo [21–24] apresentam diferentes percentagens de substituição de AN por AR de diferentes tipos de RCD (Rc, Rb e Rm), nas relações volumétricas de cimento /agregado (C/A) de 1/2 e 1/3. O ligante utilizado nas misturas selecionadas é o cimento 32.5 N, e a dimensão máxima do agregado é 4.76 mm. No quadro 1 apresentam-se as argamassas analisadas neste estudo, que foram produzidas com cimento e agregado de dimensões entre 0 e 4,76, nas proporções referidas. O código utilizado nas referências é a composição da proporção C/A (1/2 ou 1/3), o tipo de AR (Rc, Rb ou Rm), e o ligante (C).

Quadro 1. Codificação das argamassas consoante o tipo de AR e a proporção C/A, com a respetiva referência bibliográfica

Rc				Rb				Rm			
Cod.	(C/A)	DA	Ref.	Cod.	(C/A)	DA	Ref.	Cod.	(C/A)	DA	Ref.
1/2RcC1	1/2	0-4.76	[21]	1/2RbC1	1/2	0-4.76	[22]	1/2RmC1	1/2	0-4.76	[21]
1/2RcC2	1/2	0-4.76	[21]	1/2RbC2	1/2	0-4.76	[21]	1/2RmC2	1/2	0-4.76	[21]
1/2RcC3	1/2	0-4.76	[22]	1/2RbC3	1/2	0-4.76	[21]	1/2RmC3	1/2	0-4.76	[22]
1/3RcC1	1/3	0-4.76	[21]	1/2RbC4	1/2	0-4.76	[23]	1/3RmC1	1/3	0-4.76	[21]
1/3RcC2	1/3	0-4.76	[21]	1/2RbC5	1/2	0-4.76	[23]	1/3RmC2	1/3	0-4.76	[21]
				1/3RbC1	1/3	0-4.76	[21]	1/3RmC3	1/3	0-4.76	[24]
				1/3RbC2	1/3	0-4.76	[21]				

3.2. Propriedades

3.1.1 Resistência à compressão

A nível da resistência à compressão verifica-se que, com o aumento da percentagem de incorporação dos AR nas argamassas, a resistência diminui, independentemente do tipo de agregado reciclado. Esta diminuição é menor nas amostras com resistência inicial inferior a 20 MPa, coincidindo com as argamassas cuja proporção de cimento e agregado é de 1/3 (Figura 3). Este efeito deve-se à proximidade de resistência e rigidez entre os AR e a matriz cimentícia, quando a resistência da pasta é mais reduzida, resultando em maior compatibilidade elástica, reduzindo o efeito negativo dos AR. Também por essa razão, verifica-se que a maior redução de resistência tende a ser em misturas com matrizes ligantes mais resistentes; contudo, as maiores reduções de resistência, quantificadas em MPa, correspondem a percentagens de perda semelhantes comparativamente a misturas de menor resistência de referência. Esta perda percentual será analisada em maior detalhe num conjunto mais alargado de misturas e de parâmetros de composição, a apresentar em publicação futura, permitindo quantificar coeficientes de perda em função da percentagem de substituição de AN por AR, dependendo também do tipo de AR e do nível de resistência da matriz.

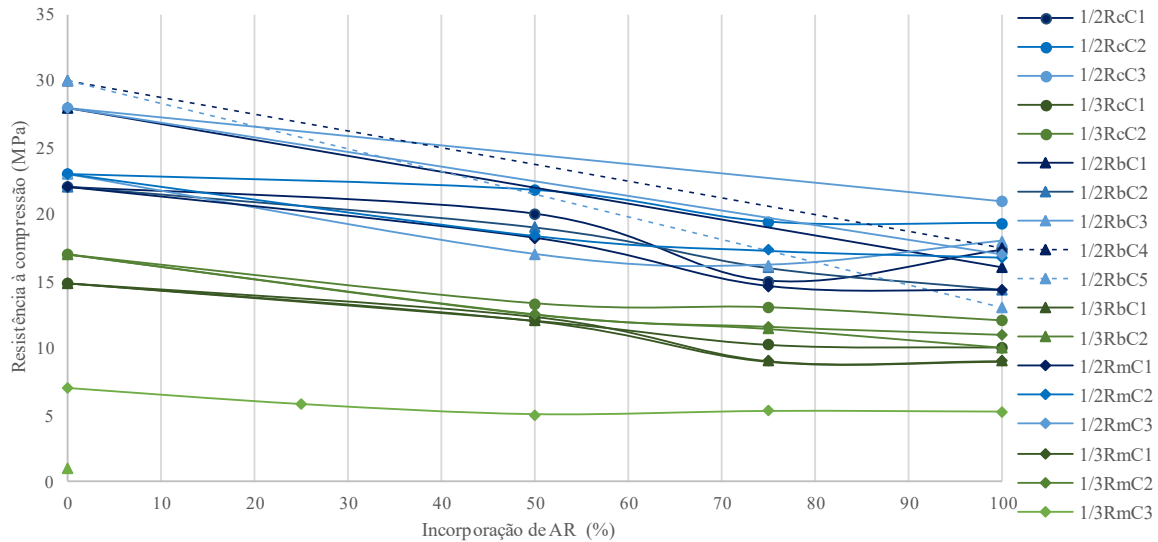


Figura 3. Variação da resistência à compressão com a incorporação de AR.

Existem outros estudos [25–27], em que se observa um aumento de resistência à compressão com a incorporação de AR, mas normalmente estão associados a frações mais finas de substituição de AN com incorporação de AR de elevada qualidade, normalmente produzidos através da fragmentação de betões de elevadas resistências, e a argamassas produzidas com proporções de agregado mais elevadas (com menores rácios C/A: 1/4, 1/5 e 1/6), nas quais o tipo de agregado tem mais influência e as resistências à compressão iniciais (nas argamassas produzidas apenas com AN) são mais baixas.

3.1.2 Resistência à flexão

Relativamente à resistência à flexão, o comportamento é idêntico ao observado na resistência à compressão, sendo o aumento da percentagem de incorporação de AR, tendencialmente proporcional à diminuição da resistência à flexão, com a exceção das argamassas 1/2RcC3 e 1/3RmC3, onde se observa uma ligeira subida da resistência com a incorporação de Rc e Rm, respetivamente (Figura 4).

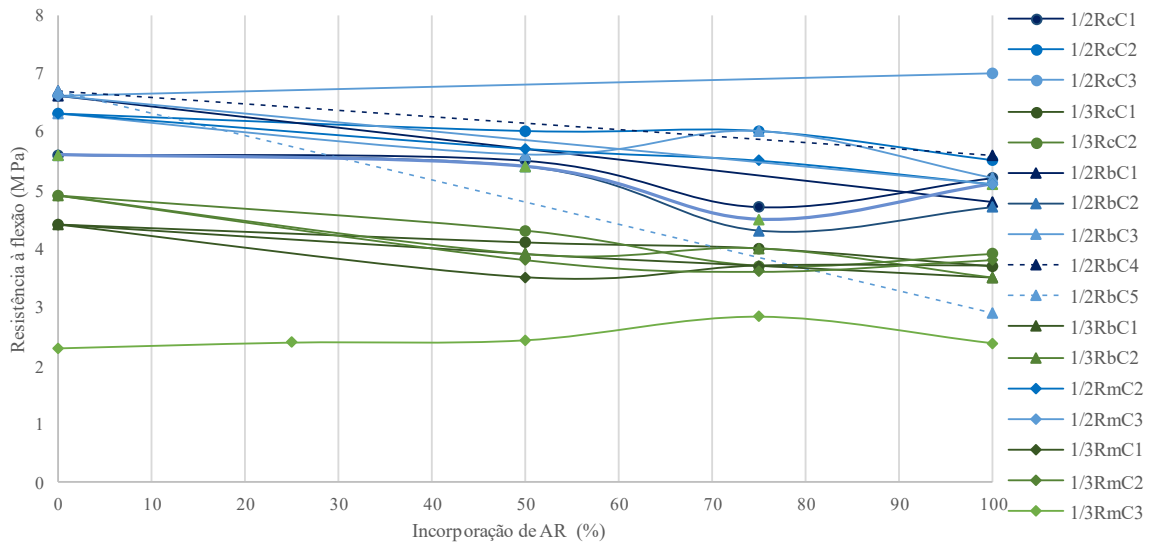


Figura 4. Variação da resistência à flexão com a incorporação de AR.

3.1.3 Relação entre resistência à flexão e resistência à compressão

No presente estudo foi possível verificar que a relação entre resistências à flexão e à compressão, de todas as argamassas analisadas, com diferentes incorporações e tipos de AR, se situa no intervalo de 0,1 a 0,4, com a exceção da argamassa 1/3RmC3 com 75% de substituição de AN por Rm, onde o rácio é de 0,54 (Figura 5). Aliás, esta série tem um comportamento muito diferenciador das restantes, provavelmente associado a uma maior finura dos agregados utilizados.

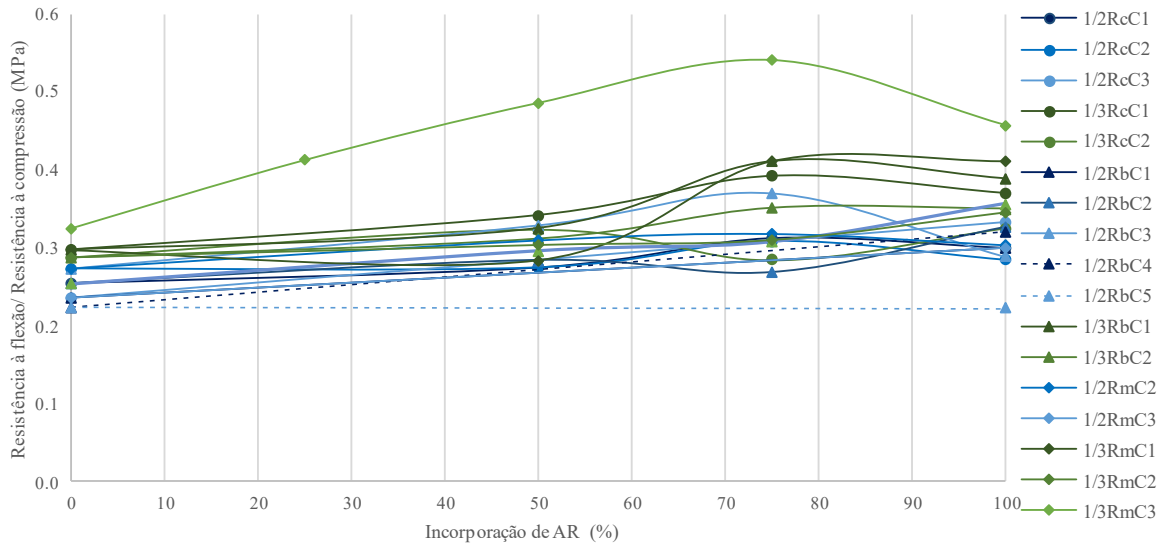


Figura 5. Relação entre a resistência à flexão e a resistência à compressão com a incorporação de AR.

Segundo Thomasson, citado por Veiga [19], este rácio pode variar entre 0,1 e 0,4, podendo atingir 0,5 em alguns casos. Verifica-se, portanto, que a incorporação de AR em argamassas, cumpre as especificações habituais e tende até a aumentar o rácio de resistências à flexão e à compressão progressivamente com o aumento da taxa de substituição de AN por AR, embora algumas séries invertam esse comportamento depois de 75% de substituição.

3.1.4 Módulo de Young

Como referido anteriormente, o módulo de Young foi estimado de acordo com a expressão que depende não apenas da resistência, mas também da massa volúmica, visto que nos estudos analisados, não tinham sido caracterizados os valores desta propriedade. Segundo os dados determinados, verifica-se uma diminuição do módulo de Young com o aumento da percentagem de AR (Figura 6). A utilização de agregados com maior porosidade promove uma maior diminuição do módulo de Young do que da resistência à compressão. Por esta razão, alguns modelos de previsão do módulo de Young para materiais cimentícios consideram a densidade quando são utilizados agregados porosos.

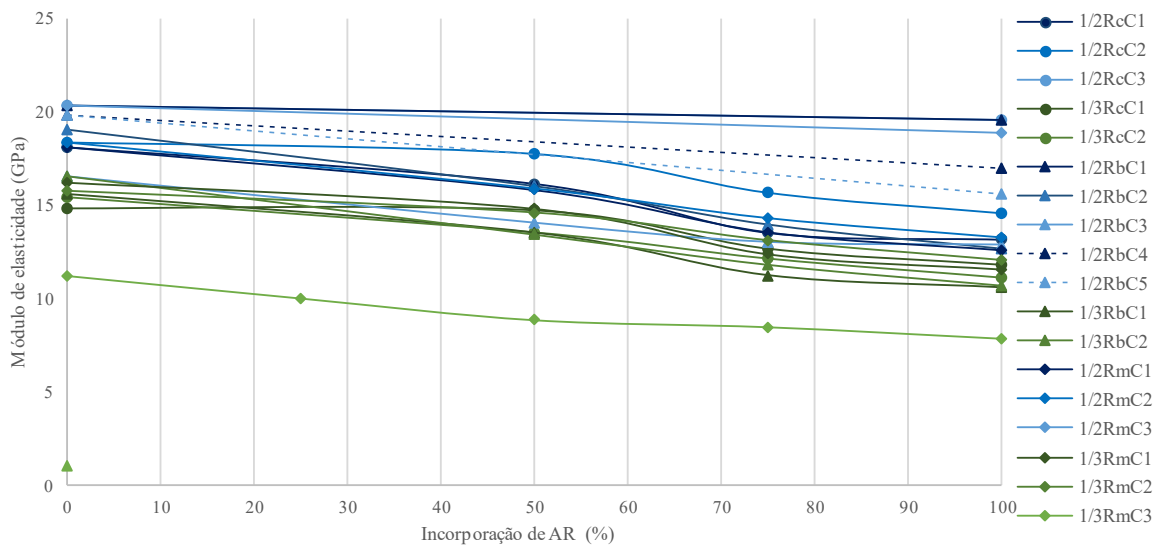


Figura 6. Variação da previsão do módulo de Young com a incorporação de AR.

3.2 Coeficiente de Feret

Os dados recolhidos na bibliografia para diferentes tipos de argamassas produzidas com cimento 32,5N apresentaram valores comparáveis, pelo parâmetro $k_{i,j}$ em amostras com resistência à compressão aos 28 dias entre 15 e 25 MPa, variando entre 210 e 250, e em argamassas com resistências à compressão entre os 26-30, varia entre 280-290 (Figura 7). Tendo em conta a bibliografia, pode até considerar-se que o último valor pode ser assumido para misturas com maior nível de resistência, embora tratando-se de um cimento da classe 32.5, não será espectável atingir resistências superiores a 40 MPa. Lourenço [16] refere que, para amostras de misturas produzidas com cimento 32,5 N, este coeficiente apresenta valores num intervalo entre 265 e 290, determinados com base na resistência à compressão observada aos 28 dias. O Quadro 2 apresenta uma proposta de valores para dois níveis de resistência, embora seja necessário avaliar em estudo futuro se o coeficiente cumpre valores semelhantes para resistências inferiores a 10 MPa.

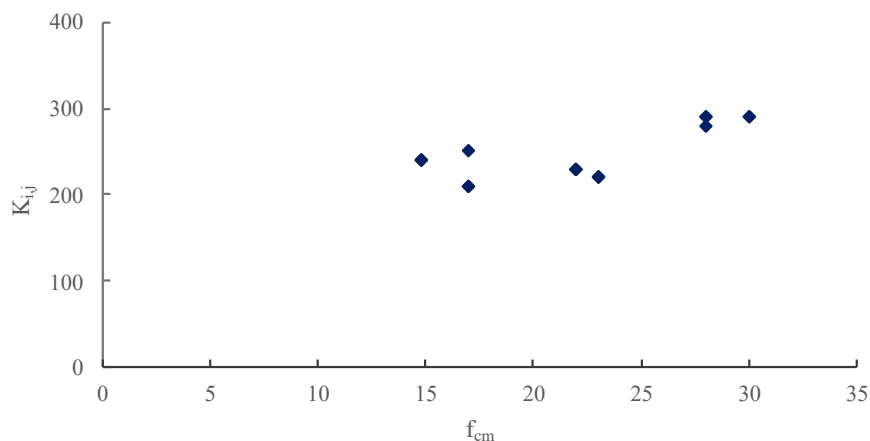


Figura 7. Coeficientes de Feret em função da resistência à compressão.

Quadro 2. Divisão dos coeficientes de Feret de acordo com a resistência à compressão.

f_{cm} (MPa)	$K_{i,j}$
15-25	210 - 250
26-40	270 - 290

4. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

As especificações das argamassas de reboco para interior e exterior estão definidas na norma europeia EN 998-1. Estas dependem essencialmente do tipo ou tipos de ligantes utilizados e das respetivas proporções, mas podem ser obtidas propriedades especiais pelo tipo de agregados, aditivos e adições utilizados [28]. Esta norma divide as argamassas em 4 classes definidas pela resistência à compressão (Quadro 3).

Quadro 3. Classe de argamassas [28].

Classe	f_{cm} (MPa)
CS I	0.4-2.5
CS II	1.5-5.0
CS III	3.5-7.5
CS IV	≥ 6

Todas as argamassas analisadas têm resistências superiores a 9 MPa, sendo todas da classe CS IV com a exceção da argamassa 1/3RmC3 que apresenta uma resistência de 5.2 MPa, sendo da classe CS III.

Todas as argamassas, tendo em conta os valores de resistência à compressão, podem ser utilizadas como argamassas de uso geral, argamassas coloridas e monomassas. A argamassa 1/3 RmC3 pode também ser utilizada como argamassa leve, segundo as exigências presentes na norma 998-1 [28], a nível de resistência. Nenhuma das argamassas analisadas pode ser utilizada como argamassa de renovação e argamassa de isolamento térmico, pois não cumpre as exigências a nível da resistência à compressão.

No que diz respeito às argamassas de assentamento, as suas especificações estão definidas na norma europeia EN 998-2 [29]. Estas classificam-se em função da resistência à compressão. As argamassas analisadas, com incorporação de 10% de AR, correspondem as classes M5, M10 M15 e M20, pois excedem, respetivamente, os 5, os 10, os 15 e os 20 MPa (Quadro 4).

Quadro 4. Classe das argamassas, com identificação das argamassas analisadas distribuídas pelas classes [29].

Classe	Código das argamassas
M 5	1/3RbC1; 1/3RmC1; 1/3RmC3
M 10	1/3RcC1; 1/3RcC2; 1/2RbC2; 1/2RbC5; 1/2RmC1; 1/3RmC2
M 15	1/2RcC1; 1/2 RcC2; 1/2RbC1; 1/2RbC3; 1/2RbC4; 1/2RmC1; 1/2RmC2; 1/2RmC3
M 20	1/2RcC3

CONCLUSÕES

O presente estudo reuniu argamassas produzidas por diferentes autores na proporção volumétrica cimento/agregado de 1/2 e 1/3, substituindo o AN por 3 tipos de AR, parcial e progressivamente com diferentes taxas até atingir a substituição total. Foram analisadas as resistências mecânicas à flexão e à compressão e comparadas com os principais parâmetros. A correlação do coeficiente de Feret com os resultados de estudos de caracterização de materiais cimentícios possibilita a definição de um possível modelo abrangente de previsão do comportamento de argamassas e permite demonstrar a sua aplicabilidade prática em argamassas com AR, essencialmente para obras de reabilitação. Da análise efetuada é possível estabelecer as seguintes conclusões:

- As propriedades mecânicas das argamassas produzidas com AR tendem a ser inferiores às propriedades das argamassas com AN. Apesar do decréscimo transversal a todas as propriedades analisadas, considera-se que todas as argamassas com substituição parcial ou total do AN por AR apresentam um elevado potencial e podem ser utilizadas na construção, tendo em conta o objetivo e os requisitos exigidos.
- As argamassas com 0% de incorporação de AR e cuja resistência inicial é inferior a 20 MPa, têm menor decréscimo de resistência, devido à proximidade de resistência e rigidez entre os AR e a matriz cimentícia, resultando numa maior compatibilidade elástica e numa menor influência do agregado.
- Nas argamassas cuja resistência inicial é superior a 20 MPa, existem maiores decréscimos de resistência com a incorporação de AR, devido à maior influência do AR por ter características muito diferentes da matriz cimentícia, diminuindo a sua compatibilidade elástica;
- O rácio de resistências na maioria das argamassas situa-se entre 0,1 e 0,4, que é considerado o intervalo ideal em argamassas tradicionais, concluindo-se que a incorporação de AR não altera este parâmetro.
- A determinação do coeficiente de Feret indica que este estudo fornece uma base sólida para o desenvolvimento de um modelo de previsão de comportamento das argamassas, integrando parâmetros mais abrangentes a integrar em publicação futura.
- Tendo em conta a aplicabilidade dos AR no local da obra, a análise das propriedades distintivas das argamassas indica, como anteriormente postulado por outros autores, que o AR tem potencial para superar o potencial do AN na produção de argamassas, o que poderá revelar-se

vantajoso na resolução da questão da extração excessiva e subsequente esgotamento dos recursos naturais.

- Relativamente as especificações para as argamassas, verifica-se que, a nível das propriedades mecânicas, as argamassas estudadas estão de acordo com os requisitos exigidos, podendo ter um uso geral a nível dos rebocos, ser utilizadas como argamassas coloridas e monomassas. Ao nível de argamassas de assentamento, considera-se que também têm uma aplicação ampla, pois abrangem as classes M5, M10, M15 e M20, quando todo o AN é substituído por AR.
- A investigação neste campo é comprovadamente de valor significativo e continua a ser uma necessidade crucial, pois apesar da existência de numerosos estudos neste domínio, a maioria apresenta dados incompletos e ocasionalmente imprecisos, sendo fundamental ter como consequência prática desses estudos métodos de composição e guias com recomendações para a aplicação prática.

AGRADECIMENTOS

Este artigo é o resultado do Pacto de Inovação “R2UTechnologies | sistemas modulares” (C644876810-00000019), do Consórcio “R2UTechnologies”, cofinanciado pela NextGeneration EU, através do Sistema de Incentivos “Agendas à Inovação Empresarial”, no âmbito do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR). Os autores agradecem o apoio da FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia, quer através da bolsa de doutoramento 2020.09276.BD (DOI: 10.54499/2020.09276.BD), atribuída ao primeiro autor, quer do projeto UIDB/04625/2020, que financia centro de investigação dos autores, CERIS - Investigação e Inovação em Engenharia Civil para a Sustentabilidade (DOI: 10.54499/UIDB/04625/2020).

REFERÊNCIAS

- [1] Eurostat. Waste statistics [Internet]. 2023. Available from: https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php?title=Waste_statistics
- [2] Akhtar A, Sarmah AK. Construction and demolition waste generation and properties of recycled aggregate concrete: A global perspective. *J Clean Prod* [Internet]. 2018;186:262–81. Available from: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.03.085>
- [3] Wu H, Wang J, Duan H, Ouyang L, Huang W, Zuo J. An innovative approach to managing demolition waste via GIS (geographic information system): A case study in Shenzhen city, China. *J Clean Prod* [Internet]. 2016;112:494–503. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.08.096>
- [4] Kaza S, Yao LC, Bhada-Tata P, Van Woerden F. What a Waste 2.0: A Global Snapshot of Solid Waste Management to 2050 [Internet]. Washington, DC: World Bank; 2018. Available from: <https://openknowledge.worldbank.org/handle/10986/30317>
- [5] Ahmad OA. the Usefulness of Construction and Destruction Waste As Recycled Aggregates in Concrete. *Int J GEOMATE*. 2020;19(75):8–18.
- [6] Marzouk M, Azab S. Environmental and economic impact assessment of construction and demolition waste disposal using system dynamics. *Resour Conserv Recycl* [Internet]. 2014;82:41–9. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/j.resconrec.2013.10.015>
- [7] Kumbhar SA, Gupta A, Desai DB. Recycling and reuse os construction and demolition waste for sustainable development. *Int J Sustain Dev* [Internet]. 2013;83–92. Available from: <http://www.ssrn.com/link/OIDA-Intl-Journal-Sustainable-Dev.html>
- [8] Jang H, Kim J, Sicakova A. Effect of aggregate size on recycled aggregate concrete under equivalent mortar volume mix design. *Appl Sci*. 2021;11(23).
- [9] Estanqueiro B, Dinis Silvestre J, de Brito J, Duarte Pinheiro M. Environmental life cycle assessment of coarse natural and recycled aggregates for concrete. *Eur J Environ Civ Eng* [Internet]. 2018;22(4):429–49. Available from: <http://dx.doi.org/10.1080/19648189.2016.1197161>
- [10] Silva R V., de Brito J, Dhir RK. Use of recycled aggregates arising from construction and

- demolition waste in new construction applications. *J Clean Prod* [Internet]. 2019;236:117629. Available from: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.117629>
- [11] Evangelista L, de Brito J. Mechanical behaviour of concrete made with fine recycled concrete aggregates. *Cem Concr Compos*. 2007;29(5):397–401.
- [12] Kou SC, Poon CS, Agrela F. Comparisons of natural and recycled aggregate concretes prepared with the addition of different mineral admixtures. *Cem Concr Compos* [Internet]. 2011;33(8):788–95. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.05.009>
- [13] Kurad R, Silvestre JD, de Brito J, Ahmed H. Effect of incorporation of high volume of recycled concrete aggregates and fly ash on the strength and global warming potential of concrete. *J Clean Prod*. 2017;166:485–502.
- [14] Júlio E, N.Dias, Lourenço J, Silva J. Feret coefficients for white self-compacting concrete. *Mater Struct*. 2006;39:585–91.
- [15] Faury J. *Le Béton*. 3rd ed. Dunod, editor. Paris; 1958.
- [16] Lourenço J, Júlio E, Maranha P. Lightweight expanded clay aggregate concretes (in portuguese). APEB, editor. Coimbra; 2004.
- [17] Abdelkader B, El-Hadj K, Karim E. Efficiency of granulated blast furnace slag replacement of cement according to the equivalent binder concept. *Cem Concr Compos* [Internet]. 2010;32(3):226–31. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.11.004>
- [18] Fennis SAAM, Walraven JC, den Uijl JA. Compaction-interaction packing model: regarding the effect of fillers in concrete mixture design. *Mater Struct* [Internet]. 2013 Mar 27;46(3):463–78. Available from: <http://link.springer.com/10.1617/s11527-012-9910-6>
- [19] Veiga M do R. Behaviour of wall covering mortars (in portuguese) - PhD Thesis. LNEC, editor. Lisboa; 1998.
- [20] CEN. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium; 1992.
- [21] Saiz Martínez P, González Cortina M, Fernández Martínez F, Rodríguez Sánchez A. Comparative study of three types of fine recycled aggregates from construction and demolition waste (CDW), and their use in masonry mortar fabrication. *J Clean Prod*. 2016;118:162–9.
- [22] Corinaldesi V, Moriconi G. Behaviour of cementitious mortars containing different kinds of recycled aggregate. *Constr Build Mater* [Internet]. 2009;23(1):289–94. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.12.006>
- [23] Corinaldesi V. Environmentally-friendly bedding mortars for repair of historical buildings. *Constr Build Mater* [Internet]. 2012;35:778–84. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.131>
- [24] de Oliveira Andrade JJ, Possan E, Squiavon JZ, Ortolan TLP. Evaluation of mechanical properties and carbonation of mortars produced with construction and demolition waste. *Constr Build Mater*. 2018;161:70–83.
- [25] Jesus S, Pederneiras CM, Farinha CB, de Brito J, Veiga R. Reduction of the cement content by incorporation of fine recycled aggregates from construction and demolition waste in rendering mortars. *Infrastructures*. 2021;6(1):1–16.
- [26] Kaplan G, Turkoglu M, Bodur B, Bayraktar OY. Usage of recycled fine aggregates obtained from concretes with low w/c ratio in the production of masonry plaster and mortar. *Environ Dev Sustain* [Internet]. 2022;24(2):2685–714. Available from: <https://doi.org/10.1007/s10668-021-01551-5>
- [27] Jesus S, Maia C, Brazão Farinha C, de Brito J, Veiga R. Rendering mortars with incorporation of very fine aggregates from construction and demolition waste. *Constr Build Mater* [Internet]. 2019;229:116844. Available from: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116844>
- [28] CEN. EN 998-1, Specifications for mortar for masonry. Part 1: Rendering and plastering mortar (in portuguese). Brussels, Belgium; 2003.
- [29] CEN. EN 998-2, Specification for mortar for masonry. Part 2: Masonry mortar (in portuguese). 2003.

Aderência de varões de GFRP de matriz termoplástica ao betão: Comportamento a temperatura elevada e propriedades residuais após exposição ao calor

I. C. Rosa¹ J. P. Firmo² J. R. Correia³ B. Claus⁴ M. Tacke⁵ E. Coopman⁶

RESUMO

Os varões de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) são cada vez mais utilizados em estruturas de betão armado devido à sua elevada resistência à corrosão. Porém, estes varões são habitualmente produzidos com resinas termoendurecíveis, o que impossibilita a sua dobragem em obra e limita a sua reciclagem. Recentemente, começaram a ser desenvolvidos varões com matriz termoplástica, que possibilita a sua dobragem, e oferece opções de fim de vida mais sustentáveis, como a reciclagem. Contudo, não existem estudos sobre a aderência destes varões ao betão, nem sobre o efeito de temperaturas elevadas nesta propriedade.

Este artigo apresenta um estudo sobre a aderência ao betão de varões de GFRP, produzidos com resina acrílica termoplástica, a temperatura elevada e após exposição ao calor (comportamento residual). A primeira parte do artigo descreve a campanha experimental que incluiu dois tipos de ensaios de arrancamento em varões embebidos em cilindros de betão. O primeiro tipo de ensaio foi realizado a diferentes temperaturas elevadas (constantes, entre 20 °C e 200 °C), com o objetivo de quantificar a resistência e rigidez de aderência a temperaturas elevadas. No segundo tipo de ensaio, avaliou-se o comportamento de aderência residual (a temperatura ambiente) dos varões após exposição a temperatura elevada; para tal, os provetes foram expostos a temperatura constante (de 50 °C até 245 °C), durante 1 hora, sendo posteriormente arrefecidos e testados a temperatura ambiente. Os resultados mostraram que a resistência e rigidez de aderência são severamente degradadas quando os varões são expostos a temperaturas iguais e superiores à sua temperatura de transição vítrea. Contudo, uma parcela significativa dessa degradação é reversível após arrefecimento. Na segunda parte do artigo, apresentam-se modelos analíticos para descrever a degradação da resistência de aderência dos varões em função da temperatura, bem como leis de aderência locais calibradas numericamente para diferentes temperaturas.

Palavras-chave: Varões de polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP); resina acrílica termoplástica; aderência varão GFRP-betão; temperatura elevada; comportamento residual.

1. INTRODUÇÃO

O uso de varões de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) em elementos de betão armado (BA-GFRP) é uma alternativa técnica e economicamente viável aos varões de aço inoxidável devido à sua elevada resistência à corrosão, leveza e reduzidos requisitos de manutenção. Os varões de GFRP mais comumente utilizados têm como base uma matriz termoendurecível (e.g. viniléster ou epóxi) e, por esse motivo, são dificilmente recicláveis e não podem ser moldados após o seu fabrico (por pultrusão).

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, ines.rosa@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt

⁴ Ghent University, Gent, Bélgica, baziel.claus@ugent.be

⁵ Ghent University, Gent, Bélgica, mathis.tacke@ugent.be

⁶ Ghent University, Gent, Bélgica, emma.coopman@ugent.be

Porém, estas limitações geram constrangimentos em situações em que são necessárias armaduras com dobras (sobretudo para estribos e cintas), porque estas têm de ser executadas em fábrica por um processo específico de moldagem antes da cura da matriz, envolvendo maior custo e tempo de produção [1].

Com vista a superar as limitações dos varões de GFRP convencionais, o setor da construção tem vindo a demonstrar um interesse crescente no uso de varões de GFRP com matriz termoplástica. Isto deve-se ao facto destes varões poderem ser termoformados após a cura da resina, possibilitando a sua dobragem em obra e a sua potencial reciclagem, tornando-os assim numa alternativa mais sustentável e flexível em relação aos varões convencionais produzidos com resinas termoendurecíveis. Contudo, tratando-se de uma tecnologia recente, vários aspetos relacionados com as propriedades mecânicas dos varões termoplásticos, bem como a sua aderência ao betão e o seu comportamento estrutural em elementos de BA carecem de investigação [1,2]. Por esta razão, os varões termoplásticos não são abrangidos pelas atuais normas e códigos de dimensionamento para estruturas de BA-GFRP (e.g. *ACI CODE-440.11-22*, *CAN/CSA S806* e *Fib Bulletin 40*). Por outro lado, sabe-se que um aspeto crítico no dimensionamento de elementos de BA-GFRP é o comportamento dos varões de GFRP a temperatura elevada, devido ao facto das suas propriedades mecânicas e de aderência ao betão serem severamente degradadas quando estes são expostos a temperaturas próximas e superiores à sua temperatura de transição vítrea (T_g). Embora esta preocupação esteja bem documentada na literatura para varões termoendurecíveis ([3]), é também expectável que desempenhe um papel determinante no dimensionamento de elementos com varões de GFRP termoplásticos ([1]); porém, ainda não existem estudos na literatura sobre este tema.

O estudo apresentado neste artigo foi desenvolvido no âmbito de um projeto de investigação que visa avaliar a viabilidade técnica do uso de varões de GFRP termoplásticos em elementos de betão armado, especialmente em lajes ou vigas de edifícios, onde a ação accidental do incêndio tem de ser considerada. Neste contexto, este artigo apresenta os resultados de um estudo experimental, analítico e numérico onde se investigou a degradação da aderência ao betão de varões de GFRP termoplásticos, produzidos com uma resina acrílica termoplástica de nova geração, a temperatura elevada e após exposição ao calor (comportamento residual). A componente experimental do estudo é composta por duas séries de ensaios de arrancamento direto (do tipo *direct pull-out*) realizados em varões embebidos em cilindros de betão. Na série 1, foram realizados ensaios a temperatura ambiente (20°C) e temperatura elevada constante (entre 50 °C e 200 °C) para quantificar a degradação da resistência e rigidez de aderência a temperatura elevada. A série 2 teve como objetivo avaliar as propriedades residuais de aderência (a temperatura ambiente) após exposição ao calor. Para isso, os varões foram primeiramente expostos a temperatura elevada constante (de 50 °C até 250 °C) durante 1 hora, sendo em seguida arrefecidos e testados a temperatura ambiente. Complementarmente ao estudo experimental, foram também desenvolvidos estudos analíticos e numéricos com os seguintes objetivos: (i) calibrar modelos analíticos para descrever a degradação da resistência de aderência dos varões com a temperatura, e (ii) calibrar numericamente leis de aderência locais para descrever a relação constitutiva de tensão de aderência vs. deslizamento dos varões, a temperatura elevada e após exposição ao calor.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

Os varões de GFRP (Fig. 1) foram fornecidos pela *Sireg Geotechnics* e foram produzidos pela pultrusão de fibras de vidro do tipo E-CR impregnadas numa resina acrílica termoplástica (nome comercial *Elium*[®]). Os varões apresentam uma superfície nervurada e diâmetro nominal de 12 mm. A sua temperatura de transição vítrea ($T_g = 90$ °C) foi determinada através de análise mecânica dinâmica (DMA), definida de forma conservativa como a temperatura de início do decaimento da curva do módulo de armazenamento em escala logarítmica. A temperatura de decomposição ($T_d = 351$ °C) foi definida com base na temperatura média do decaimento da massa, obtida através de análise termogravimétrica (TGA).

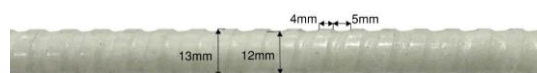


Figura 1. Varão de GFRP com resina acrílica termoplástica.

Os varões foram testados em tração, de acordo com a norma ISO 10406-1, para determinar a sua resistência à tração (valor médio de 1053 MPa) e módulo de elasticidade (valor médio de 52 GPa) à temperatura ambiente. A variação das referidas propriedades até 250 °C é apresentada na Fig. 2, tendo sido determinada através de ensaios de tração realizados a temperatura elevada em regime estacionário. A Fig. 2 também mostra as propriedades residuais dos varões, obtidas após 1 h de exposição a temperatura elevada constante (até aos 250 °C), seguida por uma fase de arrefecimento lento e ensaio à temperatura ambiente. Ambos os ensaios foram realizados na mesma câmara térmica e máquina de ensaio utilizada nos ensaios de arrancamento (*cf.* Secção 2.2, Fig. 3b). A Fig.2 mostra que a resistência e o módulo de elasticidade em tração apresentam uma recuperação significativa após arrefecimento.

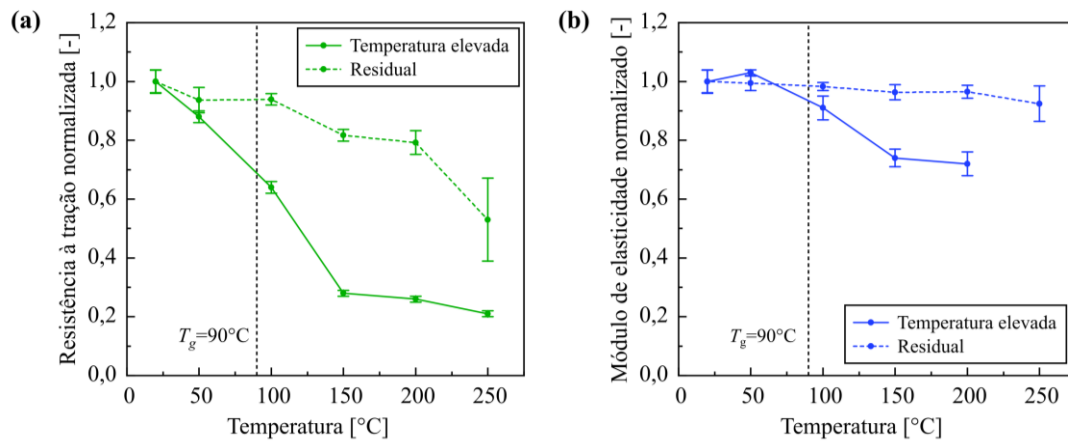


Figura 2. (a) Variação da resistência à tração e (b) módulo de elasticidade dos varões em função da temperatura: propriedades a temperatura elevada e propriedades residuais (obtidas a temperatura ambiente).

2.2 Descrição da geometria dos provetes, esquema e procedimento de ensaio

Os ensaios de arrancamento (tipo *pull-out* direto) foram realizados de acordo com a norma ASTM D7913, em cilindros de betão, com 150 mm de diâmetro e altura, nos quais um varão de GFRP foi posicionado ao longo da sua geratriz (Fig. 3a). O comprimento aderente do varão ao betão ($L_b = 60$ mm) foi definido de acordo com a norma, correspondendo a cinco vezes o diâmetro do varão; o restante comprimento (não aderente) do varão foi protegido com um tubo de PVC. Os cilindros foram betonados com betão estrutural seco pré-doseado (*Betão-S Estrutural* da *SECILTEK*) com agregado com dimensão máxima de 10 mm. O betão foi testado aos 52 dias de idade (data dos ensaios de arrancamento), apresentando valores médios de resistência à compressão de 47.7 MPa (avaliada em cubos) e resistência à tração de 3.4 MPa (avaliada em ensaios de compressão diametral). A extremidade carregada dos varões foi protegida com um tubo de aço preenchido com resina epóxi (*Sikadur-330*) para prevenir roturas prematuras na garra da máquina de ensaio.

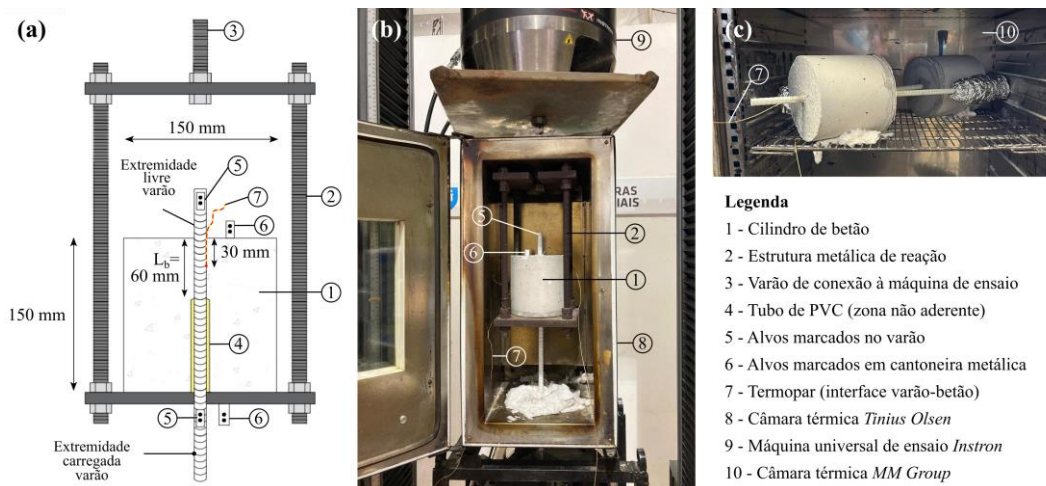


Figura 3. (a) Geometria do provete e estrutura metálica de reação; (b) câmara térmica usada nos ensaios a temperatura elevada; (c) câmara térmica usada para aquecer os provetes nos ensaios residuais.

As Figs. 3a e 3b mostram o esquema de ensaio utilizado, composto por uma estrutura metálica de reação conectada a uma máquina universal de ensaio *Instron* (capacidade de carga de 600 kN). As Figs. 3b e 3c mostram as câmaras térmicas utilizadas para aquecer os provetes nos ensaios (i) a temperatura elevada – série 1 – marca *Tinius Olsen*, e (ii) nos ensaios residuais – série 2 – da *MMM Group*. A temperatura dos provetes foi medida através de um termopar tipo K colado à superfície do varão e posicionado (antes da betonagem) a meia altura do comprimento aderente. O deslizamento do varão em relação ao betão foi medido com um vídeo-extensómetro, composto por uma câmara de alta resolução *Flir Blackfly* e software *MatchID*, usando como referência um conjunto de alvos marcados na superfície do varão (extremidade livre e carregada), bem como no betão e na estrutura metálica de reação (ver Fig. 3a).

Nos ensaios a temperatura elevada (série 1), os provetes foram testados à temperatura ambiente de referência ($20\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$) e em regime estacionário, às temperaturas de 50 °C , 100 °C , 150 °C e 200 °C , para caracterizar o comportamento de aderência dos varões ao betão durante a exposição (de curta duração) a temperatura elevada. Nestes ensaios, os provetes foram aquecidos até à temperatura objetivo (medida na interface varão-betão) e, imediatamente após a temperatura estabilizar, o varão foi arrancado do cilindro em controlo de deslocamento, à taxa de 1 mm/min . Os ensaios da série 2 tiveram como objetivo avaliar as propriedades residuais de aderência dos varões ao betão após exposição à temperatura elevada. Para isso, os provetes foram inicialmente aquecidos até à temperatura objetivo (definida em 50 °C , 100 °C , 150 °C , 200 °C e 245 °C), a qual foi mantida constante durante 1 hora. Em seguida, os provetes foram deixados a arrefecer lentamente no interior da câmara térmica até à temperatura ambiente, sendo depois testados, a essa temperatura e em controlo de deslocamento, à taxa de 1 mm/min . Para cada série e temperatura objetivo, foram ensaiados (no mínimo) 3 provetes .

3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A Fig. 4 apresenta as curvas de tensão de aderência média vs. deslizamento na extremidade carregada obtidas para diferentes temperaturas nas duas séries de ensaios. Em ambos os casos, o comportamento de aderência apresenta uma fase inicial aproximadamente linear e uma fase pós-pico não linear, caracterizada por uma redução gradual inicial da tensão de aderência, seguida por uma fase de estabilização em torno de uma tensão residual. Nos ensaios realizados a temperatura elevada (Fig. 4a), quer a resistência de aderência (*i.e.* o valor máximo da tensão de aderência média) quer a rigidez inicial (correspondente ao declive da fase linear) reduziram gradualmente com o aumento da temperatura, sendo essa redução especialmente severa para temperaturas superiores à T_g (90 °C), devido à transição vítrea da matriz polimérica (que provoca o seu amolecimento). Porém, este efeito não se verificou na sua resposta residual (Fig. 4b), em que a resistência e rigidez de aderência (testadas a temperatura ambiente) apresentaram reduções, negligenciáveis a ligeiras, com o aumento da temperatura de exposição.

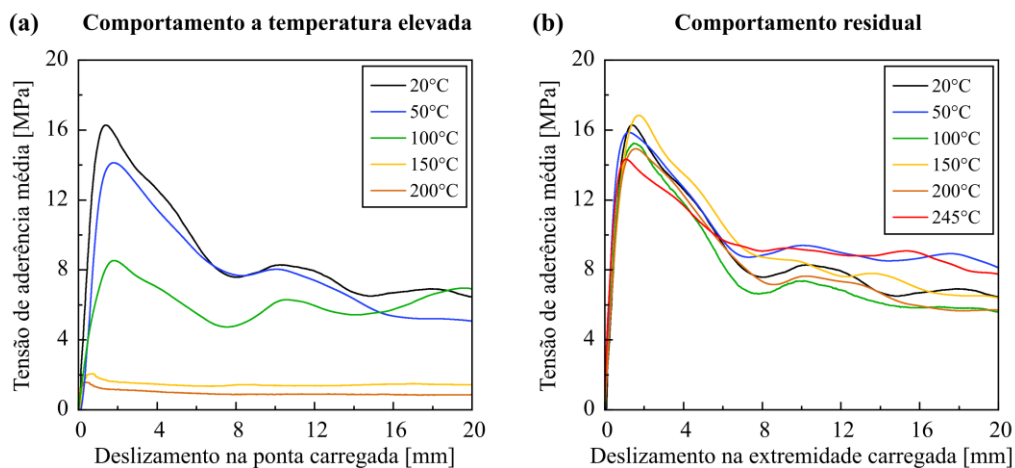


Figura 4. Curvas de tensão de aderência média vs. deslizamento na extremidade carregada, obtidas em ensaios (a) a temperatura elevada (série 1) e (b) residuais (série 2) (curva representativa obtida para cada temperatura).

A Fig. 5 mostra a variação da resistência e rigidez de aderência dos varões, em função da temperatura, em valores normalizados relativamente às propriedades à temperatura ambiente. As propriedades de aderência a temperatura elevada e as propriedades residuais encontram-se listadas no Quadro 1 e no Quadro 2, respetivamente. Observa-se na Fig. 5 que enquanto a resistência de aderência a temperaturas elevadas foi severamente degradada para temperaturas superiores à T_g – apresentando reduções de ~50% a 100 °C e de ~90% a 150 °C e 200 °C – a resistência de aderência residual apresentou reduções significativamente mais ligeiras, e inferiores a 20%, mesmo para a temperatura de exposição mais elevada (245 °C). Estes resultados indicam que a degradação da resistência de aderência dos varões termoplásticos apresentou uma recuperação muito significativa, na ordem de 70% a 200 °C, em relação à redução obtida nos ensaios a temperatura elevada. Isto indica que uma parcela substancial da degradação da aderência varão-betão que ocorre devido à transição vítrea da matriz é reversível após arrefecimento.

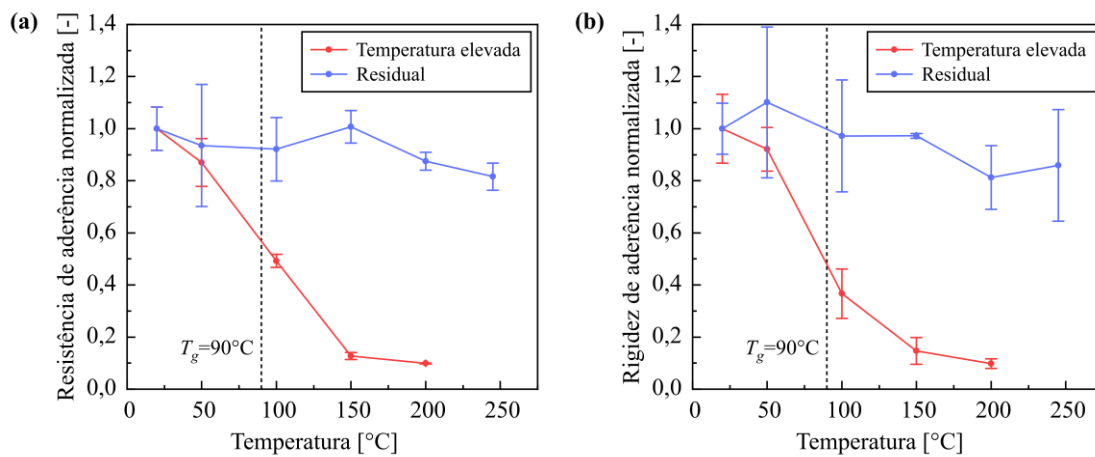


Figura 5. Comparação da (a) resistência e (b) rigidez de aderência obtidas a temperatura elevada e após exposição ao calor em função da temperatura (valores normalizados em relação a 20 °C).

Quadro 1. Resultados dos ensaios de arrancamento realizados a temperatura elevada (série 1).

T [°C]	Força máxima de arrancamento [kN]	Resistência de aderência [MPa]	Resistência de aderência normalizada [-]	Rigidez de aderência [kN/mm]	Rigidez de aderência normalizada [-]
20 ± 2	38,9 ± 3,2	17,2 ± 1,4	1,00 ± 0,1	18,7 ± 1,8	1,00 ± 0,1
50 ± 2	33,9 ± 3,6	15,0 ± 1,6	0,87 ± 0,1	17,1 ± 1,4	0,89 ± 0,1
100 ± 2	19,2 ± 1,0	8,4 ± 0,4	0,49 ± 0,0	5,8 ± 1,6	0,30 ± 0,1
150 ± 2	4,9 ± 0,5	2,2 ± 0,2	0,13 ± 0,0	3,5 ± 0,9	0,18 ± 0,1
200 ± 2	3,8 ± 0,1	1,7 ± 0,0	0,10 ± 0,0	1,9 ± 0,3	0,10 ± 0,0

Quadro 2. Resultados dos ensaios de arrancamento residuais (série 2).

T [°C]	Força máxima de arrancamento [kN]	Resistência de aderência [MPa]	Resistência de aderência normalizada [-]	Rigidez de aderência [kN/mm]	Rigidez de aderência normalizada [-]
20 ± 2	38,9 ± 3,2	17,2 ± 1,4	1,00 ± 0,1	18,7 ± 1,8	1,00 ± 0,1
50 ± 2	36,4 ± 9,1	16,1 ± 4,0	0,94 ± 0,2	20,6 ± 5,4	1,10 ± 0,3
100 ± 2	32,9 ± 4,7	14,6 ± 2,1	0,92 ± 0,1	18,2 ± 4,0	0,97 ± 0,2
150 ± 2	39,2 ± 2,4	17,3 ± 1,1	1,01 ± 0,1	18,2 ± 0,2	0,97 ± 0,0
200 ± 2	34,1 ± 1,3	15,1 ± 0,6	0,88 ± 0,0	15,2 ± 2,3	0,81 ± 0,1
245 ± 2	31,8 ± 2,0	14,1 ± 0,9	0,82 ± 0,1	16,1 ± 4,0	0,86 ± 0,2

As diferenças no comportamento de aderência residual e a temperatura elevada dos varões mostraram-se consistentes com os modos de rotura observados na interface varão-betão, e indicaram uma relação causal entre o dano da interface e a severidade de degradação da aderência. Por um lado, a interface dos provetes da série 2 (Fig. 6a₁ e 6a₂) apresentou o mesmo modo de rotura do que a dos provetes da série

1 testados a 20 °C e a temperaturas inferiores à T_g (Fig. 6b₁); este modo de rotura, associado a reduções ligeiras da resistência de aderência, caracterizou-se pelo arrancamento das nervuras de betão localizadas entre as nervuras do varão. Por outro lado, as reduções severas da aderência que ocorreram nos provetes da série 1 testados a temperaturas superiores à T_g foram associadas a um modo de rotura distinto, caracterizado pelo deslizamento do núcleo do varão em relação às suas nervuras (Fig. 6b₂). Importa referir que em nenhum destes casos se observaram roturas por fissuração (i.e. *splitting*) do betão.

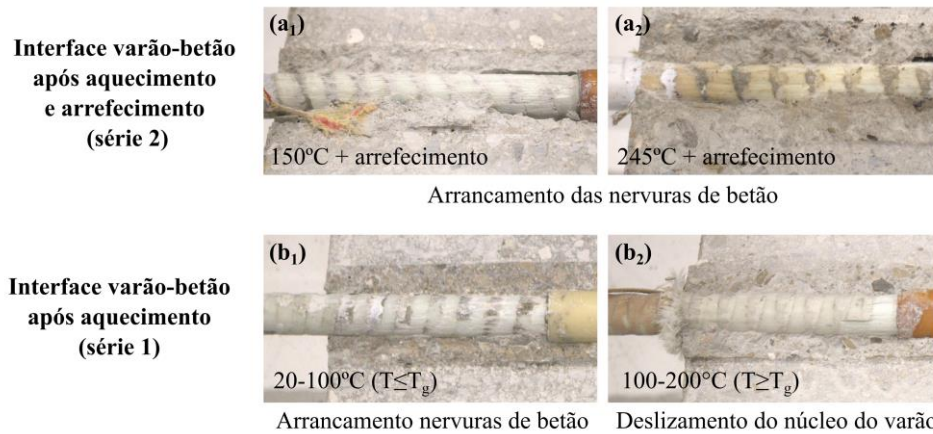


Figura 6. Modos de rotura na interface varão-betão: (a) ensaios residuais e (b) ensaios a temperatura elevada.

Conforme se mostra na Fig. 7, as propriedades de aderência (resistência e rigidez) variaram de forma similar (dentro de cada série experimental) com o aumento da temperatura, tanto nos ensaios a temperatura elevada quanto nos ensaios residuais. No que diz respeito ao comportamento residual (Fig. 7b), as propriedades mecânicas e de aderência do varão termoplástico apresentaram reduções similares e inferiores a 20% até 245-250°C, com exceção da resistência à tração, que reduziu 47% a 250 °C. No que se refere ao comportamento a temperatura elevada (Fig. 7a), a redução da resistência e rigidez de aderência do varão termoplástico a 200 °C (90%) foi superior àquela obtida para a resistência à tração (74%) e módulo de elasticidade (28%), conforme seria esperado. Importa referir que a degradação da resistência de aderência e do módulo de elasticidade do varão termoplástico obtidas neste estudo (até 250 °C) é comparável ao limite inferior de redução reportado na literatura para varões de GFRP termoendurecíveis (cf. [3]). No entanto, a redução da resistência à tração do varão termoplástico a 250 °C (80%) é superior à reportada na literatura para os varões de GFRP convencionais produzidos com resina termoendurecível – a este respeito, os dados existentes, referentes a diferentes fabricantes, materiais constituintes e procedimentos de ensaio, apontam para reduções de resistência à tração àquela temperatura entre 4% e 66% [3].

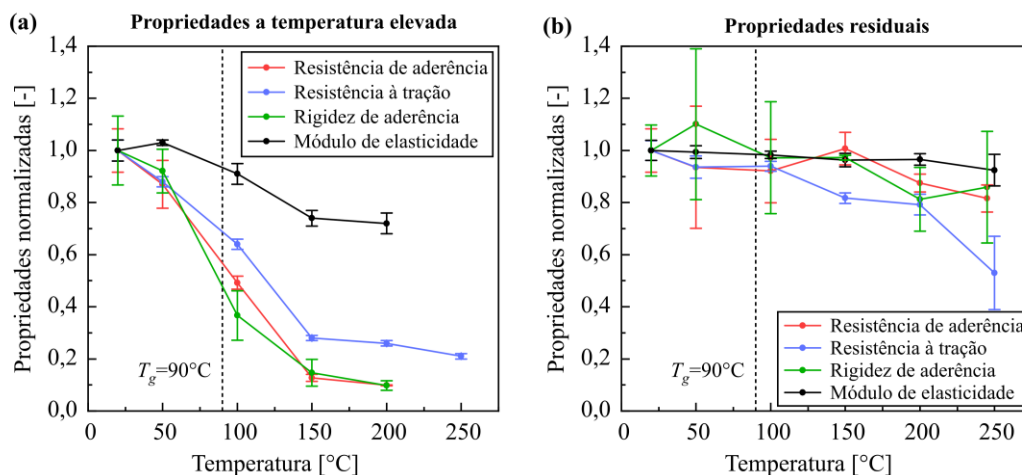


Figura 7. Comparação das propriedades (resistência e rigidez) mecânicas e de aderência dos varões em função da temperatura – propriedades normalizadas (a) a temperatura elevada e (b) residuais.

4. ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO

4.1 Modelação analítica da degradação da resistência de aderência em função da temperatura

Um dos objetivos deste estudo foi propor modelos analíticos para descrever a variação da resistência de aderência dos varões de GFRP termoplásticos com a temperatura, nomeadamente a temperatura elevada e após exposição ao calor. Para esse fim, foram considerados dois modelos empíricos de relaxação propostos por Gibson *et al.* [4] e Correia *et al.* [5]. Nas respetivas expressões matemáticas, apresentadas no Quadro 3, uma propriedade genérica (P) é descrita como uma função da temperatura (T) através de um conjunto de parâmetros, entre os quais P_u e P_r , em que P_u corresponde ao valor experimental da propriedade do material no estado não relaxado (*i.e.* a temperatura ambiente) e P_r é a propriedade no estado relaxado (*i.e.* após a transição vítrea, mas antes da decomposição). Os restantes parâmetros, descritos em seguida, foram calibrados através do ajuste das previsões analíticas do modelo aos dados experimentais, usando para isso um procedimento padrão que visou minimizar o erro quadrático médio (EQM) entre estes dois conjuntos de dados. Para o modelo de Gibson *et al.* [4], foram calibrados os parâmetros k' (constante que descreve a amplitude da função hiperbólica *tanh*) e $T_{g,mech}$ (parâmetro relacionado com a T_g do material), enquanto o modelo de Correia *et al.* [5] considera dois parâmetros (B e C), ambos sem significado físico. Os parâmetros calibrados de ambos os modelos analisados encontram-se listados no Quadro 3, juntamente com o erro percentual absoluto médio (EPAM) correspondente, e que foi utilizado para aferir a precisão relativa das previsões de cada modelo em relação aos dados experimentais. A Fig. 8 compara as curvas analíticas e os dados experimentais referentes à resistência de aderência dos varões a temperatura elevada e após arrefecimento. Concluiu-se que o modelo de Gibson *et al.* [4] ofereceu as previsões mais precisas da variação da resistência de aderência a temperatura elevada (EPAM = 8,8%) (Fig. 8a), enquanto a resistência de aderência residual (apesar da sua elevada dispersão) poder ser igualmente bem descrita através dos modelos de Gibson *et al.* [4] (EPAM = 11,1%) e Correia *et al.* [5] (EPAM = 11,2%) (Fig. 8b).

Quadro 3. Parâmetros dos modelos de degradação da resistência de aderência, calibrados para as condições de temperatura elevada (TE) e comportamento residual (R).

Modelo	Equação	Parâmetro	TE	R
Gibson <i>et al.</i> [4]	$P(T) = P_u - \frac{P_u - P_r}{2} \cdot (1 + \tanh[k'(T - T_{g,mech})])$	k' [-]	0,02	0,006
		$T_{g,mech}$ [°C]	93,4	115,2
		EPAM [%]	8,8	11,1
Correia <i>et al.</i> [5]	$P(T) = P_r + (P_u - P_r) \cdot (1 - e^{Be^{CT}})$	B [-]	-10,1	-1,8
		C [-]	-0,03	-0,01
		EPAM [%]	18,8	11,2

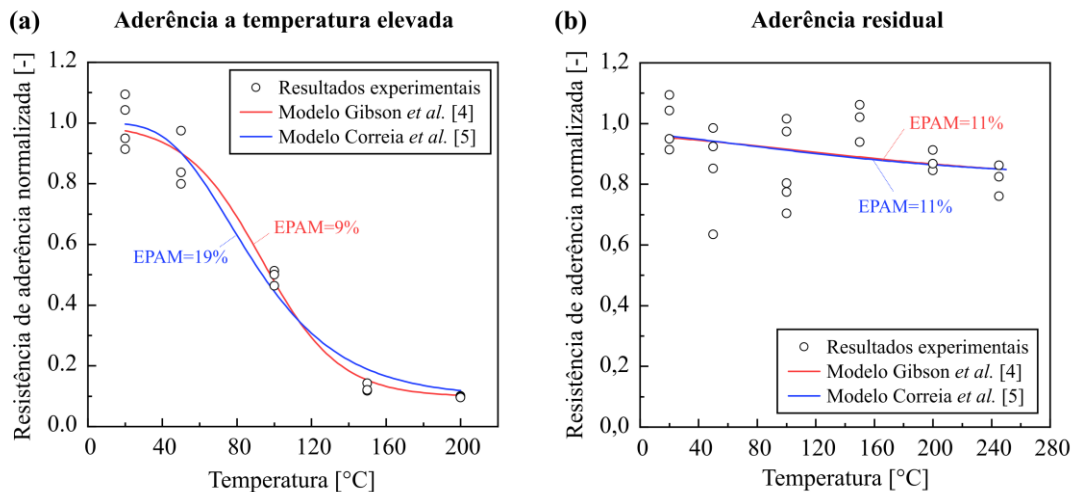


Figura 8. Comparação entre dados experimentais da resistência de aderência e curvas analíticas obtidas pelos modelos de Gibson *et al.* [4] e Correia *et al.* [5]: (a) a temperatura elevada e (b) residual.

4.2 Leis de aderência locais dependentes da temperatura

A modelação da interação entre os varões de GFRP e o betão durante ou após um incêndio requer que a aderência GFRP-betão seja explicitamente simulada em função da temperatura [3]. Para este fim, os resultados dos ensaios de arrancamento foram utilizados para calibrar, para diferentes temperaturas e condições de exposição, leis de aderência locais que descrevam a relação constitutiva de tensão de aderência (τ) vs. deslizamento (s) dos varões num elemento de betão armado. Esta calibração foi realizada numericamente e com o objetivo de modelar o comportamento de aderência: (i) a temperatura ambiente (20 °C); (ii) durante a exposição a temperatura (elevada) constante de 50 °C, 100 °C, 150 °C e 200 °C; e (iii) residual a temperatura ambiente (i.e. após 1 h de exposição a 245 °C, seguida de arrefecimento até à temperatura ambiente).

O procedimento numérico adotado para calibrar as leis de aderência foi inicialmente proposto por Sena-Cruz e Barros [6] e desenvolvido em *Matlab* por Azevedo *et al.* [7], e foi anteriormente utilizado com sucesso por Rosa *et al.* [8] para calibrar leis de aderência para varões de GFRP termoendurecíveis. Este procedimento envolve a resolução numérica da seguinte equação diferencial (Eq. (1)) que rege o comportamento tangencial de aderência ao longo da interface varão-betão,

$$\frac{d^2s}{dx^2} = \frac{4}{d_b \cdot E_f} \tau(s) \quad (1)$$

na qual $\tau(s)$ é a tensão de aderência tangencial associada ao deslizamento do varão (s), x é a posição ao longo do comprimento aderente, d_b é o diâmetro do varão, e E_f é o seu módulo de elasticidade à tração. Esta metodologia considera a distribuição não uniforme de tensões ao longo do comprimento aderente, bem como a degradação do módulo de elasticidade dos varões com a temperatura, obtida experimentalmente (Fig. 2b). A lei constitutiva de aderência considerada é descrita pela Eq. (2),

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_m \left(\frac{s}{s_m}\right)^\alpha & \text{if } s \leq s_m \\ \tau_m \left(\frac{s}{s_m}\right)^{-\alpha'} & \text{if } s > s_m \end{cases} \quad (2)$$

onde a tensão máxima de aderência (τ_m) e o deslizamento correspondente (s_m) foram definidos com base nos resultados experimentais (Fig. 4). Os parâmetros α e α' definem a forma das curvas tensão-deslizamento, e foram calibrados numericamente, para cada temperatura, tendo em vista a minimização das diferenças relativas entre as curvas numéricas e experimentais de tensão de aderência vs. deslizamento obtidas nas extremidades livre e carregada do varão. O Quadro 4 apresenta o conjunto de parâmetros ótimos (i.e. calibrados) que definem as leis constitutivas locais associadas ao comportamento de aderência a temperatura elevada e residual dos varões. Conforme se mostra nas Figs. 9a₁ e 9b₁, as curvas força de arrancamento vs. deslizamento obtidas numericamente apresentam uma concordância muito próxima com as obtidas nos ensaios. Este resultado comprova que as leis de aderência locais, ilustradas nas Figs. 9a₂ e 9b₂, foram capazes de capturar de forma suficientemente precisa a degradação gradual da resistência e rigidez de aderência com o aumento da temperatura de exposição, bem como reproduzir a recuperação das referidas propriedades após o arrefecimento.

Quadro 4. Parâmetros das leis de aderência locais para diferentes condições de exposição.

<i>Condições de exposição</i>	<i>T [°C]</i>	<i>s_m [mm]</i>	<i>τ_m [MPa]</i>	<i>α [-]</i>	<i>α' [-]</i>
Temperatura elevada	20	1,08	16,54	0,55	0,33
	50	1,60	14,90	0,33	0,32
	100	1,02	8,35	0,90	0,14
	150	0,50	1,92	0,32	0,10
	200	0,45	1,68	0,29	0,16
Comportamento residual	245	1,25	13,65	0,35	0,21

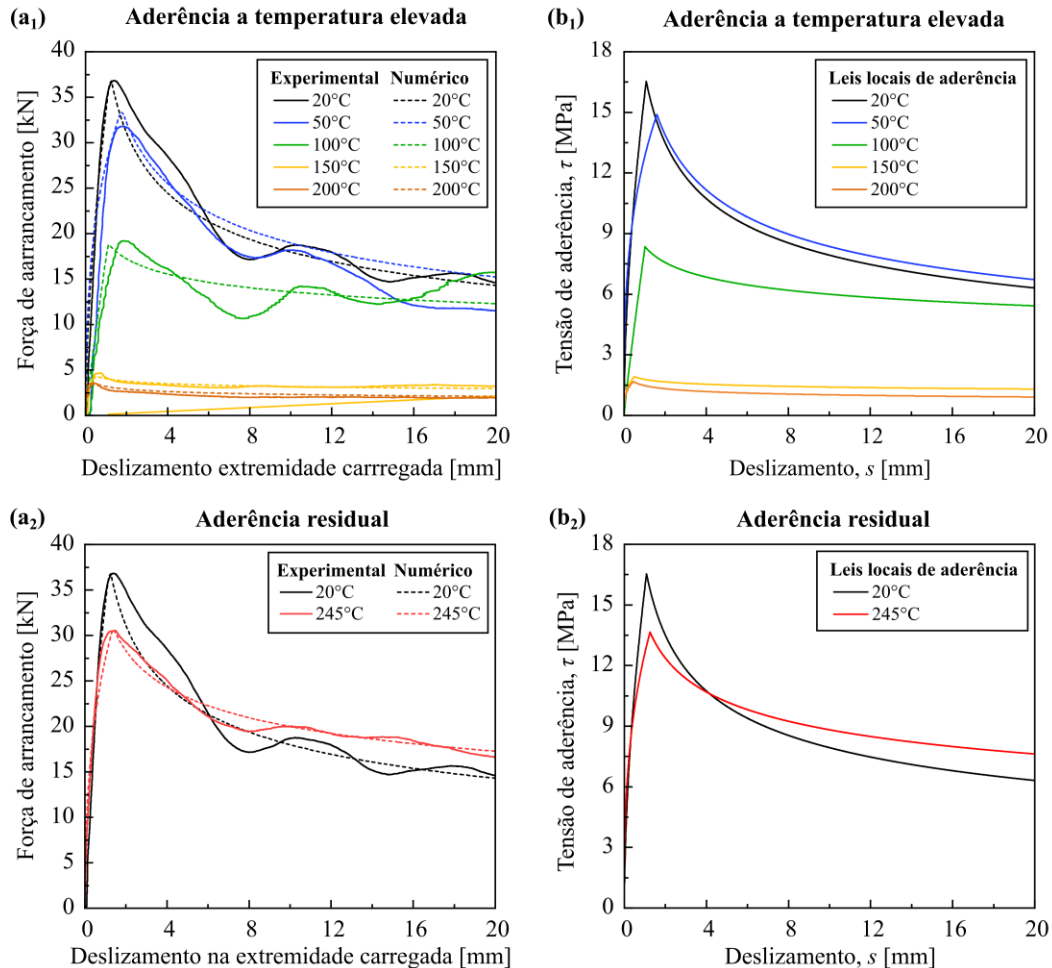


Figura 9. (a) Comparação das curvas experimentais e numéricas de força de arrancamento vs. deslizamento na extremidade carregada do varão, e (b) leis locais de aderência calibradas, referentes ao comportamento de aderência (a₁, b₁) a temperatura elevada e (a₂, b₂) residual.

5. CONCLUSÕES

Este artigo apresentou um estudo que pretendeu avaliar os efeitos da exposição a temperatura elevada no comportamento de aderência entre o betão e varões de GFRP produzidos com uma resina acrílica termoplástica (potencialmente reciclável). Com este propósito, foram realizados ensaios de arrancamento do tipo *pull-out* direto em varões embebidos em cilindros de betão, os quais foram testados: (i) a temperatura ambiente (20 °C), (ii) a temperatura elevada constante (entre 50 °C e 200 °C) para determinar a sua resistência e rigidez de aderência em estado aquecido, e (iii) a temperatura ambiente após exposição a temperatura elevada (entre 50 °C até 245 °C) durante 1 h, com o objetivo de avaliar as suas propriedades residuais após arrefecimento.

À semelhança do que acontece nos varões de GFRP convencionais produzidos com resinas termoendurecíveis, a resistência e rigidez de aderência dos varões de GFRP termoplásticos foram severamente degradadas a temperaturas iguais e superiores à T_g . Quando testados a 100 °C e 200 °C (*i.e.* temperaturas superiores à $T_g = 90$ °C), a resistência de aderência reduziu, respetivamente, em 50% e 90% em relação à resistência de referência determinada à temperatura ambiente. Contudo, os resultados mostraram que uma parcela significativa da degradação causada pela transição vítrea da resina é reversível após arrefecimento. Nos ensaios destinados a avaliar as propriedades de aderência residuais, a resistência de aderência dos varões aquecidos a 245 °C e posteriormente arrefecidos até 20 °C apresentou uma retenção de 20% relativamente à resistência de referência.

Complementarmente ao estudo experimental, foram propostos modelos analíticos para descrever a degradação da resistência de aderência em função da temperatura. Foram também propostas leis locais de aderência para diferentes temperaturas, que foram numericamente calibradas, para descrever o comportamento da interface varão-betão a temperatura elevada e após exposição ao calor. Estes resultados possuem relevância prática no contexto do dimensionamento ao fogo de elementos de betão armado com varões de GFRP termoplásticos que, por serem materiais recentes, ainda não são abrangidos pelos atuais códigos de dimensionamento estrutural.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao centro de investigação CERIS, através do projeto *FireFRPrebar* (financiamento FCT - UIDB/04625/2020, doi.org/10.54499/UIDB/04625/2020) e do projeto *WildFireHouseProtection* (financiamento FCT – PTDC/ECI-COM/2240/2020) pelo financiamento desta investigação, bem como à *Sireg Geotech* pelo fornecimento dos varões de GFRP termoplásticos.

REFERÊNCIAS

- [1] Benmokrane, B.; Mousa, S.; Mohamed, K.; Sayed-Ahmed, M. (2021). Physical, mechanical and durability characteristics of newly developed thermoplastic GFRP bars for reinforcing concrete structures. *Construction and Building Materials*, Vol. 276, pp. 122200. <http://10.1016/j.conbuildmat.2020.122200>
- [2] D’Antino, T.; Bertolli, V.; Pisani, M.A.; Poggi, C. (2023). Tensile and interlaminar shear behavior of thermoset and thermoplastic GFRP bars exposed to alkaline environment. *Journal of Building Engineering*, Vol. 72, pp.106581. <https://doi.org/10.1016/j.job.2023.106581>
- [3] Rosa, I.C.; Firmo, J.P.; Correia, J.R.; Bisby, L.A. (2023). Fire behaviour of GFRP-reinforced concrete structural members: a state-of-the-art review. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 27, N. 5, pp. 03123002. <https://doi.org/10.1061/JCCOF2.CCENG-426>
- [4] Gibson, A.G.; Wu, Y.S.; Evans, J.T.; Mouritz, A.P. (2006). Laminate theory analysis of composites under load in fire. *Journal of Composite Materials*, Vol. 40, N. 7, pp. 639–658. <https://doi.org/10.1177/0021998305055543>
- [5] Correia, J.R.; Gomes, M.M.; Pires, J.M. ; Branco, F.A. (2013). Mechanical behaviour of pultruded glass fibre reinforced polymer composites at elevated temperature: Experiments and model assessment. *Composite Structures*, Vol. 98, N. 1, pp. 303–313. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2012.10.051>
- [6] Sena-Cruz J.; Barros J. (2004). Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete. *Computers and Structures*, Vol. 82, pp. 1513-1521. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.03.047>
- [7] Azevedo, A.; Tiago, C.; Firmo, J.P.; Correia J.R. (2021). Development of a Matlab code for the numerical modelling of the bond between FRP composites and concrete. CERIS Report DTC, N° 05/2021, Instituto Superior Técnico.
- [8] Rosa, I.C.; Firmo, J.P.; Correia, J.R.; Mazzuca, P. (2021). Influence of elevated temperatures on the bond behaviour of ribbed GFRP bars in concrete. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 122, pp. 104119. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104119>

Paredes compósitas pré-fabricadas em UHDC-LCLWAC. Formulação dos betões e estudo do comportamento da ligação entre ambos

R. Martins¹

R. Carmo²

H. Costa³

E. Júlio⁴

RESUMO

A construção de edifícios recorrendo à pré-fabricação em betão está a registar um interesse renovado e crescente. Neste contexto, o sistema de paredes estruturais é uma das soluções com maior potencial, porque permite a execução da estrutura e a organização de espaços de forma simples e rápida, não sendo necessário a construção de pilares e vigas. Considerando as vantagens deste sistema, desenvolveu-se uma parede estrutural compósita inovadora, adotando uma camada de betão de ultra-elevada durabilidade (UHDC) no exterior e um betão leve com baixa dosagem de cimento (LCLWAC) no interior. Deste modo, obtêm-se as seguintes vantagens: (a) redução do peso próprio, (b) aumento da durabilidade e, assim, da vida útil da estrutura e (c) redução da dosagem de cimento e, conseqüentemente, da pegada carbónica do produto. Adicionalmente, foram desenvolvidas ligações secas (aparafusadas), para simplificar e agilizar a construção, reduzindo a necessidade de mão de obra e permitindo, se necessário, a desconstrução da estrutura.

Nesta comunicação é apresentado (a) o estudo de formulação e caracterização (propriedades nos estados fresco e endurecido) dos betões utilizados (UHDC e LCLWAC) e (b) o estudo do comportamento da interface UHDC-LCLWAC, considerando diferentes rugosidades e armaduras de ligação entre as duas camadas de betão. Usando a solução desenvolvida é possível: (i) reduzir o peso próprio em 20% e a dosagem de cimento em 25%, comparativamente a uma parede monolítica de referência com a mesma resistência mecânica; (ii) aumentar a vida útil em cerca de 30%; (iii) aumentar em cerca de 40% a resistência ao corte da interface UHDC-LCLWAC adotando uma armadura de ligação.

Palavras-chave: Paredes pré-fabricadas de betão; propriedades mecânicas; durabilidade; betões leves com baixa dosagem de cimento (LCLWAC)

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos a indústria do betão tem sido desafiada a construir edifícios mais competitivos em termos de custo, e simultaneamente mais duráveis e sustentáveis. A construção tradicional no local é uma solução que requer mais tempo de execução, é usualmente menos eficiente e produz uma grande quantidade de resíduos [1]. A ocorrência de fenómenos extremos, como pandemias e guerras, e a crescente necessidade de habitação, aumentaram a necessidade de desenvolver soluções com procedimentos de execução mais rápidos e com custos controlados. A pré-fabricação, que envolve a produção de elementos fora do local, é uma alternativa sustentável à construção tradicional, porque

¹ CERIS & Instituto Superior Técnico – Universidade de Lisboa, Portugal, ricardo.neves,martins@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS & ISEC-Instituto Politécnico de Coimbra, Portugal. carmo@isec.pt

³ CERIS & ISEC-Instituto Politécnico de Coimbra, Portugal. hcosta@isec.pt

⁴ CERIS & Instituto Superior Técnico – Universidade de Lisboa. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

permite reduzir consideravelmente o tempo de construção e a energia total consumida, e assegura, em geral, maior fiabilidade na execução das operações uma vez que produz, na maioria das vezes, elementos com maior qualidade e mais duráveis [2].

Existem várias soluções técnicas para as construções pré-fabricadas de betão. O sistema de parede estrutural pré-fabricada pode ser uma dessas soluções, e pode ser considerada competitiva, pois facilita a construção das estruturas e divisões, sem a necessidade de utilizar outros elementos estruturais como pilares, vigas, ou paredes divisórias [3]. Estes elementos têm a capacidade de suportar cargas verticais e laterais, como a ação do sismo e do vento, devido à sua elevada resistência e rigidez no plano. Com base na revisão bibliográfica, que incluiu a análise de soluções comerciais existentes e de estudos de investigação [4], constatou-se que as paredes podem ser compostas por um painel simples de betão armado, ou serem uma solução mais complexa, composta por diferentes materiais ou diferentes betões, para melhorar a resistência, durabilidade ou isolamento. As paredes estruturais são ligadas entre si e a outros elementos estruturais através de ligações verticais e horizontais. Essas ligações podem ser: (i) húmidas, com betonagens no local; ou (ii) secas, usando parafusos ou soldaduras. O objetivo das ligações é transferir as cargas entre os elementos e restringir movimentos de modo a proporcionar a estabilidade necessária a toda a estrutura [5].

Considerando todas as necessidades referidas, os autores desenvolveram um novo sistema de parede estrutural compósita e com ligações aparafusadas (Fig. 1). As ligações secas permitem construir e, posteriormente, desmontar as estruturas de forma mais rápida e fácil. Com o objetivo de aumentar a durabilidade das paredes e, ao mesmo tempo, reduzir o impacto ambiental através da redução do teor de cimento, esta nova solução é constituída por dois painéis de betão diferentes: (i) um painel exterior com um betão otimizado de ultra-elevada durabilidade (UHDC), com agregados normais e espessura reduzida, 5 cm; e (ii) uma camada interior, com betão de agregados leves e baixa dosagem de cimento (LCLWAC), com 15 cm de espessura. Incorporando, deste modo, o conceito de “superskin”, que consiste em utilizar o UHDC apenas na camada de recobrimento, onde é mais necessário para proteger as armaduras de aço, sendo o núcleo produzido com um betão de baixo teor de cimento [6, 7]. Para além disso, o betão leve proporciona isolamento térmico e reduz o peso da estrutura, o que é também benéfico para o transporte e manuseamento das paredes.

Para o desenvolvimento desta solução compósita foram formulados e caracterizados dois eco-betões, considerando os requisitos atrás mencionados (aumento da durabilidade e diminuição do teor de cimento do produto final), os requisitos definidos para a produção de elementos pré-fabricados e o desempenho estrutural previsto [8]. O estudo dos betões UHDC e LCLWAC consistiu em: (i) caracterizar as principais propriedades mecânicas e o comportamento no estado fresco; (ii) estudar o desempenho do betão em termos de durabilidade; e (iii) prever a vida útil da estrutura e o recobrimento mínimo necessário usando os betões desenvolvidos e comparar com os limites normativos.

Tratando-se de uma solução compósita constituída por dois betões diferentes e que requer duas betonagens, é necessário assegurar que não existe deslizamento na interface betão-betão, para garantir que as paredes têm um desempenho estrutural adequado, incluindo o controlo da fendilhação nas condições de serviço. Por este motivo, é também apresentado o estudo da resistência ao corte da interface UHDC-LCLWAC, considerando diferentes rugosidades e usando conectores metálicos na interface [9].

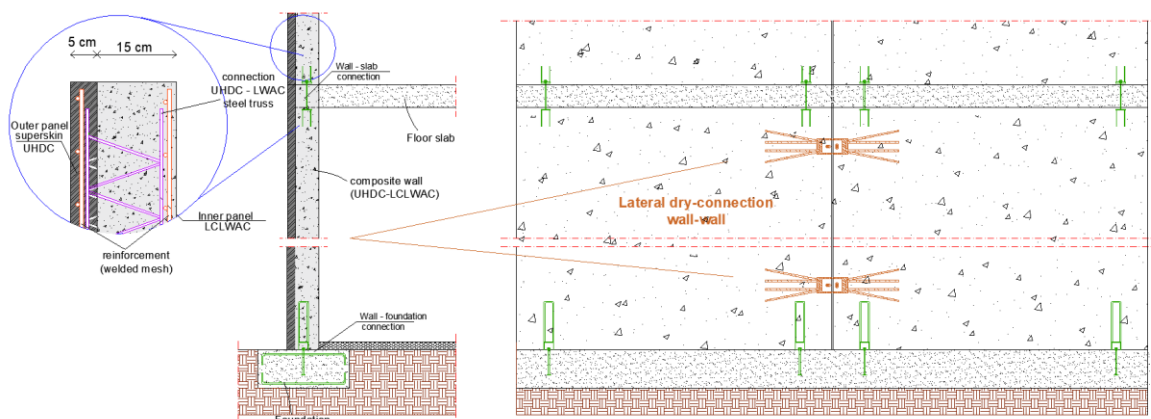


Figura 1. Parede compósita UHDC-LCLWAC proposta.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Desenvolvimento e caracterização dos betões UHDC e LCLWAC

Para atingir o desempenho exigido para as paredes compósitas, foram previamente definidos alguns requisitos. Para a camada exterior da ‘superskin’, definiu-se que o UHDC deve ter uma matriz ultracompacta e porosidade reduzida; deve ser fluído, semelhante a um betão auto-compactável, de modo a evitar vibração durante a produção; e a resistência à compressão deve ser superior a 75 MPa. Para a camada interior foi formulado um betão com agregados leves e com baixa dosagem de cimento (LCLWAC), com adição de sílica de fumo, fundamental para reduzir a quantidade de cimento necessária e assim diminuir o efeito negativo associado à produção do cimento. Foram usados agregados leves para que a massa volúmica do betão fosse inferior a 1850 kg/m³, reduzindo assim o peso próprio da parede em cerca de 20% comparativamente com uma parede monolítica produzida com um betão corrente. Além disso, este betão tem também requisitos de desempenho, deve ter uma boa trabalhabilidade e a resistência à compressão deve ser superior a 45 MPa, devido a requisitos estruturais, nomeadamente, a capacidade de suporte das lajes e por causa das tensões criadas junto às ligações secas. Após a seleção e caracterização dos materiais, os dois betões, UHDC e LCLWAC, foram desenvolvidos e otimizados. A composição dos betões é apresentada no Quadro 1.

Quadro 1. Composição dos betões para 1 m³ (kg/m³)

<i>Constituintes</i>		<i>Painel exterior</i>	<i>Painel interior</i>
		<i>UHDC</i>	<i>LCLWAC</i>
Cimento	CEM I 52.5 R	300	250
Adições	Filer calcário	140	150
	Sílica de fumo	25	15
Agregados naturais (finos e grossos)	Areia fina G 0/1	773.4	832
	Brita nº 0.5	409.1	-
	Brita nº 1	613.7	-
Agregados leves (argila expandida)		-	444
Água	Efetiva	143.5	137
	Absorção	-	36
Superplastificante		6.9	2.8
<i>Densidade (kg/m³)</i>		2412	1867
<i>A/C</i>		0.48	0.55
<i>Compacidade</i>		0.835	0.840

2.1.1 Caracterização das propriedades mecânicas dos betões

As seguintes propriedades do betão foram avaliadas aos 1, 7, 28 e 56 dias [8], de acordo com as normas: a resistência média à compressão, $f_{cm,cube}$, utilizando provetes cúbicos com 150 mm de aresta [10]; a resistência média à tração (flexão e compressão diametral), f_{ctm} , utilizando provetes prismáticos de 100×100×400 mm³ e 100×100×200 mm³, respectivamente [11, 12]; e o módulo de elasticidade médio, E_{cm} , determinado com provetes prismáticos de 100×100×400 mm³ [13]. Os betões desenvolvidos foram otimizados tendo base os betões desenvolvidos anteriormente, também para a indústria da pré-fabricação, no âmbito do projeto de investigação *MC-Pool* [14, 15]. Nesse projeto foram desenvolvidos: (i) um betão de elevada durabilidade, designado por *HDC_MC-Pool*, com agregados normais, 313 kg/m³ de cimento, 45 kg/m³ de cinzas volantes e 188 kg/m³ de filer, relação A/C 0.45; e (ii) um betão leve, designado *LWAC_MC-Pool*, com 225 kg/m³ de cimento, 225 kg/m³ de filer e relação A/C 0.66. Os resultados dessa caracterização e a comparação com os betões agora desenvolvidos são apresentados na Figura 2.

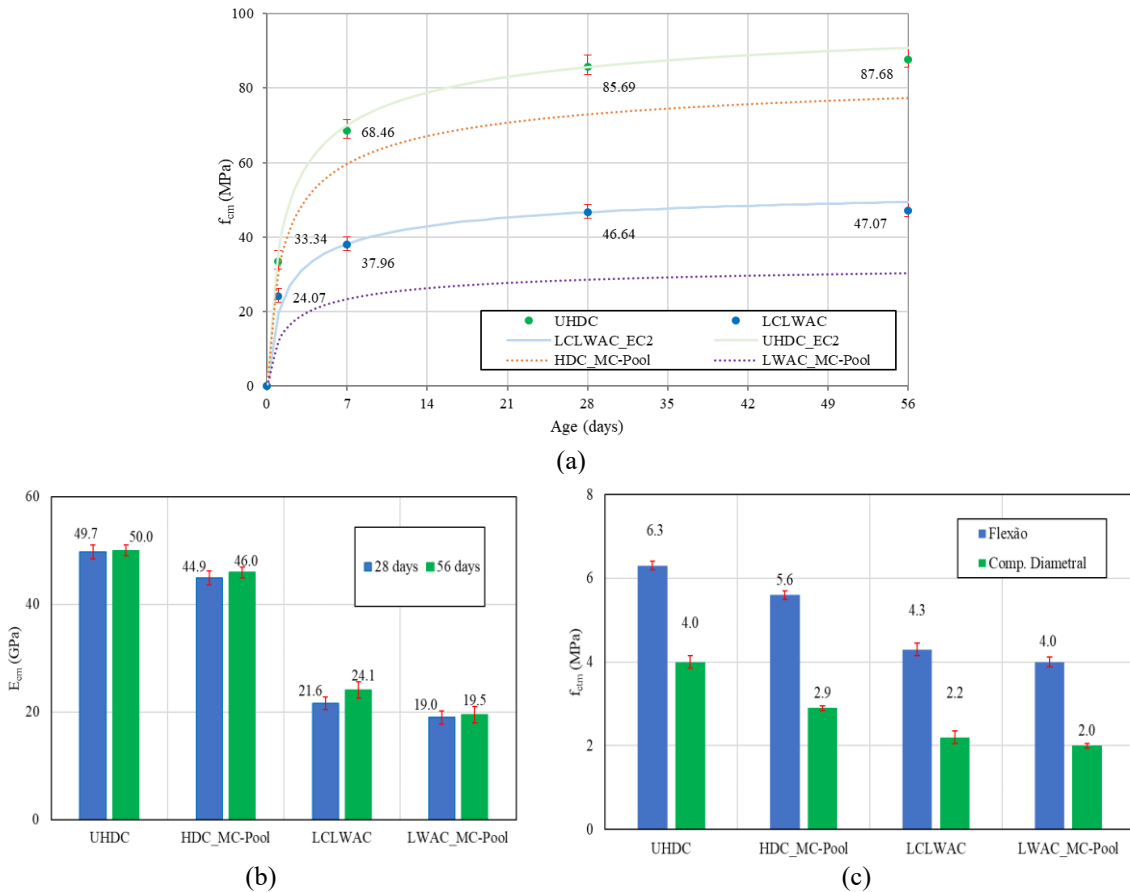


Figura 2. Propriedades mecânicas: (a) resistência à compressão, $f_{cm, cube}$; (b) módulo de elasticidade, E_{cm} ; e (c) resistência à tração, f_{ctm} .

Os betões UHDC e LCLWAC cumprem as resistências inicialmente definidas para o sistema pré-fabricado, com resistências à compressão aos 28 dias de 86 MPa e 47 MPa, respectivamente (Figura 2a). Comparativamente com os betões desenvolvidos no trabalho anterior, verificou-se um aumento significativo da resistência, cerca de 15% e 40% para o UHDC e LCLWAC, devido principalmente à substituição da cinza volante por sílica de fumo, em combinação com outros ajustes na formulação.

A resistência mínima do betão às 24 horas é um factor importante na pré-fabricação, devido à necessidade de desmoldar e manusear rapidamente. As resistências dos betões desenvolvidos apresentam um comportamento adequado com uma resistência à compressão às 24 horas cerca de 40% da resistência aos 28 dias.

Relativamente ao módulo de elasticidade (Figura 2b), sabendo que os agregados leves têm menos rigidez que os agregados de densidade normal, é expectável que o LCLWAC apresente um módulo inferior ao UHDC, o que se confirma com o estudo, com uma diferença na ordem dos 50%. Comparativamente com os betões do estudo [14], a utilização da sílica de fumo, no lugar da cinza volante, provoca uma diminuição do módulo de elasticidade entre 9 e 12%, devido à ação pozolânica da sílica.

A resistência à tração (Figura 2c) do UHDC é cerca 28% superior à resistência do HDC_MC-Pool. Os dois betões leves têm uma resistência à tração semelhante.

2.1.2 Caracterização em termos de durabilidade

Em termos de desempenho de durabilidade, foram efetuados vários ensaios: (i) resistência à carbonatação acelerada [16, 17]; (ii) migração de cloretos [18]; (iii) resistividade elétrica [19]; e (iv) absorção de água por capilaridade [20]. Os resultados obtidos neste trabalho foram novamente comparados com o betão HDC_MC-Pool [14, 15]. Na Figura 3a é possível verificar que a profundidade de carbonatação, C_{di} , aumenta com o tempo de exposição em todos os betões. Os resultados demonstram a elevada resistência à carbonatação dos betões, destacando-se o UHDC, com uma penetração mínima,

praticamente 0, mesmo após os 56 dias de exposição, devido à reduzida relação A/C e à microestrutura densa. É de salientar que mesmo o LCLWAC apresenta maior resistência à penetração de CO₂ que o HDC_MC-Poll [14]. A Figura 3b mostra a relação entre o coeficiente de migração de cloretos, D₀ (×10⁻¹² m²/s) com a idade dos betões (28 e 56 dias). Os resultados mostram uma boa resistência dos betões desenvolvidos à penetração dos cloretos, nomeadamente o UHDC, com um coeficiente de migração de cloretos de 1.4×10⁻¹² m²/s. Este resultado mostra que o UHDC pode funcionar como ‘superskin’ em ambientes onde a corrosão pode ser induzida por cloretos. O HDC_MC-Pool com cinzas volantes, apresenta um coeficiente de migração de cloretos superior aos betões desenvolvidos neste estudo, 2,5× e 4× superior ao LCLWAC e UHDC, respectivamente. Estes resultados mostram que uma pequena quantidade de sílica de fumo pode proporcionar um aumento significativo do desempenho do betão em termos de durabilidade.

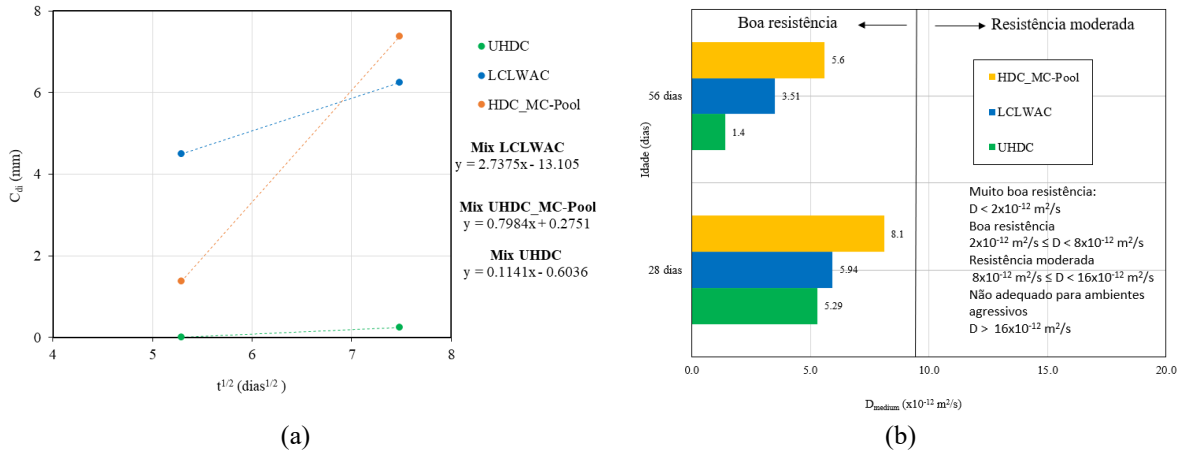


Figura 3. (a) Relação profundidade de carbonatação e raiz quadrada do tempo de exposição; e (b) Coeficiente de migração de cloretos, aos 28 e 56 dias, e classificação.

A Figura 4a mostra os resultados experimentais da resistividade elétrica (kΩcm) ao longo do tempo (dias). A resistividade serve para estimar a penetração de cloretos no betão. Quanto maior o valor de resistividade, maior a durabilidade. Mais uma vez, verifica-se que os betões desenvolvidos têm uma boa resistência à difusão dos cloretos. Comparativamente ao betão HDC_MC-Pool, os betões UHDC e LCLWAC apresentam resistividades 68% e 44% superiores, corroborando a tendência observado nos ensaios de migração dos cloretos. A Figura 4b mostra a relação entre a absorção por capilaridade, S_a (mg/mm²) e a raiz quadrada do tempo, t^{1/2} (min^{1/2}). Quanto mais baixo o parâmetro, menor a quantidade de água é absorvida, ou seja, melhor é o desempenho do betão. Os betões desenvolvidos podem ser classificados com alta qualidade em termos de absorção por capilaridade. Comparando os betões com o HDC-MC-Pool, verificam-se melhorias significativas, com uma redução até 50% na absorção de água. Mais uma vez estes resultados estão relacionados com a substituição de cinzas volantes por sílica de fumo nas novas misturas.

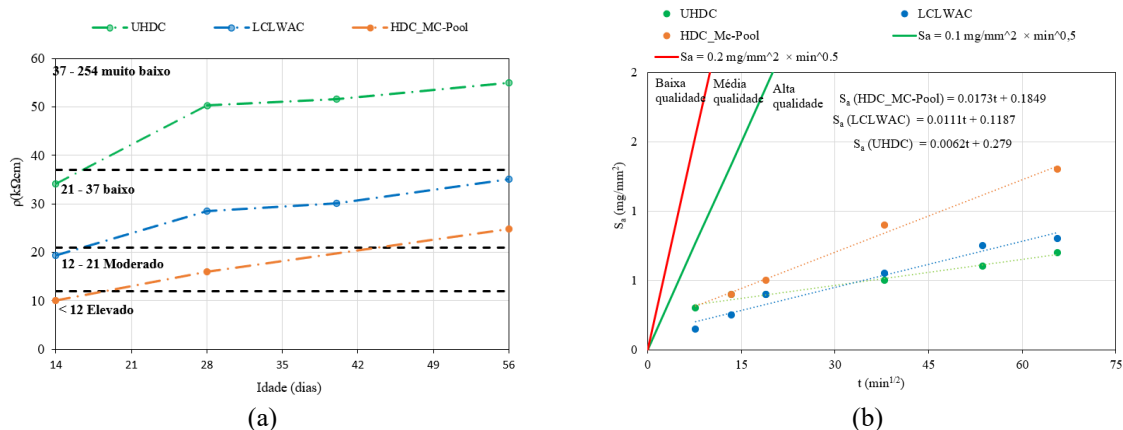


Figura 4. (a) Variação da resistividade elétrica (b) Absorção de água por capilaridade e limites de classificação.

2.1.3 Previsão da vida útil e recobrimento mínimo dos betões

Com base nos resultados obtidos nos ensaios de durabilidade, relativamente à carbonatação e à penetração de cloretos, foi possível avaliar a durabilidade dos betões de uma forma mais holística. Utilizando um modelo de degradação do betão armado devido à corrosão das armaduras e as recomendações descritas em [21], foi possível determinar: (i) o recobrimento mínimo de betão, necessário para garantir a proteção contra a corrosão das armaduras durante uma vida útil pré-definida para as estruturas expostas a condições ambientais XC (corrosão induzida por carbonatação) e XS (corrosão induzida por cloretos); e (ii) a previsão da vida útil de estruturas de betão armado utilizando os betões desenvolvidos e recobrimentos pré-definidos. O Quadro 2 mostra os resultados para a classe de exposição XC, bem como os valores recomendados pelo EC2 [22]. Os resultados mostram que o recobrimento mínimo dos dois betões, considerando uma vida útil de 50 anos, é significativamente inferior aos valores recomendados por [22], para todas as classes de exposição. Mais uma vez, estes resultados comprovam que o UHDC funciona como ‘superskin’, com recobrimentos mínimos muito baixos, o que demonstra a possibilidade de reduzir os recobrimentos de betão (esta análise dos recobrimentos não está a considerar o recobrimento mínimo necessário para uma transmissão eficaz de tensões entre o betão e o aço). A previsão da vida útil para as classes XC, considerando um recobrimento de 20 mm, mostram que os betões desenvolvidos têm uma resistência à carbonatação suficiente para todas as classes de exposição. Pode destacar-se que, considerando a vida útil prevista, a manutenção da estrutura de betão deverá ser realizada mais tarde do que o esperado usando betões correntes.

Quadro 2. Recobrimentos mínimos e previsão da vida útil para classe de exposição XC

Betão	Recobrimento mín, $c_{min,dur}$ (mm)				Previsão da vida útil (anos)			
	XC2	XC3	XC4 (Dry reg.)	XC4 (Wet reg.)	XC2	XC3	XC4 (Dry reg.)	XC4 (Wet reg.)
UHDC	0.4	0.6	0.8	0.9	>>300	>>300	>>300	>>300
LCLWAC	4.6	6.9	9.4	10.5	>>300	91	234	224
EC2	25	25	30		50	50	50	50

O Quadro 3 mostra os resultados para a classe de exposição XS, considerando os resultados obtidos experimentalmente da difusão de cloretos aos 56 dias. Verifica-se que o UHDC pode ser utilizado como ‘superskin’ em estruturas localizadas em todas as classes XS. Relativamente à previsão da vida útil, considerando recobrimento igual a 20 mm e os resultados experimentais aos 56 dias, verifica-se que a vida útil é superior a 50 anos, exceto para a classe XS3. Para essa classe, recomenda-se o aumento do recobrimento para 40 mm.

Quadro 3. Recobrimentos mínimos e previsão da vida útil para classe de exposição XS

Betão	Recobrimento mín, $c_{min,dur}$ (mm)				Previsão da vida útil (anos)			
	XS1	XS2 (1m)	XS2 (1.4 a 25m)	XS3	XS1	XS2 (1m)	XS2 (1.4 a 25m)	XS3
UHDC	17	17	19	37	142	57	52	3
LCLWAC	27	29	32	61	13	3	2	0
EC2	35	40		45	50	50	50	50

2.2 Estudo da interface UHDC-LCLWAC

Como mencionado anteriormente, tratando-se de um elemento estrutural composto por uma combinação de betões que ainda não foi utilizada, considerou-se de extrema importância avaliar o comportamento da interface entre estes dois betões. O estudo pretende avaliar a resistência ao corte entre dois painéis de betão, com ou sem conetores (neste caso treliças metálicas) e também avaliar o efeito da rugosidade de modo a otimizar o processo de produção desta solução [9]. No caso das paredes estruturais as tensões

tangenciais surgem na interface devido às ações que atuam perpendicularmente ao plano das paredes, como o vento. Os resultados experimentais são comparados com as previsões da resistência ao corte dos principais regulamentos de estruturas de betão, incluindo as novas versões [22–25]. Para cumprir os objetivos referidos, foi executado o seguinte programa experimental: (i) nove ensaios push-off em provetes compostos pelos dois betões, mas com diferentes rugosidades; e (ii) três paredes compostas de UHDC- LCLWAC, com diferentes rugosidades, testadas à flexão, para simular o efeito das ações perpendiculares.

2.2.1 Testes Push-off

A Figura 5a mostra a configuração dos ensaios de push-off. No estudo foram utilizadas três rugosidades diferentes: (i) liso, superfície sem tratamento (S); (ii) liso, mas com treliças metálicas intercetando a interface (T), com varões longitudinais de 6 mm de diâmetro e 4 varões de 4 mm a atravessar a interface; e (iii) indentado (I), com entalhes criados manualmente com 3 mm de profundidade e 5 mm de largura, espaçados 15 mm (Figura 6). Após produção, os provetes foram ensaiados à compressão, usando um atuador hidráulico com 1000 kN de capacidade, e aplicando a força com controlo de deslocamento a 0.005 mm/s. A monitorização foi feita também com recurso a LVDTs para medir o deslizamento e a abertura da interface (Figura 5b).

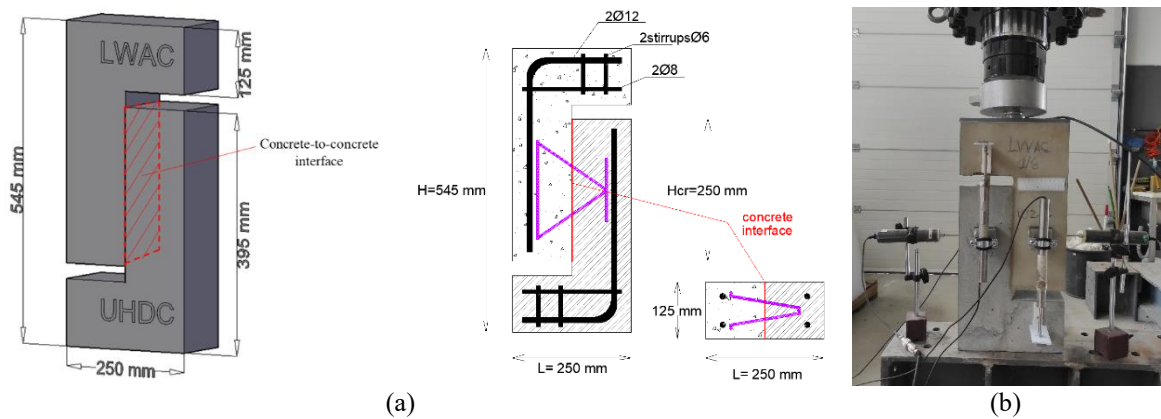


Figura 5. Push-off: (a) configuração dos provetes; (b) ensaio.

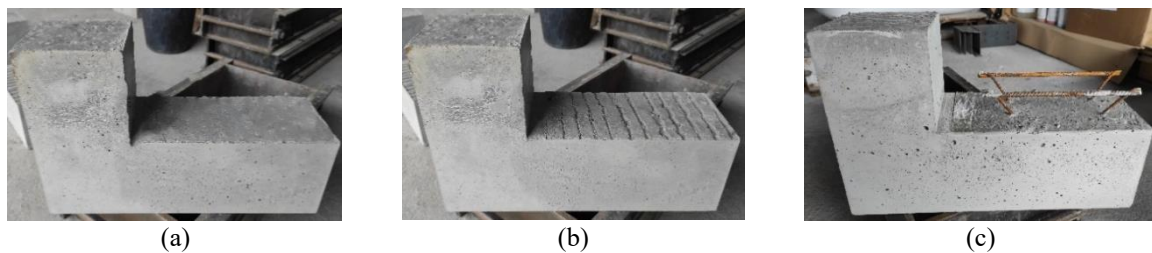


Figura 6. Tipos de rugosidade: (a) lisa; (b) indentada; (c) lisa com treliça metálica.

A Figura 7a mostra as curvas força-deslizamento do ensaio de push-off de um provete para cada interface diferente. A rotura por corte foi frágil nos provetes lisos e indentados, uma vez que não tinha armadura na ligação. Comparando as duas interfaces, verifica-se um aumento significativo da força de rotura, cerca de 25% superior quando se usa uma rugosidade indentada, para esta combinação de betões. Os provetes com conectores metálicos apresentam um comportamento mais dúctil, confirmando a importância das treliças para manter a integridade da parede em caso de carga excessiva. A Figura 7b mostra a comparação da resistência média ao corte na interface obtida experimentalmente, τ_{max} , e os correspondentes valores teóricos, τ_{rd} , previstos de acordo com os regulamentos [22–24]. Neste tópico a nova versão do MC2020 [25] não apresenta alterações em relação à versão anterior. Os valores teóricos foram determinados utilizando as equações dos regulamentos, considerando a resistência média do betão LCLWAC e do aço, a geometria e o ângulo das treliças, e os coeficientes de coesão (c) e de atrito (μ) recomendados pelos regulamentos. A razão τ_{max}/τ_{rd} é elevada, cerca de 4.0 para a interface lisa, o que mostra que o coeficiente da coesão está subestimado para esta combinação de betões, uma vez que, nestes ensaios, o coeficiente de atrito não tem influência porque a tensão normal é nula. A razão diminui

com o aumento da rugosidade e com a utilização das treliças, mas ainda assim é elevada, variando entre 1.5 e 2.5.

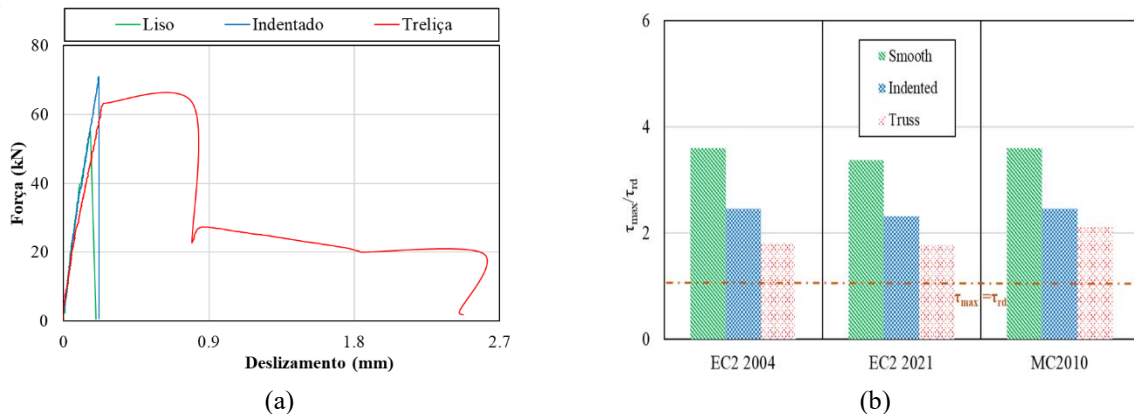


Figura 7. Resultados dos push-off: (a) Força-deslizamento da interface; (b) comparação entre as tensões de corte experimentais e as previsões dos códigos.

2.2.2 Paredes compósitas à flexão

Para validar os resultados dos push-off, foram ensaiadas à flexão três paredes compostas por LCLWAC e UHDC, usando as mesmas rugosidades descritas atrás. As paredes tinham as seguintes dimensões: 1500 mm de comprimento (vão livre de 1330 mm), 500 mm de largura e 200 mm de espessura (50 mm UHDC e 150 mm LCLWAC). As paredes foram reforçadas com uma malha de aço A500 ER com $\varnothing 6//0,10$ m. Na parede com conectores na interface, foram utilizadas 2 treliças metálicas ($A_{sw} = 1.24$ cm²/m). As paredes foram ensaiadas aplicando uma carga concentrada a meio vão, ao longo da largura total da parede. Foram colocadas quatro células de carga sob os quatro apoios e foram utilizados cinco LVDTs para monitorizar o deslocamento da parede em diferentes secções (Figura 8).

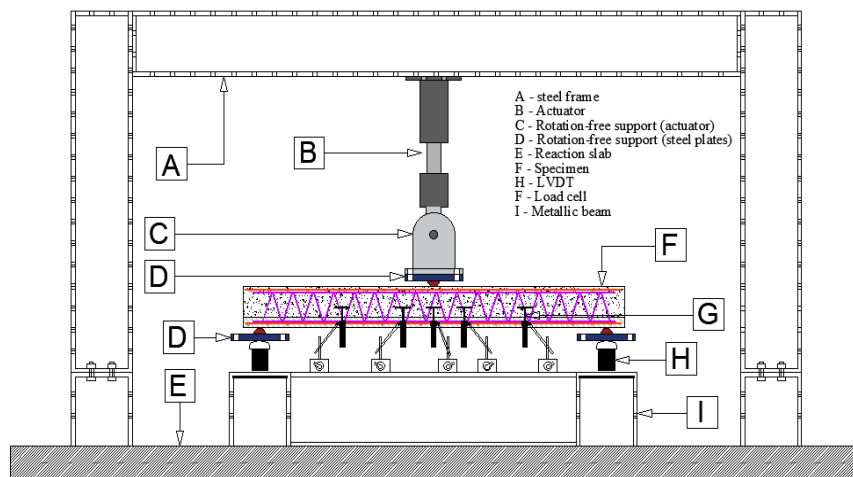


Figura 8. Ensaio à flexão das paredes compósitas UHDC- LCLWAC.

O momento fletor obtido experimentalmente foi relacionado com a curvatura na região central da parede, ver Figura 9 e Quadro 4. As três paredes apresentaram uma rotura dúctil por flexão, sem deslizamento entre os dois painéis de betão. A parede com interface indentada teve uma resistência à flexão um pouco superior à da parede com a interface lisa, cerca de 20%, mas este resultado não está relacionado com a fendilhação ou deslizamento da interface. A parede com conectores/treliça apresentou uma capacidade de carga bastante superior às outras duas paredes, mais do que 50%. O aumento é explicado pelas armaduras longitudinais das treliças, localizadas na zona de tração, que aumentam a capacidade de tração das paredes, e consequentemente a resistência à flexão. Foram calculadas as tensões de corte máximas aplicadas na interface, $\tau_{max,applied}$, obtidas experimentalmente. Os valores da tensão de corte aplicada, em regime não-fendilhado e fendilhado são, respectivamente: (a) interface lisa,

0.21 e 0.28 MPa; (ii) indentada, 0.27 e 0.32 MPa; e (iii) treliça, 0.47 e 0.62 MPa. Os valores são significativamente inferiores aos valores resistentes obtidos nos ensaios de push-off.

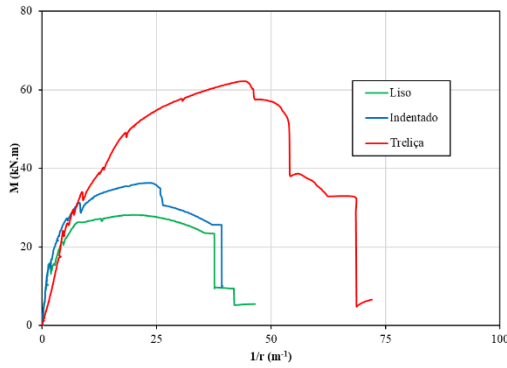


Figura 9. Relação momento-curvatura.

Quadro 4. Resistência e rigidez das paredes compostas

Interface	F_{max} (kN)	M_{max} (kN.m/m)	$1/r_{max}$ ($\times 10^{-3} m^{-1}$)	V_{max} (kN)	K ($\times 10^{-3} kN/m$)
Liso	42.4	28.2	19.5	21.2	24.6
Indentado	54.7	36.4	23.1	27.4	27.5
Treliça	93.5	62.2	44.2	46.8	23.6

A análise visual do padrão de fendilhação e a medição da abertura da fenda principal mostra que a treliça metálica contribui para o controlo da fendilhação. Não se observou fendilhação na interface, o que significa que a resistência da interface é suficiente para o controlo de fendas e resistência (Figura 10).

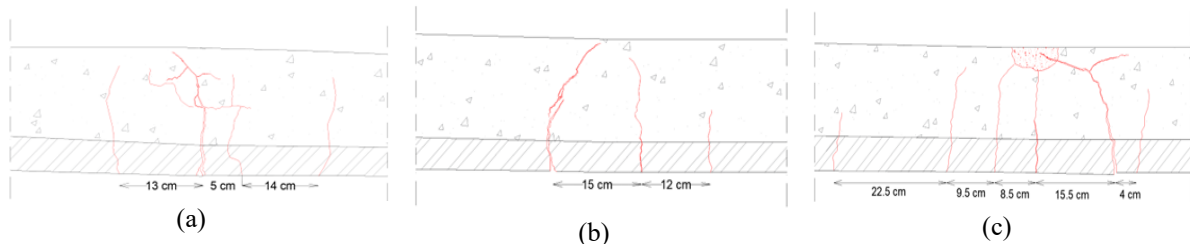


Figura 10. Padrão de fendilhação no fim do ensaio: (a) Lisa; (b) indentada; (c) com treliça na interface

CONCLUSÕES

Neste estudo apresenta-se o desenvolvimento de betões de ultra-elevada durabilidade, com agregados leves e baixa dosagem de cimento para serem utilizados na produção de paredes estruturais pré-fabricadas. Baseado nos ensaios experimentais e análises realizadas concluiu-se que:

- Foi possível desenvolver dois betões diferentes cumprindo os requisitos definidos. Para a camada exterior, foi desenvolvido um UHDC com bastante fluidez para evitar vibração, e com 86 MPa de resistência à compressão aos 28 dias. Para o painel interior, foi formulado um LCLWAC, com baixa densidade (1867 kg/m^3), reduzindo o peso em cerca de 20%, e com baixa dosagem de cimento, utilizando sílica de fumo, permitindo reduzir a quantidade de cimento em cerca de 20-25%, comparativamente a um betão com características de desempenho semelhantes.
- Os dois betões têm um bom desempenho em termos de durabilidade, nomeadamente, elevada resistência à difusão dos cloretos e à carbonatação. O UHDC desenvolvido e otimizado pode ser usado como ‘superskin’.
- Para classes de exposição XC, utilizando os betões desenvolvidos, é possível utilizar recobrimentos inferiores aos requeridos pelas normas, o que pode ser útil para aumentar o braço das forças internas e assim reduzir a quantidade de armadura necessária.
- Utilizando o UHDC e um recobrimento de 30-40 mm é possível aumentar a vida útil em cerca de 30% para a classe de exposição mais desfavorável, XS3.
- É importante uso das treliças metálicas para manter a integridade das paredes após a rotura e para que a rotura seja dúctil; além disso permite aumentar a resistência à flexão em 40%.
- Para a combinação LCLWAC-UHDC as previsões dos regulamentos da resistência ao corte são muito conservadoras, com razões τ_{max}/τ_{rd} superiores a 1.5.

- Nos ensaios de flexão, verificou-se que não houve deslizamento entre os dois betões, a rotura foi sempre por flexão. A tensão de corte longitudinal aplicada foi bastante inferior à resistência ao corte.

Mais estudos estão a ser realizados para desenvolver as ligações secas entre as paredes compósitas, e para avaliar a sustentabilidade e o impacto ambiental do produto final.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da FCT através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/05254/2020, concedida ao primeiro autor e do projeto UIDB/04625/2020, que financia o centro de investigação dos autores, CERIS. Este artigo é resultado do Pacto de Inovação “R2UTechnologies| sistemas modulares” (C644876810-00000019) do Consórcio “R2UTechnologies”, cofinanciado pelo NextGeneration EU, através do Sistema de Incentivos “Agendas para a Inovação Empresarial”, no âmbito do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR). Os autores agradecem ainda à Vigobloco - Pré-fabricados, S.A., pelo apoio deste estudo de investigação, em conjunto com o CERIS.

REFERÊNCIAS

- [1] Li, Z., Shen, G.Q., Xue, X. Critical review of the research on the management of prefabricated construction, *Habitat International*, vol 43, pp. 240-249 (2014).
- [2] Gallo, P., Romano, R., Belardi, E. Smart green prefabrication: Sustainability performances of industrialized building technologies. *Sustainability*, vol 13, (2021).
- [3] Chen, S., Poongodi, M. An exhaustive research and analysis on seismic performance of prefabricated concrete shear wall structure. *Journal of Vibroengineering*, vol 22, 1871–1883 (2020).
- [4] Martins, R., Carmo, R. do, Costa, H., Júlio, E. A review on precast structural concrete walls and connections. *Advances in Structural Engineering*, vol 26, pp. 2600–2620 (2023).
- [5] Singhal, S., Chourasia, A., Chellappa, S., Parashar, J. Precast reinforced concrete shear walls: State of the art review. *Structural Concrete*, vol 20, pp. 886–898 (2019).
- [6] Martins, R., Carmo, R.N.F., Costa, H., Júlio, E. Flexural behavior of eco-efficient and ultra-high durability concrete beams. *Constr Build Mater*, vol 236, (2020).
- [7] Robalo, K., do Carmo, R., Costa, H., Júlio, E. Experimental study on the interface between low cement recycled aggregates concrete and ultra-high durability concrete. *Constr Build Mater* vol 304, (2021).
- [8] Martins, R., Carmo, R., Costa, H., Júlio, E. Low cement concretes with ultra-high durability for innovative composite lightweight precast walls. *Journal of Building Engineering*, vol 86 (2024).
- [9] Martins R., Carmo R., Costa H., Júlio E. Shear study on the interface between ultra-high durability concrete and low-cement-lightweight concrete for precast composite walls. *Constr and Build Mater* (2024 – aceite para publicação).
- [10] EN 12390-3. Testing hardened concrete. Part 3: Compressive strength of test specimens, Brussels, Belgium (2009).
- [11] EN 12390-5. Testing hardened concrete Part 5: Flexural strength of test specimens, Brussels, Belgium (2009).
- [12] EN 12390-6. Testing hardened concrete - Part 6: Tensile splitting strength of test specimens, Brussels, Belgium (2000).
- [13] LNEC E-397. Hardened concrete – Determination of the modulus of elasticity of concrete in compression, Lisbon (1993).

- [14] Antunes, D., Martins, R., Carmo, R., Costa, H., Júlio, E. A solution with low-cement-lightweight concrete and high durability for applications in prefabrication. *Constr Build Mater*, vol 275, (2021).
- [15] Martins, R., Carmo, R., Costa, H., Júlio, E. Load bearing capacity of connections between innovative pre-walls designed to have high durability and eco-efficiency. *Journal of Building Engineering*, vol 44, (2021).
- [16] LNEC E-391. Concrete. Determination of Carbonation Resistance (In Portuguese). Lisbon, Portugal. (1993).
- [17] NT Build 357. Concrete, repairing material sand protective coating: Carbonation resistance. Nordtest method. (1989).
- [18] NT Build 492. Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments. (1999).
- [19] AASHTO T358-15. Standard method of test for surface surface resistivity indication of concrete's ability to resist chlorideion penetration, Washington (2015).
- [20] LNEC E-393. Concrete. Determination of the Absorption of Water through Capillarity (In Portuguese). Lisbon, Portugal (1993).
- [21] LNEC E-465. Concrete – methodology to estimate the performance properties of concrete that allow to satisfy the design lifetime of reinforced or prestressed concrete structures under environmental exposures XC and XS (in Portuguese). Lisbon, Portugal (2005).
- [22] Eurocode 2. EN 1992-1-1: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, Belgium (2004).
- [23] Eurocode 2 (2nd generation). EN 1992-1-1 (version 2021): Design of concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures (draft), Brussels, Belgium (2021).
- [24] fib. Model Code for concrete structures 2010. Ernst & Sohn, Lausanne, Switzerland (2010).
- [25] fib. Model Code for Concrete Structures 2020 (draft), Lausanne, Switzerland (2024).

The effect of fines content on durability of concrete produced with two different water/cement ratios

H. Ozkan ^{1,2}

ABSTRACT

In this study, the effect of fine material content ($<63 \mu\text{m}$) of crushed sand provided from limestone quarry on the mechanical and durability properties of concrete was investigated. Two series of concrete mixes were prepared with water-to-cement ratios of 0.38 (L mix) and 0.58 (H mix), respectively. Blast furnace slag cement (type CEM III-B 32,5N) was used in the concrete mix design to enhance the service life of concrete (100 years of durability). The dosage of slag cement used in the concrete mixtures was 380 kg/m^3 in the L mix, while it was 280 kg/m^3 in the H mix. The mechanical and durability properties of concretes were assessed by conducting compressive strength, ultrasonic pulse velocity, rapid chloride migration, and electrical resistivity tests. The results showed that for the L mix concretes, the increment of fines content from 0% to 15% did not have a clear effect on compressive strength. On the other hand, for the H mix, compressive strength increased with the addition of limestone fines (LSF). Furthermore, the rapid chloride migration resistance decreased with the increment of LSF for both mixes. Ultrasonic pulse velocity and electrical resistivity tests also supported the durability test results. It can be concluded that durable concretes can be produced from CS with around 10% LSF.

Keywords: Fine material; Limestone; Durability.

1. INTRODUCTION

Concrete is one of the main materials used in the construction industry which also has a great impact on the service life of the structures. Concrete basically consists of coarse and fine aggregates, water, cement, mineral, and chemical admixtures. A large portion of the concrete volume consists of aggregates [1]. For this reason, aggregate properties have a significant effect on the concrete properties. The effect of aggregates on concrete performance varies depending on their physical, mechanical, and chemical properties.

The production of crushed sand has increased recently due to the scarcity of natural sand resources, to meet the demand for concrete. It has been observed that between 5% and 20% of fine material below $75 \mu\text{m}$ occurs during the crushed sand production in aggregate quarries [2]. The utilization of fine materials below $75 \mu\text{m}$ in concrete is restricted by the ASTM C 33. The main reason for this restriction is the clay and silt content of these fine aggregates. However, at the point where aggregate production has evolved today, clay and silt contents in aggregates can be minimized by selecting the appropriate rock structure and appropriate crushing methods [3] which has contributed to the widespread use of crushed sand in concrete [5].

To ensure that future generations have enough resources to meet their requirements, the consumption of natural resources should be carefully monitored. The decline in natural sand resources has raised the

¹ Betão Liz, CIMPOR Group, Lisbon, Portugal. hozkan@cimpor.com

² Yildiz Technical University, Istanbul, Turkey. hozkan@cimpor.com

demand for crushed sand for use in concrete. Over the last decade, researchers have focused on the effect of fines content in crushed sand on concrete performance. However, a limited number of these studies comprise their effects on the durability performance of concrete. Therefore, detailed research has been carried out to experimentally study the effect of fine content obtained from a limestone quarry on the durability performance of concrete.

2. EXPERIMENTAL STUDY

The experimental study was carried out focusing on the items as follows:

- Effect of various fines content on the mechanical properties of concrete,
- The effect of fines content on the durability performance of concrete,
- Non-destructive tests (NDT) to support durability results

2.1 Materials and methodology

In this study, the effect of varying amounts of fine material (below 63 μm sieve) on concrete performance was researched on concrete mixes produced with two different water-to-cement (w/c) ratios. Blast furnace slag cement (CEM III/B (S) 32.5 N) with slag content of 68% was used in the production of the concretes to obtain high durability performance. The chemical composition of the cement, which conforms the EN 197-1 standard requirements are shown in Table 1. Two coarse aggregates and crushed limestone sand from the same mineralogical sources were used in concrete mixes and their properties are given in Table 2. The crushed sand was made from pre-washed crushed limestone obtained from a quarry. The key steps were obtaining pre-washed crushed limestone sand, performing wet sieve analysis to isolate and control the fines content, and carefully grading/proportioning the sand to achieve the target fines percentages for each concrete mix. The controlled gradation data using different proportions of limestone fines in addition to the aggregates are given in Table 3. In addition, the gradation curves of crushed sand aggregates with different sizes of fine contents is depicted in Figure 1. This clearly shows the effect of fines on the gradation curve of crushed sand, in which the higher fines affected the gradation curve to 1 mm sieve sizes. A new generation phosphonate-based superplasticizing concrete admixture, which conforms the EN 934-2 was used in all concrete mixes to adjust workability. To produce the concrete mixes, initially, the solid materials were poured into a mixer and mixed at a dry state for 1 minute. Then water and high-range water reducer were added gradually and the mixing continued for another 2 minutes. The fresh concrete was poured into relevant moulds, and cured in water at a temperature of $20 \pm 5^\circ \text{C}$ until 28 days.

Table 1. Oxide composition of CEM III B 32.5 N cement.

<i>Compounds and Tests [%]</i>	<i>Measurement Values</i>
SiO ₂	32.59
Al ₂ O ₃	8.68
Fe ₂ O ₃	1.97
CaO	48.18
MgO	3.58
SO ₃	1.76
Na ₂ O	0.35
K ₂ O	0.81
Na ₂ O Equivalent Total Alkali	0.88
Cl-	0.02

Table 2. Aggregate properties.

Property	Crushed Sand	4-12 mm	12-22 mm
Specific Gravity	2.69	2.71	2.72
Water Absorption (%)	0.9	0.4	0.3
Fine Material Amount (%)	9	1	0.4
Water Soluble Chloride Content (%)	<0.001	<0.001	<0.001
Water Soluble Alkali Content (%)	<0.01	<0.01	<0.01
Acid Soluble Sulfate Content (%)	0.06	0.06	0.06
Methylene Blue Value	0.25	-	-

Table 3. Controlled gradation of crushed sand.

Sieve Size (mm)	Controlled Aggregate Gradation with Targeted Fines Content (<0.063 mm)					
4	100	100	100	100	100	100
2	60	60	60	60	60	60
1	29	29	29	29	29	29
0.5	21	21	21	21	21	21
0.25	6	8	11	13	16	18
0.125	1	4	8	11	14	18
0.063	0	3	6	9	12	15

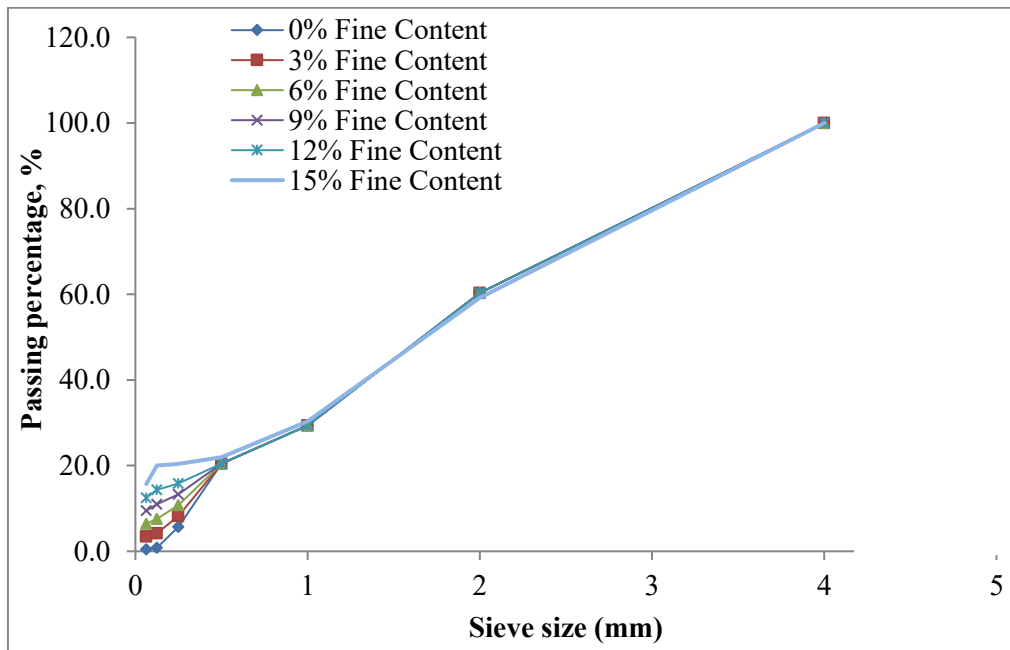


Figure 1. The gradation curves of crushed sand aggregates used in concrete.

2.2 Concrete mix design

Two different series of concrete designs were made with w/c ratios of 0.58 (H mix) and 0.38 (L mix), where H and L indicate high w/c ratio and low w/c ratio, respectively. The cement dosages for the H and L mix designs were determined as 280 kg/m³ and 380 kg/m³, respectively. In the concrete designs, a total of six different ratios of fine materials were used as 0%, 3%, 6%, 9%, 12%, and 15% by mass compared to the aggregate. Detailed information about the concrete designs is given in Table 4. The fine content is adjusted via modifying the crushed sand aggregate gradation (see Table 3 and Figure 1). The 180±30 mm slump value was achieved by adjusting the dosage of chemical admixture.

Table 4. Concrete mix designs.

Code	Fine Content of 0-4 mm (%)	w/c Ratio (%)	Cement (kg/m ³)	0-4 mm (Crushed sand) (kg/m ³)	4-12 mm (kg/m ³)	12-22 mm (kg/m ³)	Chemical (kg/m ³)
H-00	0	0.58	280	915	519	517	2.61
H-03	3	0.58	280	915	519	517	2.61
H-06	6	0.58	280	915	519	517	2.61
H-09	9	0.58	280	915	519	517	2.61
H-12	12	0.58	280	915	519	517	2.61
H-15	15	0.58	280	915	519	517	2.80
L-00	0	0.38	380	915	495	492	3.57
L-03	3	0.38	380	915	495	492	3.57
L-06	6	0.38	380	915	495	492	3.57
L-09	9	0.38	380	915	495	492	3.57
L-12	12	0.38	380	915	495	492	5.32
L-15	15	0.38	380	915	495	492	5.32

2.3 Experimental methods

In order to determine the workability of concretes, the slump test was performed following the EN 12350-2 standard for all mixes. Unit weight and the temperature of the fresh concrete were also measured. Table 6 shows the slump value of concretes. The compressive strength of the concrete samples was determined on 150×150×150 mm cubes at 28 days as shown in Table 6, in accordance with the TS EN 12390-3.

Ultrasonic pulse velocity (UPV) was determined in accordance with TS EN 12504-4 on cube specimens with a diameter of 150x150x150 mm at 28 days. The measurements were taken three times for each sample, and the average of the three readings was reported.

The non-steady state migration technique was used to determine the resistance of concrete against chloride ion migration following NT Build 492. Initially, the samples with a height of 50 mm and a diameter of 100 mm were covered with plastic tape and then saturated with lime water in the vacuum chamber. Then, 60 V (DC) was applied, and the new voltage with the test duration was determined according to the resistance of the samples to the chloride ion migration. After the test, the samples were split into two, and silver nitrate solution (AgNO₃) was sprayed over the surfaces. The part exposed to chloride ions appeared as a white color, and the chloride ion penetration depths were measured from 7 points.

Wenner probe resistivity was measured on the diametral line of 100 mm diameter x 200 mm high cylindrical specimens. In Wenner probe resistivity technique, four equally spaced electrical probes were used with the two applying low-frequency alternating current while the voltage drop between the two inner probes was measured.

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Effect of fines content on compressive strength

The effects of fines content on the compressive strength of concrete mixes are shown in Table 5 and Figure 2. The 28-days compressive strength of the H mixes varied between 34 MPa and 46 MPa, while the compressive strength of the L mixes varied between 65 MPa and 75 MPa. Considering the H mixes, the increase in fines content improved the compressive strength, and the highest strength was achieved in H-15 mix as 46.1 MPa. On the other hand, the fines content had no significant affect on the compressive strength of L mixes. The results indicate that the increase in fines content modifies the pore

structure and provides nucleation sites for the cement hydration products which results in improved mechanical strength of H mixes.

Table 5. Compressive strength and slump values of concrete mixes.

Code	Fines Content (%)	Slump (mm)	Compressive Strength (MPa)
H-00	0	190	34.0
H-03	3	190	39.2
H-06	6	200	40.2
H-09	9	200	42.5
H-12	12	190	41.6
H-15	15	180	46.0
L-00	0	180	72.1
L-03	3	190	73.7
L-06	6	190	65.3
L-09	9	150	71.0
L-12	12	200	67.8
L-15	15	200	74.7

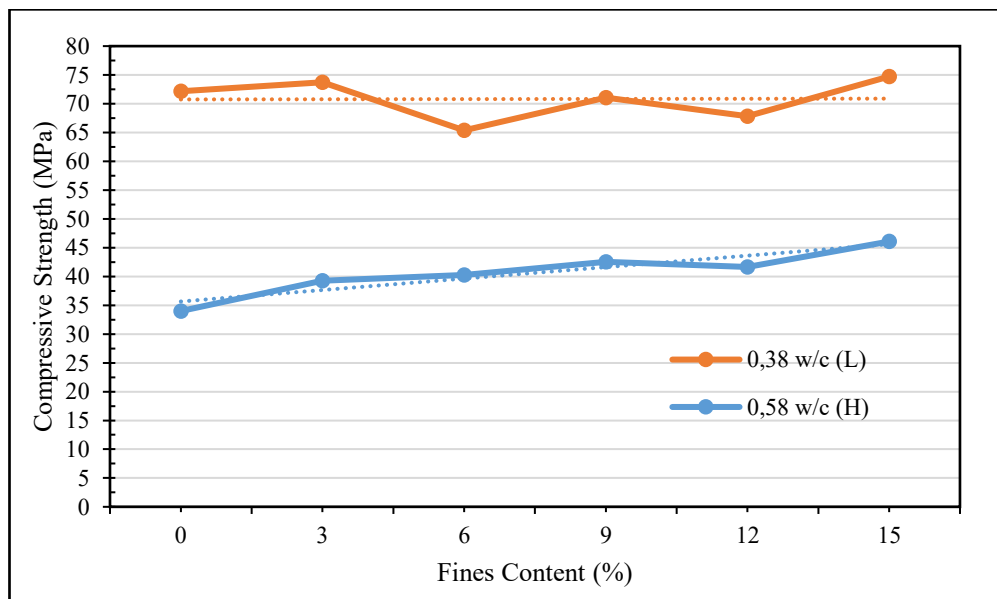


Figure 2. Compressive strength of samples.

3.2 Effect of fines content on the durability properties of concrete

Rapid chloride permeability, ultrasonic pulse velocity, and electrical resistivity tests were carried out to determine the durability properties of concrete mixtures, and the results are shown in Table 6. The effect of fine material utilization rates on the rapid chloride permeability of concrete specimens is shown in Figure 3.

For L mixes, an increase in the fine material content had a significant effect on the chloride permeability coefficient. This is mainly due to fewer interconnected capillary pores as a result of higher strength achieved by high cement content and a low water/cement ratio. A similar trend was also observed for the H mixes, the increase in fine material content decreased the chloride permeability coefficient. The reduced permeability of the mixtures in both batches containing fines is due to the filler effect of the fines blocking the capillary passages formed during the hydration of the cement.

The results obtained from the electrical resistance tests are shown in Figure 4. The electrical resistance values ranged from 823 to 1168 Ohm.m for the L mixes, while for the H mixes, these values varied within a narrower range and ranged from 612 to 821 Ohm.m. It was observed that the electrical

resistance decreased as the s/w ratio increased. In addition, with the substitution of fine material, the electrical resistance values showed a fluctuating trend for the L mixes, while the H series showed a flat trend.

Ultrasonic pulse velocity results are presented in Figure 5. It can be noticed that the pulse velocity of concrete samples generally increases with increasing fines content.

Both electrical resistivity results and ultrasonic pulse velocity results are consistent with the results of the rapid chloride permeability test. The relationship between chloride permeability and electrical resistivity values is given in Figure 6. The increasing electrical resistivity value in response to the decrease in the chloride permeability coefficient value supports well the results.

Table 6. Durability test results.

Code	Chloride Permeability Coefficient ($10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	Electrical Resistance (Ohm.m)	Ultrasonic Pulse Velocity
H-00	4.70	612	6784
H-03	4.13	616	6834
H-06	3.09	626	6713
H-09	3.25	739	6902
H-12	3.34	679	6913
H-15	2.95	821	6944
L-00	2.29	902	6969
L-03	2.17	823	7015
L-06	1.69	1069	7093
L-09	1.57	1006	7181
L-12	1.58	1015	7067
L-15	1.27	1168	7225

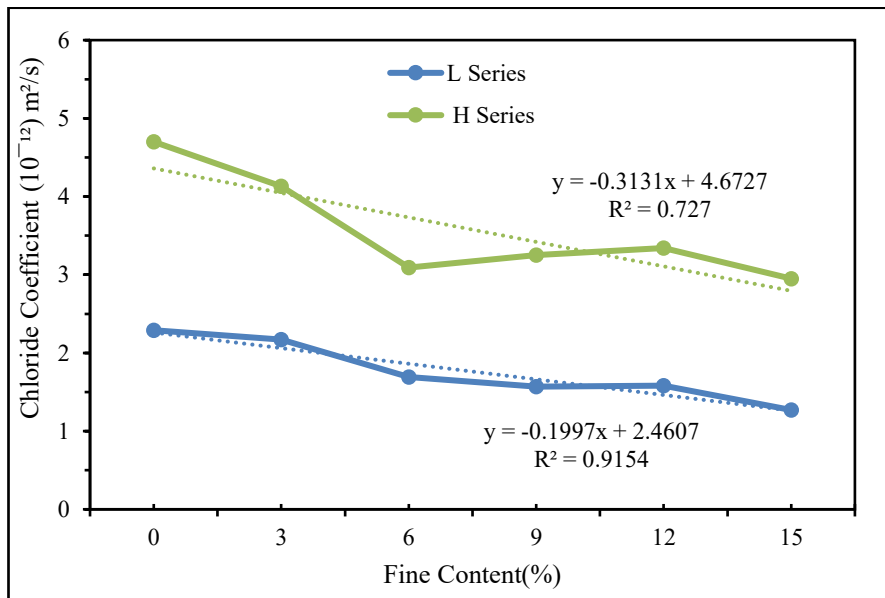


Figure 3. Rapid chloride permeability.

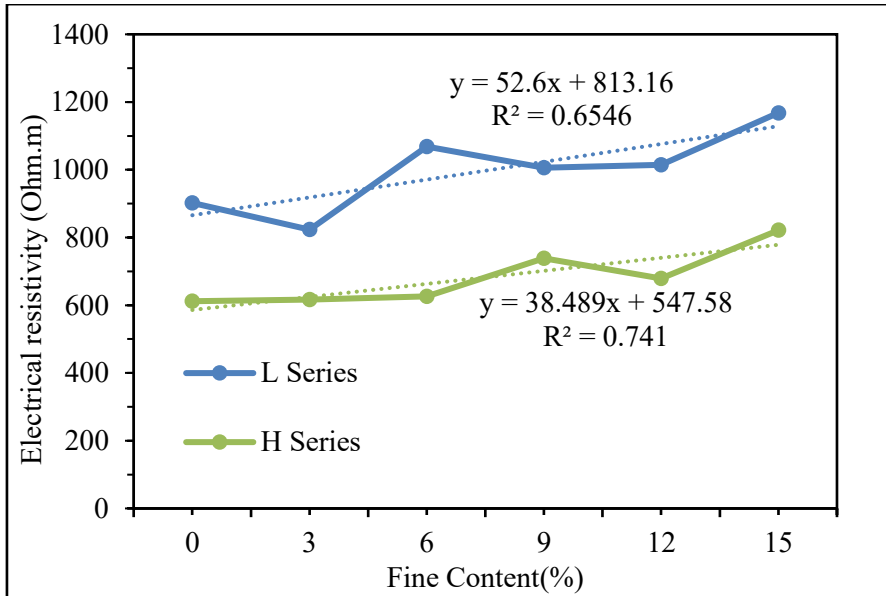


Figure 4. Electrical resistance result.

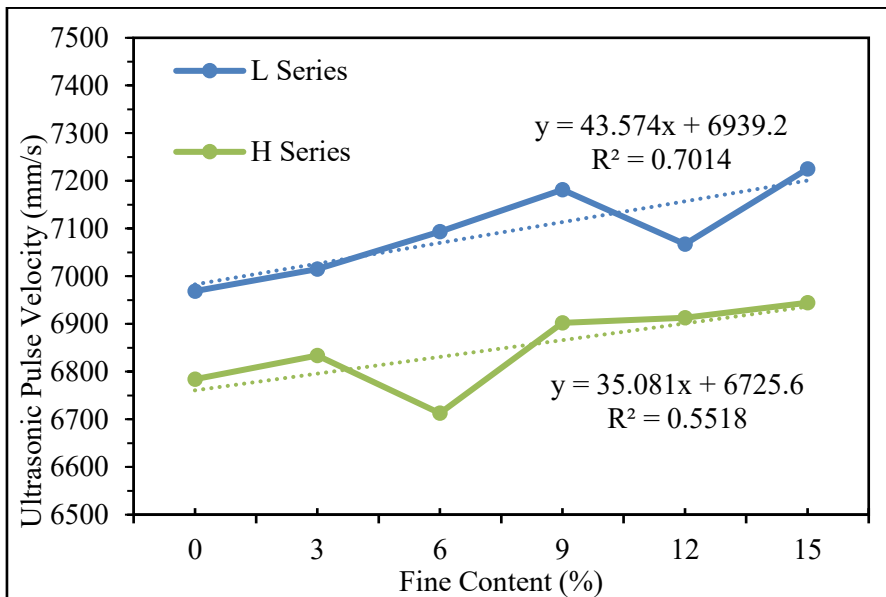


Figure 5. Ultrasonic pulse velocity result.

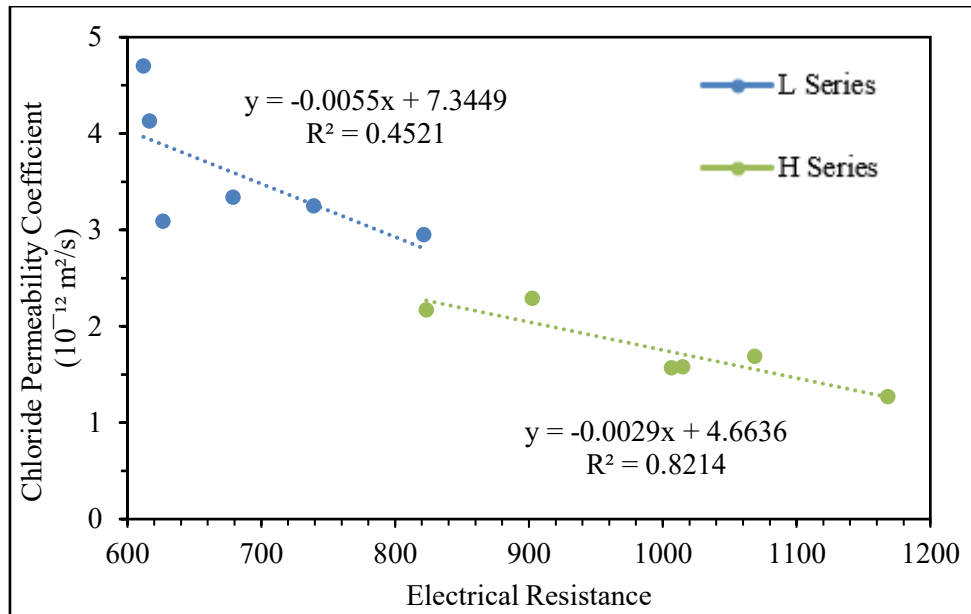


Figure 6. The relationship between chloride permeability coefficient and electrical resistance.

CONCLUSION

In this study, the effect of limestone fines up to 15% on concrete strength and durability properties was investigated. The main conclusions drawn from the study are listed below:

- The utilization of crushed sand with fines content up to 15% improved the compressive strength of concrete mixes (H mixes) produced with relatively low cement content and high w/c ratio. On the other hand, the compressive strength was not significantly affected in L mixes where higher cement dosage and lower w/c ratio were used.
- The chloride permeability was significantly reduced with an increase in the fines content for both types of concrete mixes. The rate of decrease was higher for the H mixes.
- The electrical resistivity of the concrete mixes increased with an increase in the fines content. The highest values were achieved for both mixes when the fines content was 15%.
- The ultrasonic pulse velocity results indicate that the pore structures of concrete mixes are modified and more compact structures with less voids and flaws were achieved with an increase in the fines content.
- Crushed limestone, abundantly available, demonstrates effective performance, particularly in combinations with concrete containing elevated water/cement ratios (low strength), through a straightforward gradation adjustment method. Research indicates that utilizing crushed limestone with adjusted fine content, without the need for specialized filler material, which require further grinding operations, can enhance the workability, strength, and durability of low-performance concrete for in-situ applications.

REFERENCES

- [1] E. del Rey Castillo, N. Almesfer, O. Saggi, J.M. Ingham, Light-weight concrete with artificial aggregate manufactured from plastic waste, *Constr. Build. Mater.* 265 (2020) 120199. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120199>.
- [2] Beixing, L., Guoju, K. and Mingkai, Z., (2011). "Influence of Manufactured Sand Characteristics on Strength and Abrasion Resistance of Pavement Cement Concrete", *Construction and Building Materials*, 25:3849-3853.

- [3] Stewart, J.G., Norvell, J.K., Juenger, M.C.G. and Fowler, D.W., (2007). "Influence of Microfine Aggregate Characteristics on Concrete Performance", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(11):957-964
- [4] Beixing, I., Jiliang, W. and Mingkai, Z., (2009). "Effect of Limestone Fines Content in Manufactured Sand on Durability of Low- And High-Strength Concretes", *Construction and Building Materials*, 23:2846-2850
- [5] Miaomiao, G., Chongsheng, Z., Mingzi, G. and Junzhi, P., (2011). "Effect of Stone Dust and MB Value for Manufactured Sand on Workability of Self-Compacting Concrete and Model Analysis", *Applied Mechanics and Materials*, 71-78:3821-3826.

Production of artificial aggregate by utilizing quarry waste material

H. Ozkan ^{1,2}

N. Miyan ³

T. Omur ²

N. Kabay ²

ABSTRACT

The dynamism of the construction industry is responsible for two main environmental problems: the significant increase in the amount of waste materials and the significant consumption of natural resources. Therefore, it is essential to find innovative solutions that can minimize cement use or reserve natural resources. Since aggregates cover approximately 60-80% of the concrete volume, the use of artificial aggregate (AA) in concrete has been investigated in recent years by utilizing waste materials at considerably high ratios, and these studies have generally used fly ash as the major component. Washing aggregate sludge (WAS) is a waste material generated during the production and classification of aggregates, without being properly utilized. Therefore, the primary purpose of this study is to efficiently use WAS to manufacture AA and to evaluate its effect on the concrete properties. The sintering method was employed for the AA production. The dried and ground WAS (<100 µm) was blended with ground granulated blast furnace slag (GGBFS) to manufacture sintered aggregate (SA). The manufactured aggregate properties were characterized by physical, mechanical, chemical, and microstructural tests and the optimum sintering duration and temperature were found as 15 min and 1150 °C, respectively. Concrete specimens were also produced by introducing SA in replacement with the coarse aggregate. The concrete test results showed the possibility of producing SA using WAS and its efficient utilization in concrete production. Considering the mechanical properties of concrete, the optimum SA ratio was found as 30%.

Keywords: Artificial aggregate; Washing aggregate sludge; Waste material; Sintering

1. INTRODUCTION

The construction industry is considered a critical indicator of the national economy [1] and the development of sectoral activities requires a high rate of concrete production. Concrete is the most widely used building material in the construction industry [2] and concrete production requires approximately 1.6 billion tons of cement, 10 billion tons of aggregate, and 1 billion tons of water per year. Therefore, concrete production is one of the activities that cause significant depletion of natural resources [3]. It is important to investigate the applicability of alternative and sustainable materials as a replacement of natural resources in concrete production.

In the last few years, the use of industrial by-products through blending or partial replacement of ordinary Portland cement (OPC) has become popular [4]. Since the volume of aggregate used in concrete occupies approximately 65-75% of the total volume of concrete, the utilization of industrial

¹ Betão Liz, CIMPOR Group, Lisbon, Portugal. hozkan@cimpor.com

² Yildiz Technical University, Istanbul, Turkey.

³ University of Rhode Island, Civil and Environmental Engineering, Kingston, RI, United States.

by-products in the production of artificial aggregate (AA) is seen as a more efficient solution in terms of high consumption of waste materials.

AAs are man-made materials whose properties mainly depend on the production process (granulation and hardening) and the type of primary raw material [5]. Three major production techniques are preferred to improve the mechanical properties of AAs, including sintering, cold bonding, and autoclaving [5]. In the past, mining waste [6], sewage sludge [7], aggregate washing sludge [7], different types of ashes [8], and natural materials [9] have been used for the production of AAs. However, in most of these investigations, waste material was not used as a primary material in the production of AAs.

Washing aggregate sludge, one of the main waste materials of aggregate quarry operations is a silty clay material [10] that is generated during the classification of aggregates [11]. WAS is usually sent to landfills without evaluation, where it is stockpiled. However, the inadequacy of disposal sites and European Union regulations have increased attention towards the development of new approaches that enable the recycling of this type of waste [12].

In the literature, there are limited studies on the utilization of WAS as AA and its use in concrete. This study aims to present a methodology to produce sintered aggregate (SA) with the utilization of WAS obtained from a sandstone quarry located in Istanbul, Cendere, and its valorization in conventional concrete.

2. EXPERIMENTAL STUDY

2.1 Materials

In the production of SA, WAS and ground blast furnace slag (GGBFS) were used as raw materials. WAS was obtained from the sandstone aggregate quarry of OYAK Cement Concrete and Paper Group in Cendere, Istanbul, which produces crushed sand for concrete (Figure 1). The chemical composition and physical properties of the binders used in this study are presented in Table 1. While WAS consists mainly of SiO_2 , Al_2O_3 , and Fe_2O_3 , GGBFS obtained from the OYAK Cement Bolu Plant consists of main components such as CaO , SiO_2 , and Al_2O_3 . The particle size distribution of the binders is presented in Figure 2. The median particle size (d_{50}) of WAS and GGBFS were close to each other and were 10.70 and 9.93 μm , respectively. X-ray diffraction (XRD) results of WAS and GGBFS are shown in Figure 3.



Figure 1. (a) Washing system and (b) Aggregate washing sludge pile.

Table 1. Properties of binders.

Compound and Tests [%]	Washing Aggregate Sludge	Ground Granulated Blast Furnace Slag	Ordinary Portland Cement
CaO	4.45	37.50	63.50
SiO ₂	52.56	39.00	19.70
Al ₂ O ₃	16.69	12.50	4.95
Fe ₂ O ₃	8.41	1.00	3.50
MgO	3.76	5.00	1.50
Na ₂ O	1.63	0.60	0.25
K ₂ O	3.95	0.20	0.60
SO ₃	0.60	0.20	2.85
Specific gravity (g/cm ³)	2.85	2.90	3.16
Specific surface area (cm ² /g)	5420	5300	4000

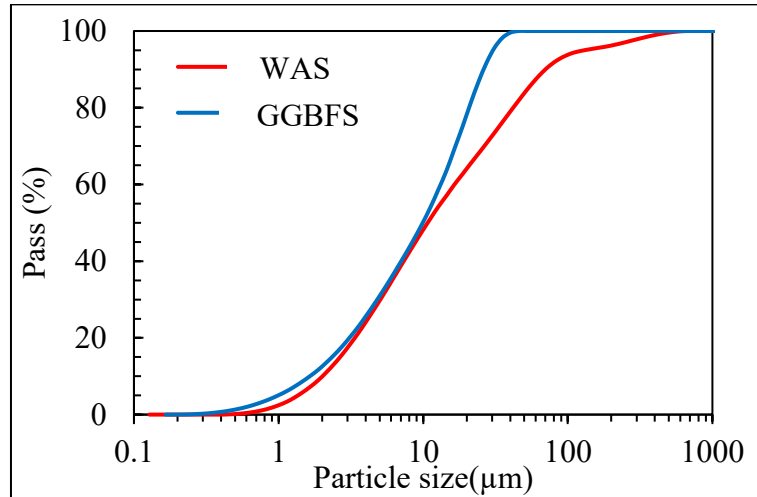


Figure 2. Particle size distribution of raw materials.

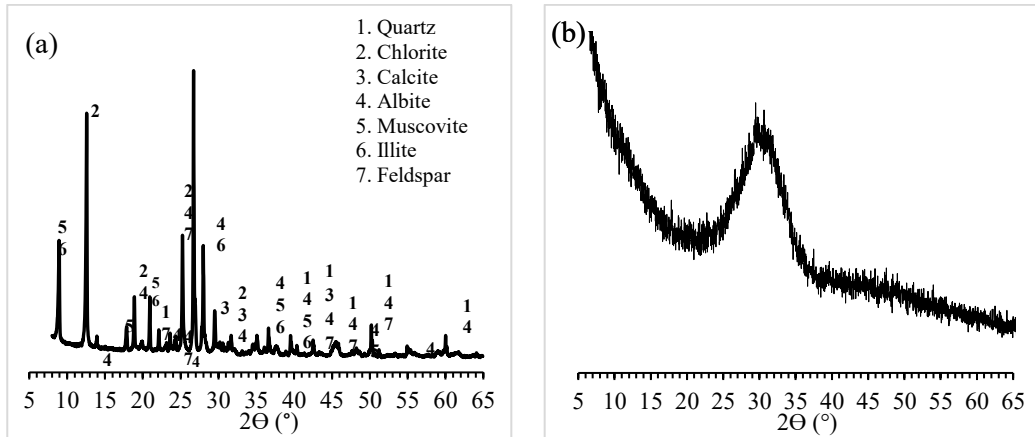


Figure 3. XRD results of a) WAS and b) GGBFS.

2.2 Aggregate production

Artificial aggregates (AAs) were produced using equal proportions of WAS and GGBFS, each 50% by mass. GGBFS and WAS were initially mechanically mixed in a mixer to ensure homogeneity, then gradually added to the pelletizer to initiate agglomeration, and water was continuously sprayed on the mixed powder to obtain fresh pellets (Figure 4). The disk angle and rotation speed of the rotating drum of the pelletizer were set at 70° and 42 rpm, respectively, after several trials, taking into account the efficiency of aggregate yield. The agglomerated aggregates were collected from the disk, stored under

closed conditions for 24 hours, and dried in an oven at 105 °C before sintering. The oven-dried pellets were sintered at target temperatures of 1100 °C and 1150 °C for 15, 30, and 60 minutes at a heating rate of 25 °C/min. The target temperatures were selected after several preliminary trials, as lower temperatures (<1100 °C) do not provide sufficient strength, and higher temperatures (> 1150 °C) cause softening and sticking of the pellets. Mixture compositions and sintering parameters are presented in Table 2.



Figure 4. The appearance of a) Pelletization machine, and b) Fresh pellets.

Table 2. Artificial aggregates curing conditions.

<i>WAS</i> (%)	<i>GGBFS</i> (%)	<i>Sintering</i> <i>Temperature</i> (°C)	<i>Sintering Time</i> (min)
50	50	1100	60
50	50	1150	60
50	50	1150	30
50	50	1150	15

2.3 Concrete production

Sintered aggregates (SAs) were substituted with coarse aggregate in certain proportions and their effect on the properties of conventional concrete was investigated. In the reference concrete, coarse aggregate, crushed sand (0–4 mm), and natural sand (0–2 mm) were used in proportions of 45%, 35%, and 20% respectively. SA was substituted with coarse aggregate (4–11.2 mm) in three different proportions of 15, 30, and 45% by volume. The produced WAS-containing aggregates were sieved before use in concrete mixes to comply with the coarse aggregate size range (4–11.2 mm). CEM I 42.5R type OPC was used as a binder in concrete production. A commercially available polycarboxylate formaldehyde-based superplasticizer was used in a fixed proportion to adjust the workability of the concrete. The water/cement ratio by mass was kept constant at 0.50 for all mixes. Table 3 shows the mix proportions of the concrete designs and in total four different concrete mixes were prepared.

Table 3. Concrete mix proportions.

<i>Material</i>	<i>Ref</i>	<i>Mix 1</i>	<i>Mix 2</i>	<i>Mix 3</i>
Cement	360	360	360	360
Water	180	180	180	180
Chemical admixture	7	7	7	7
Natural sand	355	355	355	355
Crushed sand	640	640	640	640
Coarse aggregate	826	702	579	455
Sintered aggregate	0	91	183	274

2.4 Tests

Mechanical and physical tests were carried out in order to characterize the SAs. Particle crushing strength (PCS) was determined by placing aggregate particles between two parallel plates and axially loading each particle until failure using a compression machine with a capacity of 28 kN. A total of 15 aggregate particles were used for the testing of each mix and PCS values were calculated using the following equation (Eq.1)

$$PCS = (2.8F/\pi D^2) \quad (1)$$

The compressive strength of the concrete specimens was determined at 28 days on three 150x150x150 mm³ cube specimens according to EN 12390-3 and the average values were reported. The water absorption and oven dry density of the concretes were determined according to ASTM C 642 standard using cylinder specimens with 100 mm diameter and 50 mm height.

3. RESULTS AND DISCUSSION

Table 4 shows the mechanical and physical properties of the SAs. Increasing the sintering temperature from 1100 °C to 1150 °C increased the PCS value by about 67%, indicating the optimum sintering temperature, and yielded PCS values around 10 MPa. In the next step, the sintering time was reduced from 60 minutes to 15 minutes to observe its effect on PCS. It was observed that reducing the sintering time did not make a significant difference in the PCS values. On the other hand, the 24-hour water absorption of the SAs was reduced to 22.8%, when the sintering temperature down to 15 min. The physical, mechanical, and environmental performance of artificial aggregates are considered as the criterias for utilization in concrete. The observation that sintering at 1100 °C resulted in markedly inferior mechanical performance relative to sintering at 1150 °C underscored the preference for 1150 °C as the optimal temperature. Additionally, the enhancement of physical properties without substantial compromise in strength and density, despite the reduction of sintering duration from 60 minutes to 15 minutes, along with the considerable decrease in environmental impact, significantly influenced the choice of aggregate for concrete production. The oven-dry and SSD density of the SA were 1640 and 2010 kg/m³, respectively, and the loose bulk density was 940 kg/m³. Thus, the 4 coded artificial aggregate was selected to use in the preparation of concrete samples. The results indicated that the SAs could be classified as lightweight aggregates according to EN 206. It was also found that the water absorption of the SA was significantly high depending on various properties such as binder compositions and sintering temperature.

Fig. 5 shows the physical properties of the concrete specimens. The oven-dry density of the concrete mixtures ranged from 2315 to 2159 kg/m³ and it was found that the addition of SA consistently reduced the density of the concrete, which is due to the lower particle densities of SAs compared to natural coarse aggregates. On the other hand, the water absorption and permeable voids of the concrete specimens increased with increasing SA replacement ratio. This can be attributed to the porous nature of the SA compared to the coarse aggregate it replaced. Water absorption and permeable voids were about 40% and 33% higher in the Mix 3 compared to the reference concrete, respectively.

Fig. 6 shows the mechanical properties of the concrete specimens. The results show that up to 45% replacement of coarse aggregate with the SA reduces the 28-day compressive strength from 55.3 MPa to 46.6 MPa. On the other hand, the concrete mixes containing 15% and 30% sintered WAS aggregates (Mix 1 and Mix 2) showed similar or comparable compressive strength with REF concrete. As such, the compressive strength of Mix 1 was only 4.7% lower than REF concrete and achieved up to 52.7 MPa at 28 days curing age.

Table 4. Physical and mechanical test results of sinter aggregates.

Aggregate Code	Sintering Temperature (°C)	Sintering Time (min)	PCS (MPa)	Water Absorption (%)	Loose Unit Weight (kg/m ³)	Dry-oven Density (kg/m ³)
1	1100	60	6.4 ± 1.7	25.1 ± 1.3	920 ± 40.1	1615 ± 53.5
2	1150	60	10.7 ± 2.5	24.0 ± 1.7	930 ± 52.5	1630 ± 62.4
3	1150	30	10.0 ± 3.1	23.6 ± 1.5	950 ± 35.3	1630 ± 44.6
4	1150	15	10.0 ± 2.1	22.8 ± 1.0	940 ± 62.5	1640 ± 75.0

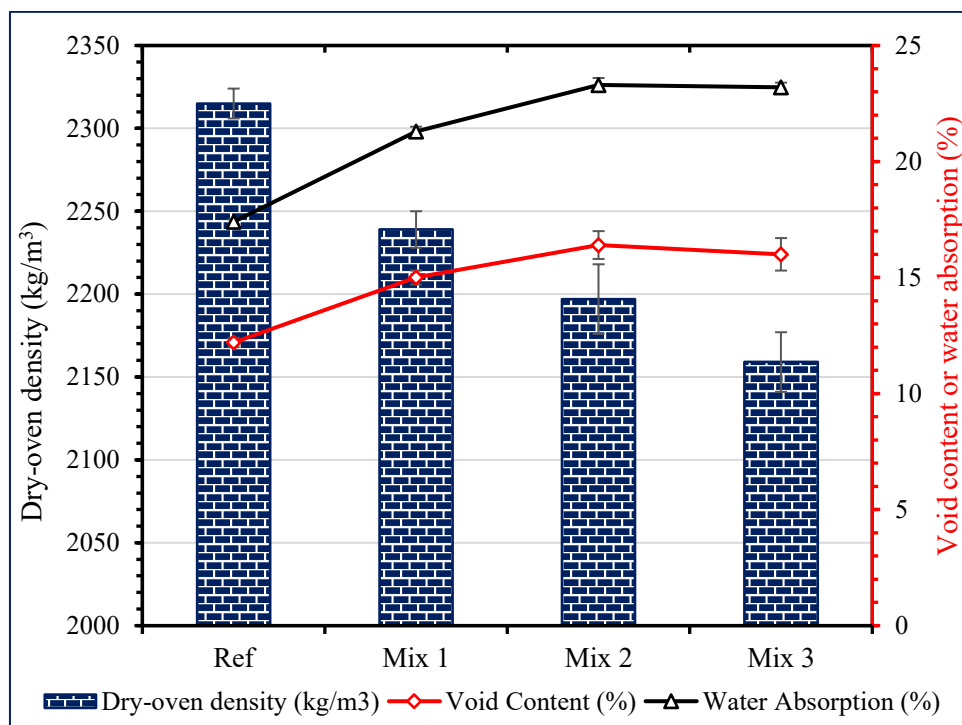


Figure 5. Physical properties of concretes.

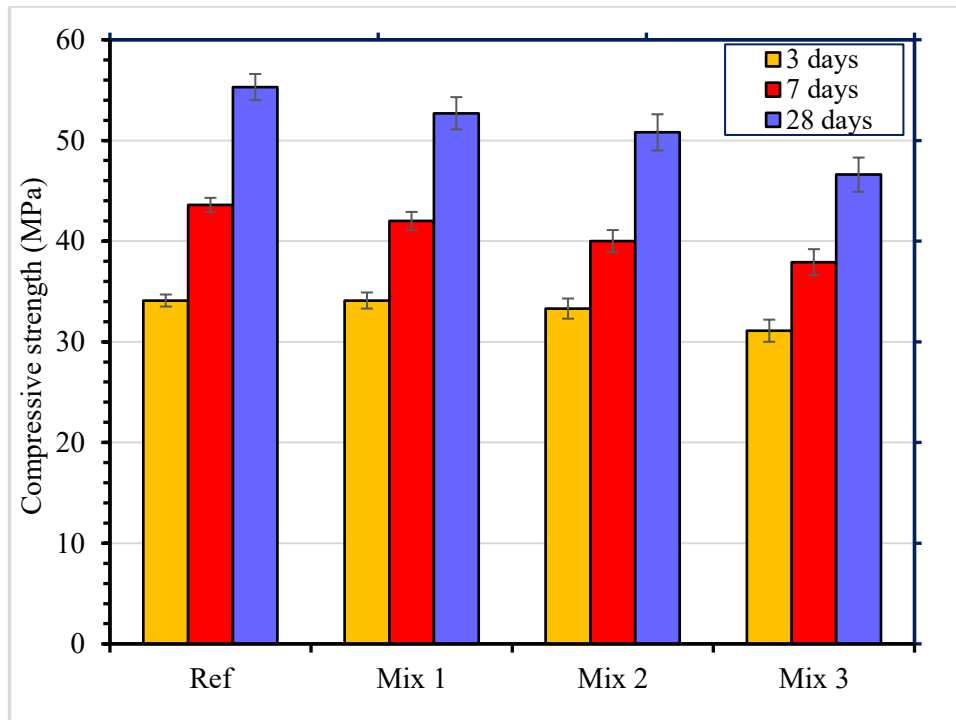


Figure 6. Mechanical properties of concretes.

CONCLUSION

This study presents the use of WAS as an alternative raw material in the production of artificial aggregates. The properties of the sintered aggregate were characterized and also used in concrete by substituting with coarse aggregate to investigate its effect on the physical and mechanical properties of concrete. Based on the experimental results the following conclusions can be drawn:

- It was determined that the aggregates produced using WAS by the sintering method were classified as lightweight aggregates.
- Increasing the sintering temperature from 1100 °C to 1150 °C increased the particle strength of the sintered aggregate by more than 50%. However, the sintering time did not cause a significant change in strength, and 15 min of sintering was found as optimal sintering duration considering the physicomechanical and ecological performance of SAs.
- Substitution of sintered aggregate up to 30% reduced the strength of concrete by 8%. However, even concrete produced by substituting 45% of sintered aggregates achieved the same concrete class.
- The oven-dry density of the concrete decreased with increasing sintered aggregate content, while water absorption and permeable voids increased.
- The proposed methodology offers an alternative approach to environmentally friendly, sustainable production. It also provides a solution to efficiently utilize the WAS waste produced by the washing plant of aggregate quarries, which can help conserve the natural resources used to produce aggregates.

REFERENCES

- [1] F. Tajra, M. Abd Elrahman, D. Stephan, The production and properties of cold-bonded aggregate and its applications in concrete: A review, *Constr. Build. Mater.* 225 (2019) 29-43.

- [2] Kabay, N. Mert, M. Miyan, N. Omur, T. Pumice as Precursor in Geopolymer Paste and Mortar. *J. Civ. Eng. Constr.* 2021, 10, 225-236.
- [3] S.N. Chinnu, S.N. Minnu, A. Bahurudeen, R. Senthilkumar, Recycling of industrial and agricultural wastes as alternative coarse aggregates: A step towards cleaner production of concrete, *Constr. Build. Mater.* 287 (2021), 123056.
- [4] Georgescu, D.; Vacareanu, R.; Aldea, A.; Apostu, A.; Arion, C.; Girboveanu, A. Assessment of the Sustainability of Concrete by Ensuring Performance during Structure Service Life. *Sustainability* 2022, 14, 617.
- [5] P. Ren, T.-C. Ling, K.H. Mo, Recent advances in artificial aggregate production, *J. Clean. Prod.* 291 (2021) 125215.
- [6] S. Kourounis, S. Tsvivilis, P.E. Tsakiridis, G.D. Papadimitriou, Z. Tsibouki, Properties and hydration of blended cements with steelmaking slag, *Cement and Concrete Research.* 37 (2007) 815-822. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.03.008>.
- [7] J.L. Provis, Alkali-activated materials, *Cement and Concrete Research.* 114 (2018) 40-48. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.02.009>.
- [8] T. Bakharev, J.G. Sanjayan, Y.-B. Cheng, Alkali activation of Australian slag cements, *Cement and Concrete Research.* 29 (1999) 113-120.
- [9] A. Fernández-Jiménez, J.G. Palomo, F. Puertas, Alkali-activated slag mortars: mechanical strength behaviour, *Cement and Concrete Research.* 29 (1999) 1313-1321.
- [10] B. Gonzalez-Corrochano, J. Alonso-Azcárate, M. Rodas, Characterization of lightweight aggregates manufactured from washing aggregate sludge and fly ash, *Resour. Conserv. Recycl.* 53 (10) (2009) 571-581.
- [11] B. Gonzalez-Corrochano, J. Alonso-Azcarate, L. Rodriguez, A.P. Lorenzo, M. F. Torío, J.J.T. Ramos, M.D. Corvinos, C. Muro, Valorization of washing aggregate sludge and sewage sludge for lightweight aggregates production, *Constr. Build. Mater.* 116 (2016) 252-262..
- [12] Wainwright, P.J.; Cresswell, D.J.F.; van der Sloot, H.A. The Production of Synthetic Aggregate from a Quarry Waste Using an Innovative Style Rotary Kiln. *Waste Manag. Res.* 2002, 20, 279-289.

Desempenho mecânico e retração de betões com reduzido teor de cimento e adição de materiais cimentícios alternativos

E. Soldado¹

H. Costa²

R. do Carmo³

E. Júlio⁴

RESUMO

Nos últimos anos, como parte da estratégia de sustentabilidade do setor do betão, a adição de materiais cimentícios alternativos a misturas de betão ecoeficientes com reduzido teor de cimento tem sido objeto frequente de estudo. A substituição parcial do cimento Portland por resíduos industriais permite a redução da utilização do cimento, reduzindo as emissões de CO₂ associadas à sua produção, e a reutilização daqueles resíduos, muitas vezes depositados em aterro. O trabalho apresentado é parte de um projeto mais abrangente onde se integraram diversos resíduos industriais em matrizes cimentícias com reduzido teor de clínquer. Com base no estudo preliminar realizado em argamassas, os resíduos que promoveram melhores desempenhos mecânicos e de durabilidade foram selecionados para uma caracterização mais aprofundada em misturas de betão. Assim, este artigo apresenta a avaliação do desempenho mecânico e da retração de betões ecoeficientes, com 350 kg/m³ de pó (incluindo a dosagem complementar de filer calcário), com valor alvo de resistência mecânica à compressão, aos 90 dias, de 40 MPa e aumento progressivo da compacidade com o aumento do teor de substituição de cimento Portland pelos seguintes resíduos: cinzas de casca de arroz, pó de vidro moído; lã de rocha moída. As misturas são comparadas com betões de referência com composição corrente de cimento Portland e com betões igualmente compostos com as mesmas taxas de substituição de cimento por cinzas volantes, um subproduto pozolânico atualmente limitado em muitos países desenvolvidos, pelo encerramento das centrais termoelétricas a carvão. Os resultados das resistências mecânicas à compressão, à tração por compressão diametral e à flexão, bem como os do módulo de elasticidade e da retração, são apresentados e discutidos. Conclui-se que é possível produzir betões com reduzido teor de cimento Portland, de reduzida pegada carbónica, com adição de materiais cimentícios suplementares alternativos, sem comprometer o desempenho mecânico dos mesmos.

Palavras-chave: Betão ecoeficiente; Materiais cimentícios suplementares alternativos; Resistências mecânicas; Módulo de elasticidade; Retração.

1. INTRODUÇÃO

O betão continua a ser o material de construção mais utilizado a nível mundial. Nos últimos 65 anos, a produção de betão e de cimento aumentou dez vezes, refletindo a notável expansão deste sector [1]. Não é, portanto, surpreendente que a sua produção seja responsável por 8.6% das emissões antropogénicas de CO₂, mais de 90% das quais atribuídas à produção de cimento [2]. No entanto, existem várias estratégias que podem ser implementadas para reduzir aquelas emissões, como a utilização de materiais cimentícios suplementares (MCS) que, quando incorporados nas misturas de betão como substitutos

¹ CERIS-IST, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. eliana.soldado@tecnico.ulisboa.pt

² ISEC-Instituto Politécnico de Coimbra, Coimbra, Portugal. hcosta@isec.pt

³ ISEC-Instituto Politécnico de Coimbra, Coimbra, Portugal. carmo@isec.pt

⁴ CERIS-IST, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

parciais do cimento Portland, contribuem para o desenvolvimento das suas propriedades através de atividades hidráulicas ou pozolânicas.

Os resíduos agrícolas são o tipo de MCS alternativo com o menor custo associado [3] sendo identificado um grande potencial nos países em desenvolvimento. Contudo, em Portugal, este tipo de subproduto pode, por exemplo, ser facilmente obtido nas indústrias de descasque de arroz. Só em 2023, foram produzidas 171 000 toneladas de arroz em Portugal, o que equivale a, aproximadamente, 34 200 toneladas de casca [4,5]. As cinzas de casca de arroz têm um elevado teor de sílica e vários estudos indicam que esta adição pozolânica é adequada para betão estrutural, promovendo uma melhoria das propriedades mecânicas e da retração, em comparação com o betão convencional, em misturas com uma taxa de substituição de cimento até cerca de 30% [6,7].

Embora a durabilidade da lâ de rocha não tenha sido estudada em profundidade, é sugerido na bibliografia que pode melhorar as propriedades mecânicas do betão. Esta influência é particularmente evidente nas misturas em que este MCS substitui o cimento em percentagens de 10 a 30%, realçando as suas propriedades pozolânicas [8–10].

O pó de vidro, estudado na incorporação de misturas de betão desde a década de 60, e com propriedades pozolânicas, pode ser incorporado no betão em taxas de substituição do cimento até 40%, embora o nível ótimo de substituição seja de aproximadamente 20%, de forma a não comprometer as suas propriedades [3,11,12]. As vantagens da adição deste MCS ao betão passam pela melhoria das propriedades mecânicas e redução da retração [13–15].

Uma desvantagem dos MCS alternativos é que têm frequentemente uma taxa de substituição de cimento ótima reduzida e podem mesmo prejudicar as propriedades mecânicas e de durabilidade do betão quando usadas acima desse limite [3]. Por conseguinte, deve-se dar especial ênfase a parâmetros como a compacidade ou a relação água-ligante (A/L) [16], essenciais na composição de betão com reduzido teor de cimento.

Assim, o trabalho apresentado neste artigo integra um projeto que se iniciou com um estudo preliminar em matrizes de argamassa de betão ecoeficiente, no qual foram investigadas 12 MCS alternativos como substituição parcial do cimento. Na segunda fase do estudo, os MCS que promoveram os melhores resultados, selecionados de acordo com critérios de desempenho, foram estudados em matrizes de argamassa com teores de substituição de cimento de 25% e 50% [17]. O presente trabalho, correspondente à terceira fase do projeto, apresenta a caracterização do desempenho mecânico (resistências à flexão, tração por compressão diametral e compressão, bem como o módulo de elasticidade) e a retração de misturas de betão com reduzido teor de cimento e três MCS alternativos selecionados. Inicialmente, considerou-se a composição de betões de referência com substituição parcial progressiva de cimento Portland (17%, 35% e 50%) por cinzas volantes (como MCS tradicional), sendo a pasta complementada com filler calcário. Nas composições, aplicou-se ainda o aumento progressivo da compacidade à medida que se reduz o teor de cimento e ajustaram-se os restantes parâmetros de composição, no sentido de se atingir uma resistência à compressão de 40 MPa aos 90 dias. Posteriormente, efetuou-se uma abordagem semelhante nas composições dos betões, com as mesmas percentagens de substituição de cimento pelos seguintes MCS: pó de vidro moído; resíduos de lâ de rocha moídos e cinza de casca de arroz. Esta caracterização e análise comparativa dos resultados constituirá a base para a próxima fase do projeto, que consistirá no desenvolvimento de um modelo de previsão da durabilidade, com base nos parâmetros de composição, de betões ecoeficientes com substituição parcial do cimento por MCS.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

Com base nos objetivos e parâmetros especificados para o estudo, foram selecionados os materiais a integrar os betões. Todas as misturas contêm cimento CEM I 52,5R (C) e filer calcário (FC) com valores de massa volúmica de, respetivamente, 3,15 e 2,70 kg/dm³. Foram utilizados os seguintes MCS: cinzas volantes (CV) da classe F, um subproduto das centrais termoelétricas a carvão; pó de vidro (PV), proveniente de peças defeituosas da indústria da produção de vidro, moído inicialmente no equipamento Los Angeles e, posteriormente, no moinho planetário de bolas; pó de lâ de rocha (PLR), resíduo de equipamentos e infraestruturas da indústria do papel, moído no moinho de bolas e cinzas de casca de arroz (CCA), provenientes da indústria de descasque de arroz, queimadas em mufla a 650°C e moídas no moinho de bolas. Foram caracterizadas as suas massas volúmicas absolutas e obtidos os valores correspondentes, em kg/dm³: 2,30; 2,49; 2,83; 1,80. Os MCS alternativos (PV, PLR e CCA) foram adquiridos localmente, evitando, deste modo, emissões de CO₂ associadas ao transporte de longa distância. Os agregados foram selecionados e ajustados a cada mistura, de modo a se obter a compacidade e a relação água/cimento (A/C) definidas. Foram utilizados, como agregados finos (AF), mistura de areia fina 0/1 mm e de areia média 0/4 mm e, como agregados grossos (AG), mistura de areão 4/8 mm e brita calcária 6/14 mm. De modo a aumentar a plasticidade das misturas e a reduzir o teor de água, foi usada água de abastecimento público e um superplastificante à base de éter-policarboxilato, com uma massa volúmica de 1,06 kg/dm³, em dosagens que variaram entre 0,7% e 16,6% da massa de cimento. O teor de ar, inicialmente estabelecido em 1,5%, foi ajustado em função da mistura de betão e do tipo e teor de MCS incorporado, tendo-se verificado uma elevada influência do teor de lâ de rocha moída no aumento do teor de ar na matriz, obrigando a uma redução significativa da compacidade alvo nessa série de misturas.

2.2 Misturas

Os betões foram formulados de acordo com o método proposto por Lourenço [18] e posteriormente desenvolvido por Costa [19], ajustando progressivamente a compacidade (Comp.) e reduzindo a quantidade de cimento nas misturas. Foi estabelecido um teor de pó na matriz de 350 kg/m³, de modo a poder garantir uma trabalhabilidade adequada. Foram considerados teores de cimento Portland de 175, 150 e 125 kg/m³, correspondendo a teores de ligante (cimento + adição reativa) de 210, 230 e 250 kg/m³, respetivamente. As percentagens correspondentes de substituição são, respetivamente, de 17%, 35% e 50%. A restante quantidade de pó foi garantida com filer de calcário. As misturas com MCS alternativos são comparadas com as referências com adição de cinzas volantes (Ref-CV) nas mesmas taxas de substituição de cimento que as restantes misturas. Os parâmetros de composição dos betões são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1. Formulação dos betões estudados.

<i>Betão</i>	<i>Pó</i> [kg/m ³]	<i>C</i> [kg/m ³]	<i>FC</i> [kg/m ³]	<i>MCS</i> [kg/m ³]	<i>AF</i> [kg/m ³]	<i>AG</i> [kg/m ³]	<i>SPL</i> [kg/m ³]	<i>A/C</i>	<i>Ar</i> [%]	<i>Comp.</i>
Ref-CV35	350	175	140	35	903	957	1.2	0.90	2.0	0.826
Ref-CV80	350	150	120	80	914	975	1.7	0.95	1.5	0.840
Ref-CV125	350	125	100	125	928	995	2.8	1.00	1.5	0.857
PV35	350	175	140	35	898	951	1.5	0.90	2.0	0.821
PV80	350	150	120	80	912	967	2.8	0.95	2.0	0.835
PV125	350	125	100	125	921	981	4.1	1.00	2.5	0.846
PLR35	350	175	140	35	856	918	1.4	0.90	5.0	0.791
PLR80	350	150	120	80	878	934	1.8	0.95	5.0	0.806
PLR125	350	125	100	125	894	947	2.8	1.00	5.5	0.817
CCA35	350	175	140	35	853	956	3.2	0.90	3.5	0.805
CCA80	350	150	120	80	855	966	5.3	0.95	2.5	0.828
CCA125	350	125	100	125	841	985	20.8	1.00	1.5	0.840

Além da variação assumida para a compactidade, a influência de cada MCS no teor de ar da matriz resultou em compactidades diferentes entre as misturas com o mesmo teor de cimento. A cinza de casca de arroz na mistura com 50% de substituição revelou uma elevada necessidade de superplastificante para obter uma consistência equivalente; caso contrário, o teor de água teria de ser aumentado.

2.3 Ensaios

No estado fresco, de modo a determinar a consistência dos betões, foi realizado o ensaio de abaixamento segundo a norma EN 12350-2 [20]. Os resultados do ensaio de abaixamento (Abaix.) são apresentados no Quadro 2. O teor de ar e a massa volúmica das misturas foram também determinados de acordo com as normas EN 12350-6 [21] e EN 12350-7 [22], respetivamente. A máxima diferença obtida entre os valores teóricos e experimentais foram de 20% para o teor de ar e 2% para a massa volúmica. O abaixamento das misturas enquadra-se nas classes inicialmente definidas (S3 e S4), embora as misturas com maior taxa de substituição de cimento por MCS tenham revelado maior dificuldade em atingir o valor mínimo para S3, devido à elevada compactidade e reduzido teor de água definidos. Contudo, as misturas PV e PLR não permitiram aumentar o teor de superplastificante sem risco de segregação; no caso da CCA já existe essa possibilidade, pois a elevada finura garante uma elevada estabilidade e coesão da pasta, mesmo com aumento do teor de superplastificante.

Quadro 2. Resultados do ensaio de abaixamento.

	Ref- CV35	Ref- CV80	Ref- CV125	PV 35	PV 80	PV 125	PLR 35	PLR 80	PLR 125	CCA 35	CCA 80	CCA 125
Abaix. [cm]	19	20	12	13	11	6	13	12	7	13	8	14

No estado endurecido, o índice de atividade de atividade pozolânica foi avaliado segundo a norma EN 450-1:2005+A1 [23] e registaram-se os seguintes valores: 0.76, 0.79, 0.53 e 0.97, respetivamente para misturas normalizadas de argamassa com 25% de CV, PV, PLR e CCA. Estes valores, no entanto, não devem ser interpretados diretamente, uma vez que as misturas com os diferentes MCS resultam em teores de ar na matriz muito distintos, influenciando as compactidades e, por conseguinte, os resultados do ensaio. As misturas com CCA apresentaram-se secas e com elevada compactidade após compactação, mas as misturas com PLR desenvolvem uma compactidade muito reduzida, apesar da boa trabalhabilidade.

O ensaio de resistência à flexão ($f_{ctm,f}$) foi realizado em dois provetes prismáticos de $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$, aos 28 dias, com base na EN 12390-5 [24]. A resistência à tração por compressão diametral ($f_{ctm,sp}$) foi avaliada aos 28 dias, em três provetes prismáticos de $100 \times 100 \times 200 \text{ mm}^3$, de acordo com a norma EN 12390-6 [25]. A resistência à compressão (f_{cm}) foi avaliada em três provetes cúbicos de 150 mm, para cada idade de ensaio (7, 28 e 90 dias), de acordo com a norma EN 12390-3 [26]. O ensaio para obtenção do módulo de elasticidade (E_{cm}) foi realizado aos 28 dias, em dois provetes prismáticos de $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$, com base na especificação LNEC E-397 [27]. A retração foi avaliada ao longo do tempo e registada a média das leituras de dois provetes prismáticos de $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$, baseada na especificação LNEC E398 [28].

3. ANÁLISE DE RESULTADOS

3.1 Propriedades mecânicas

3.1.1 Resistência à flexão

A Fig. 1 apresenta os resultados das resistências médias à flexão dos betões aos 28 dias. Através da análise do gráfico, não se observa uma tendência clara com o aumento do teor de MCS, uma vez que cada tipo de mistura apresenta uma variação diferente, devido às diferentes especificidades de cada material e aos diferentes parâmetros de composição que cada um condicionou. Contudo, nas misturas de referência (Ref-CV) verifica-se um aumento de desempenho mecânico com o aumento da

compacidade e do teor de substituição de cimento por MCS. Nas misturas com adição de lâ de rocha também se verifica essa tendência, embora menos pronunciada. Contudo, nas séries com pó de vidro e com cinza de casca de arroz, a tendência é contrária para as misturas com maior percentagem de substituição. A mistura PV80, destaca-se por apresentar a maior resistência à flexão das misturas alternativas, 6% superior à referência da mesma série, Ref-CV80. A adição de pó de vidro revelou-se benéfica apenas até à taxa de substituição de cimento de 35%, sendo esta tendência semelhante nas misturas com CCA. A mistura com 50% de substituição na série PV (PV125) apresenta o valor mais baixo na avaliação deste parâmetro entre todas as misturas analisadas, com um decréscimo em relação à respetiva referência, Ref-CV125, de 35%. Nos betões com adição de cinzas de casca de arroz destaca-se a mistura CCA35, com uma resistência à flexão 20% superior à Ref-CV35, certamente promovida pela combinação da sua finura e da sua reatividade pozolânica no refinamento da matriz, mesmo para um betão fresco de menor compacidade. Contudo, à medida que as taxas de substituição aumentam, a resistência mantém-se para substituição de 80%, mas depois decresce, registando uma diferença de até 24% na mistura CCA125, em relação à Ref-CV125.

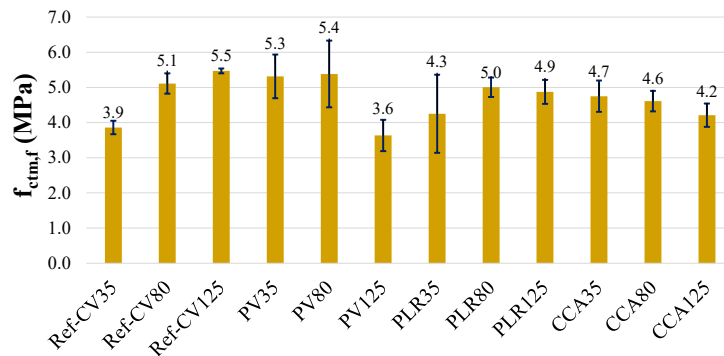


Figura 1. Resistências à flexão dos betões aos 28 dias.

3.1.2 Resistência à tração por compressão diametral

A Fig. 2 apresenta os resultados das resistências médias à tração por compressão diametral dos betões aos 28 dias. Tal como na análise anterior, há semelhanças de proporção de resultados, mas não é possível observar uma tendência com o aumento do teor de MCS. No entanto, as misturas com adição de lâ de rocha apresentam um aumento claro dos valores desta resistência à medida que se aumenta a taxa de substituição de cimento por MCS, à semelhança das misturas de referência com cinzas volantes; porém, as misturas PLR apresentam decréscimos entre 7% e 8% nas três séries, o que se justifica pela consequente incorporação de ar na matriz e pela redução de compacidade em fresco. Na série CCA também se verifica uma tendência de aumento, embora pouco acentuado, que tende a estabilizar na substituição de 80%. A mistura CCA80 destaca-se com a resistência mais elevada, apresentando um acréscimo de 22% em relação à Ref-CV80. Nas misturas com pó de vidro (PV) a análise é semelhante; a mistura PV80 apresenta uma resistência 4% superior à Ref-CV80, embora a mistura com maior percentagem de substituição de cimento revele uma forte redução da resistência.

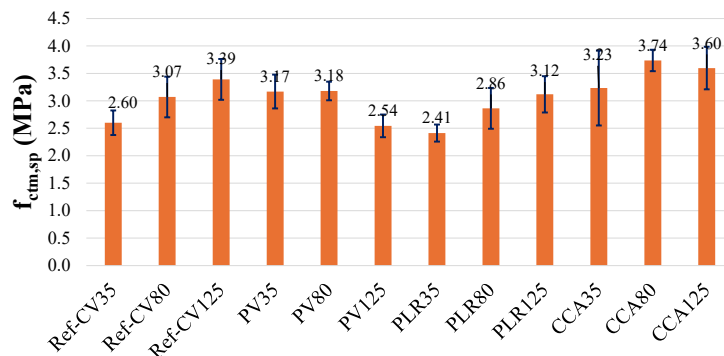


Figura 2. Resistências à tração por compressão diametral dos betões aos 28 dias.

3.1.3 Resistência à compressão

A Fig. 3 apresenta a resistência à compressão dos betões aos 7, 28 e 90 dias. As diferentes amplitudes e evoluções das resistências provam a necessidade de ajustar os parâmetros do método de composição dos betões a estas adições alternativas, uma vez que estas têm influências muito distintas comparativamente às misturas de referência com cinza volante. Comparativamente ao alvo de resistência (40 MPa aos 90 dias) o desvio máximo obtido experimentalmente na generalidade das misturas é de $\pm 12\%$. Apenas a mistura com adição de lã de rocha com 50% de substituição de cimento (PLR125) apresenta um decréscimo de quase 20% entre os valores previsto e o obtido, pelo elevado teor de ar e baixa compacidade da mistura.

Por outro lado, pelo baixo teor de ar da mistura e elevada compacidade, a mistura CCA80 apresenta um acréscimo de 43%. A finura desta adição, em conjunto com a elevada reatividade pozolânica promove uma elevada evolução das resistências mecânicas pelo rápido refinamento da matriz endurecida. A eficácia da sua incorporação é notável mesmo aos 7 dias, em que a mistura CCA80 apresenta uma resistência à compressão nesta idade significativamente superior a todas as outras misturas, com um aumento de 44% em relação à Ref-CV80. Também aos 90 dias a mistura CCA80 se destaca, como a mais elevada entre todas as misturas, em todas as idades, apresentando um valor consideravelmente superior à Ref-CV80, em 34%. Por outro lado, a mistura CCA125 apresenta valores, aos 28 dias, 32% superiores à respetiva referência. Contudo, aos 90 dias, esta diferença decresce para 11%, pois a cinza volante tem reação pozolânica mais tardia e atenua a diferença.

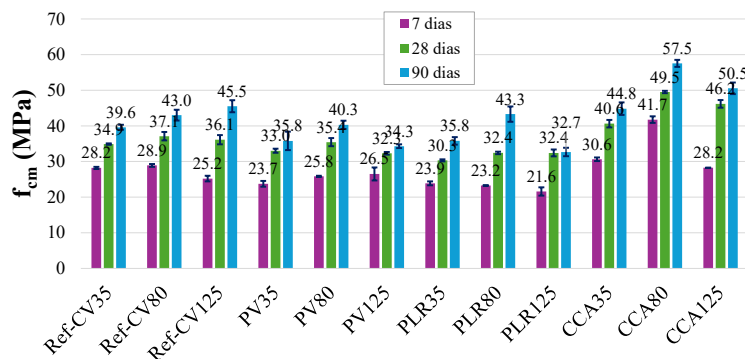


Figura 3. Resistências à compressão dos betões aos 7, 28 e 90 dias.

Como observado na resistência à flexão, a adição de pó de vidro não se torna benéfica numa taxa de substituição de 50% de cimento (PV125), resultando numa diminuição da resistência em comparação com as misturas com taxas de substituição mais baixas (PV35 e PV80), sendo este fenómeno perceptível aos 28 e 90 dias. A taxa de substituição de cimento de 35% revelou ser a mais vantajosa com esta adição, uma vez que a mistura PV80 apresenta uma resistência, aos 90 dias, apenas 6% inferior à respetiva referência, Ref-CV80.

3.1.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade dos betões aos 28 dias é apresentado na Fig. 4. O maior potencial de maximização desta propriedade é identificado nas misturas com 35% de substituição de cimento, em que as misturas PV80 e CCA80 apresentam valores 19% e 10% superiores, respetivamente, aos da Ref-CV80, de forma coerente com os resultados da resistência à compressão.

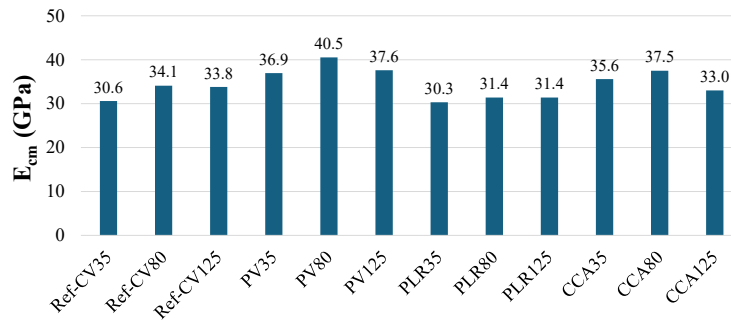


Figura 4. Módulo de elasticidade dos betões aos 28 dias.

Os resultados evidenciam que, apesar do aumento da compacidade em misturas com 50% de substituição de cimento por MCS, a maximização da resistência e do módulo de elasticidade ocorre para a substituição de 35%. Por outro lado, a adição de pó de lâ de rocha, que se previa que apresentasse os valores mais baixos devido ao aumento do teor de ar nestas misturas, apresenta uma redução de apenas 8% entre as misturas PLR80 e Ref-CV80.

3.2 Propriedades diferidas

3.2.1 Retração

A evolução da retração dos betões ao longo do tempo é apresentada na Fig. 5. Através da análise do gráfico, verifica-se que as misturas da série MCS35 (à exceção da mistura CCA35), com menor percentagem de substituição e com menor compacidade, apresentam uma evolução inicial acentuada, como é habitual em misturas cimentícias, mas continuam a evoluir depois dos 28 dias, uma vez que o maior teor de água promove uma retração de secagem mais duradora, com tendência a atenuar a evolução da retração apenas após 56 dias (ou após os 140, no caso da mistura GP35). A mistura CCA35 desenvolve menor retração (cerca de 15% em relação à referência), possivelmente devido ao efeito autógeno de consumo da água nas reações pozolânicas mais aceleradas. Apesar das condições desfavoráveis da dimensão dos provetes, prevê-se uma estabilização da retração total a longo prazo com um valor entre 230 e 300 $\mu\text{m/m}$.

As misturas da série MCS80 e MCS125 (com percentagens de substituição de 35 e 50%, respetivamente) desenvolvem uma evolução da retração muito semelhante entre as mesmas, com tendência a atenuar a evolução da retração entre os 28 e 42 dias de idade; estas evoluções e amplitudes são provavelmente condicionadas pelos parâmetros de composição (elevada compacidade, com redução do teor de água), sendo o MCS pouco influente na retração total, a qual prevê-se ser de 200 a 250 $\mu\text{m/m}$ após estabilização. A exceção ocorre na mistura CCA125, com uma evolução inicial muito acentuada até aos 7 dias, seguindo-se uma evolução muito significativa com a idade pelo menos até 98 dias; este desvio comparativo às misturas da série CCA está provavelmente relacionado com o teor excessivo superplastificante que foi necessário para assegurar a trabalhabilidade, tendo afetado o endurecimento e a microestrutura do betão.

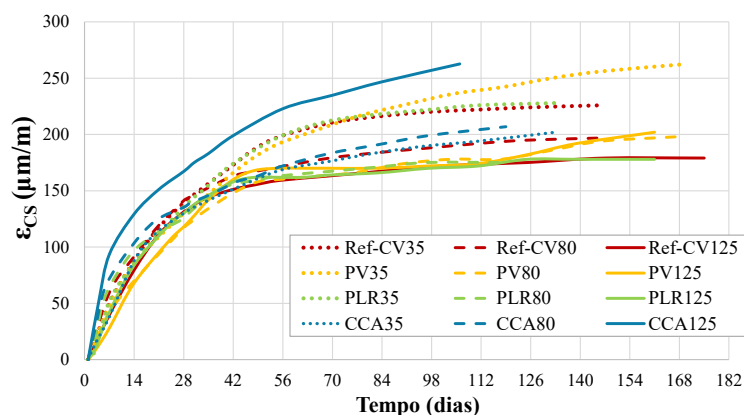


Figura 5. Evolução da retração dos betões ao longo do tempo.

4. CONCLUSÕES

Este estudo teve como objetivo a avaliação das propriedades mecânicas e retração de betões ecoeficientes, concebidos para atingir uma resistência à compressão, aos 90 dias, de aproximadamente 40 MPa e com taxas de substituição de cimento de 17% (série MCS35), 35% (série MCS80) e 50% (série MCS125) pelos seguintes MCS: pó de vidro (PV), cinza de casca de arroz (CCA) e pó de lâ de rocha (PLR). Estes betões foram depois comparados com misturas de referência com as mesmas taxas de substituição de cimento por cinzas volantes (Ref-CV). A análise dos resultados permitiu obter as seguintes conclusões:

1. No que respeita às resistências à tração por flexão e por compressão diametral, embora não haja uma tendência semelhante entre MCS, com o aumento do teor de cada adição nas misturas, a substituição parcial do cimento por MCS alternativos, no geral, não tem um efeito prejudicial nas resistências à tração, comparativamente às misturas de referência com cinza volante. Ainda assim, as misturas com adição de cinza volante, lâ de rocha ou cinza de casca de arroz tendem a aumentar ou manter o desempenho com o aumento do teor de substituição até 50%. Na série com adição de pó de vidro, há uma perda evidente quando se aumenta a substituição de 35% para 50%, sendo esta perda de 33% na flexão e de 20% na compressão diametral. As misturas da série MCS80 (35% de substituição) evidenciam os melhores resultados globais, sendo esta percentagem certamente próxima do ponto de otimização; comparativamente à referência com adição de cinza volante, pode inclusive aumentar-se a resistência mecânica até cerca de 20% com a adição de cinza de casca de arroz.
2. Uma vez que se verificam variações dos valores das resistências à compressão aos 90 dias em comparação ao alvo de 40 MPa, é evidente o efeito pozolânico das adições consideradas, o qual permitirá efetuar uma quantificação mais ajustada do desempenho mecânico na composição destes betões com as adições alternativas consideradas. As misturas com substituição de cimento por CCA apresentam valores consideravelmente superiores às restantes adições, em todas as séries, destacando-se o aumento de 34% na mistura CCA80 em relação à Ref-CV80, aos 90 dias. A série que desenvolve a melhor otimização das resistências mecânicas é claramente a MCS80, com 35% de substituição de cimento por MCS.
3. Os valores do módulo de elasticidade são em geral elevados, pela elevada compacidade do betão, embora exista uma tendência de maximização da resistência mecânica e do módulo de elasticidade para uma percentagem de substituição de cerca de 35% (MCS80); destacam-se as adições de pó de vidro e cinza de casca de arroz, com as misturas PV80 e CCA80 a apresentarem valores, respetivamente, 19% e 10% superiores à Ref-CV80.
4. Na avaliação da retração, os parâmetros de composição (elevada compacidade e reduzido teor de água) revelam elevada influência na evolução da retração, independentemente do MCS. As séries com maiores percentagens de substituição e maior compacidade (MCS80 e MCS125) desenvolvem, geralmente, valores semelhantes com a idade, embora no global muito reduzidos (inferiores a 250 $\mu\text{m}/\text{m}$) para as condições de ensaio desfavoráveis definidas. A exceção é a mistura CCA125, pela retração mais elevada provocada provavelmente pelo teor excessivo de superplastificante considerado. Os betões da série com menor compacidade e menor percentagem de substituição desenvolvem uma retração cerca de 20% superior às restantes, certamente pela maior quantidade de água disponível para secagem.

No que respeita às propriedades mecânicas e retração, os MCS alternativos considerados, particularmente a cinza de casca de arroz, são conclusivamente uma opção viável à cinza volante na substituição parcial do cimento em betões ecoeficientes, mesmo em taxas de substituição elevadas (até 50%). Estes resultados, em conjunto com a avaliação da durabilidade dos betões estudados, permitirão, numa fase posterior deste projeto, o desenvolvimento de um modelo de previsão da durabilidade e do desempenho mecânico de betões ecoeficientes com substituição parcial de cimento por MCS, com base em parâmetros de composição.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) a Bolsa de Doutoramento com a referência 2021.05856.BD, atribuída ao primeiro autor (<https://doi.org/10.54499/2021.05856.BD>). Este artigo foi desenvolvido no âmbito do Pacto de Inovação “R2UTecnologies | modular systems” (C644876810-00000019), pelo Consórcio “R2UTecnologies”, cofinanciado pelo NextGeneration EU, através do investimento “Agendas para a Inovação Empresarial” do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR). Os autores agradecem também o apoio da FCT através do financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04625/2020>) e às seguintes empresas, pelo fornecimento dos materiais e resíduos para este estudo: Cimpor, Celbi, Novarroz, Valente Marques, Vidrexport, Omya, Chryso, Sarendur, Sabril.

REFERÊNCIAS

- [1] Monteiro, P. J. M., Miller, S. A., Horvath, A. (2017). Towards sustainable concrete. *Nature Materials*, Vol. 16, N. 7, pp. 698–699. <https://doi.org/10.1038/nmat4930>
- [2] Miller, S. A., Horvath, A., Monteiro, P. J. M. (2016). Readily implementable techniques can cut annual CO2 emissions from the production of concrete by over 20%. *Environmental Research Letters*, Vol. 11, N. 7, pp. 074029. <https://doi.org/10.1088/1748-9326/11/7/074029>
- [3] de Brito, J., Kurda, R. (2021). The past and future of sustainable concrete: A critical review and new strategies on cement-based materials. *Journal of Cleaner Production*, Vol. 281, pp. 123558. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123558>
- [4] COTArroz – Centro de Competências do Arroz. Campanha Agrícola 2023. Salvaterra de Magos: 2023. <https://www.cotarroz.pt/wp-content/uploads/2024/07/Publicac%CC%A7a%CC%83o-Te%CC%81cnica.pdf>
- [5] FAOSTAT - Food and Agriculture Organization of the United Nations. Review of the rice market situation in 2007. Rome: 2007. <https://www.fao.org/4/a1410t/a1410t01.pdf>
- [6] van Nguyen, T. [et al.] (2011). The Use of Rice Husk Ash to produce Ultra High Performance Concrete for Sustainable Development. *Proc. of International RILEM Conference on Advances in Construction Materials Through Science and Engineering*. RILEM Publications SARL pp. 1037–1042.
- [7] Gursel, A. P., Maryman, H., Ostertag, C. (2016). A life-cycle approach to environmental, mechanical, and durability properties of “green” concrete mixes with rice husk ash. *Journal of Cleaner Production*, Vol. 112, pp. 823–836. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.06.029>
- [8] Lin W-T., Cheng A., Huang R., Wu Y-C., Han T-Y. (2013). Rock wool wastes as a supplementary cementitious material replacement in cement-based composites. *Computers & Concrete*, Vol 11, pp. 93–104. <https://doi.org/10.12989/cac.2013.11.2.093>.
- [9] Cheng, A., Lin, W.-T., Huang, R. (2011). Application of rock wool waste in cement-based composites. *Materials & Design*, Vol. 32, N. 2, pp. 636–642. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2010.08.014>
- [10] Goulart Medeiros [et al.] (2017). Caracterização e classificação do resíduo de lã de rocha para utilização em indústria cimenteira. *Proc. of 5º Forum Internacional de Resíduos Sólidos*.
- [11] Gokulakannan, S., Mukesh, P., Anitha, M., Arul Sri, SP., Dinesh Kumar, G., Vijayakumar, V. (2022). Experimentation on the impact of partial replacement of cement with glass powder in mortar mixture. *Materials Today: Proceedings*. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.07.441>
- [12] Jiang, Y., Ling, T.-C., Mo, K. H., Shi, C. (2019). A critical review of waste glass powder – Multiple roles of utilization in cement-based materials and construction products. *Journal of Environmental Management*, Vol. 242, pp. 440–449. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2019.04.098>
- [13] Tariq, S., Scott, A. N., Mackechnie, J. R., Shah, V. (2020). Durability of High Volume Glass Powder Self-Compacting Concrete. *Applied Sciences*, Vol. 10, N. 22, pp. 8058. <https://doi.org/10.3390/app10228058>

- [14] Magni Darwich Higuchi, A., Gorett dos Santos Marques, M., Farias Ribas, L., Pereira de Vasconcelos, R. (2021). Use of glass powder residue as an eco-efficient supplementary cementitious material. *Construction and Building Materials*, Vol. 304, pp. 124640. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124640>
- [15] Dong, W., Li, W., Tao, Z. (2021). A comprehensive review on performance of cementitious and geopolymeric concretes with recycled waste glass as powder, sand or cullet. *Resources, Conservation and Recycling*, Vol. 172, pp. 105664. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2021.105664>
- [16] Robalo, K., Soldado, E., Costa, H., do Carmo, R., Alves, H., Júlio, E. (2021). Efficiency of cement content and of compactness on mechanical performance of low cement concrete designed with packing optimization. *Construction and Building Materials*, Vol. 266, pp. 121077. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121077>
- [17] Soldado, E. [et al.] (2024). Comparative study of the mechanical and durability performance of low carbon concrete matrices with alternative SCMs. *Proc. of 12th ACI/RILEM International Conference on Cementitious Materials and Alternative Binders for Sustainable Concrete, ICCM2024*, ACI, pp. 930–940.
- [18] Lourenço, J., Júlio, E., Maranhã, P. (2004). *Betões de Agregados Leves de Argila Expandida*. Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto (APEB), 196 p. ISBN: 9729071306.
- [19] Costa, H. (2012). Structural Concretes of Lightweight Aggregates. Applications in Prefabrication and Reinforcement of Structures. University of Coimbra, PhD Thesis.
- [20] EN 12350-2. 2020, Testing fresh concrete - Part 2: Slump-test. European Committee for Standardization (CEN). 11p.
- [21] EN 12350-6. 2020, Testing fresh concrete. Part 6: Density. European Committee for Standardization (CEN). 13 p.
- [22] EN 12350-7. 2020, Testing fresh concrete - Part 7: Air content - Pressure methods. European Committee for Standardization (CEN). 26 p.
- [23] EN 450-1:2005+A1. 2008, Fly ash for concrete. Part 1: Definition, specifications and conformity criteria. European Committee for Standardization (CEN). 35 p.
- [24] EN 12390-5. 2020, Testing hardened concrete - Part 5: Flexural strength of test specimens. European Committee for Standardization (CEN). 13 p.
- [25] EN 12390-6. 2010, Testing hardened concrete - Part 6: Tensile splitting strength of test specimens. European Committee for Standardization (CEN). 14 p.
- [26] EN 12390-3. 2020, Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens. European Committee for Standardization (CEN). 21 p.
- [27] LNEC E 397. 1993, Concrete: Determination of the modulus of elasticity of concrete in compression. National Laboratory of Civil Engineering (LNEC). 2 p.
- [28] LNEC E 398. 1993, Concrete. Determination of the Shrinkage and of the Swelling. National Laboratory of Civil Engineering (LNEC). 2 p.

Durabilidade de betões com reduzido teor de cimento e incorporação de resíduos industriais como alternativa de ligante pozolânico

E. Soldado ¹

H. Costa ²

R. do Carmo ³

E. Júlio ⁴

RESUMO

A necessidade de reduzir o impacto ambiental da indústria do betão tem impulsionado o desenvolvimento de misturas ecoeficientes, principalmente pela estratégia de substituição de cimento Portland por materiais cimentícios alternativos. Estes materiais são considerados potenciais alternativas às adições tradicionais, maioritariamente pozolânicas, como as cinzas volantes ou as escórias de alto forno, indisponíveis em vários países desenvolvidos, principalmente devido a restrições ambientais. A caracterização da durabilidade dos betões produzidos com esses ligantes é crucial para garantir uma longa vida útil das estruturas. No entanto, a bibliografia não explora, de forma abrangente, a durabilidade de betões ecoeficientes com reduzido teor de cimento e com adições cimentícias alternativas, principalmente em taxas de substituição de cimento elevadas, cingindo-se maioritariamente à avaliação das propriedades mecânicas. Neste contexto, este trabalho apresenta a caracterização de várias propriedades de durabilidade de betões ecoeficientes com valor alvo da resistência mecânica à compressão de 40 MPa, com aumento progressivo da compacidade à medida que se aumenta o teor de substituição de cimento Portland, até 50%, por cinzas de casca de arroz, pó de vidro moído e resíduos de lâ de rocha moídos. A pasta é ainda constituída por uma dosagem complementar de filer calcário, totalizando 350 kg de pó por m³ de betão. A caracterização é efetuada em termos de absorção de água por capilaridade, resistência à carbonatação, resistência à migração de cloretos e resistividade elétrica superficial. Os resultados são comparados um betão de referência composto pelas mesmas taxas de substituição de cimento por cinzas volantes. Os resultados provam que, dependendo da propriedade em análise, há resíduos que promovem maior durabilidade dos betões do que as cinzas volantes, principalmente em elevada taxa de substituição.

Palavras-chave: Betão ecoeficiente; Cinza de casca de arroz; Pó de vidro; Pó de lâ de rocha; Durabilidade.

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, o betão é o material de construção mais utilizado no mundo. Nos últimos 70 anos, a sua produção aumentou dez vezes, enquanto a produção de aço apenas triplicou e a da madeira manteve-se praticamente inalterada [1]. Só em 2020, foram produzidos 14 mil milhões de m³ de betão e 4,2 mil milhões de toneladas de cimento [2]. Os relevantes impactes ambientais desta indústria são, assim, um reflexo da grande quantidade de betão produzido anualmente, e não dos impactes associados à produção por kg, que é inferior à do aço e à da maioria dos polímeros [3].

¹ CERIS-IST, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. eliana.soldado@tecnico.ulisboa.pt

² ISEC-Instituto Politécnico de Coimbra, Coimbra, Portugal. hcosta@isec.pt

³ ISEC-Instituto Politécnico de Coimbra, Coimbra, Portugal. carmo@isec.pt

⁴ CERIS-IST, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

Uma das abordagens viáveis para reduzir as emissões de CO₂ associadas ao betão é através da substituição do cimento – cuja produção de clínquer é responsável pela maior parte das emissões – por materiais cimentícios suplementares (MCS). Alguns estudos, com o objetivo de determinar o indicador do potencial de aquecimento global para uma grande variedade de soluções de misturas binárias ou ternárias (com cimento e outros MCS), indicam que há uma redução significativa deste indicador quando se consideram ligantes alternativos juntamente com a redução de cimento [4]. Os MCS reagem com a solução dos poros do cimento hidratado, causando um efeito hidráulico ou pozolânico [5]. Consequentemente, os MCS podem ser utilizados como substituto parcial do cimento Portland, melhorando ou não comprometendo as propriedades mecânicas e de durabilidade das misturas de betão.

Os MCS tradicionalmente incorporados nas misturas são escórias de alto forno, cinzas volantes, pozolanas naturais, sílica de fumo ou argilas calcinadas [6]. Geralmente, a substituição do cimento por estas adições não excede 30%, embora haja estudos que refiram que estas taxas podem ascender aos 50% [7]. No entanto, alguns destes MCS deixaram de estar disponíveis nos países desenvolvidos devido a restrições ambientais. Assim, outros resíduos com potencial efeito pozolânico, de diferentes indústrias, estão a ser estudados como alternativas, como é o caso do pó de vidro, o pó de lã de rocha ou a cinza de casca de arroz, entre outros de diversas indústrias.

O pó de vidro, há muito estudado e com propriedades pozolânicas conhecidas, pode ser incorporado no betão até uma taxa de substituição de cimento de 40%, embora a dosagem ótima de substituição seja de 20%, por forma a não comprometer as suas propriedades [8,9]. É reportado por vários estudos que estes betões apresentam melhorias nas suas propriedades mecânicas, retração e, em termos de durabilidade, enfatiza-se a sua elevada resistividade eléctrica e, consequentemente, elevada resistência à migração de iões cloreto [10–12]. Embora as propriedades das misturas com adição de lã de rocha não estejam devidamente estudadas, é reportado que este material (que, dependendo do tamanho das suas partículas, pode ser utilizado como material cimentício ou como filer), melhora as resistências à compressão e à penetração de iões cloreto [13,14]. A cinza de casca de arroz é composta por um elevado teor de sílica e é um material pozolânico adequado ao betão estrutural, promovendo uma melhoria das propriedades mecânicas e da durabilidade, nomeadamente uma baixa absorção de água e maiores resistências à carbonatação e à penetração de iões cloreto [15–17].

Este trabalho é parte integrante de um projeto em curso que visa o desenvolvimento de um modelo de previsão da durabilidade, com base nos parâmetros de composição, de betões ecoeficientes com substituição parcial do cimento por MCS. Este artigo apresenta o estudo da durabilidade de betões formulados com três MCS alternativos, selecionados entre um grupo inicial de 12 MCS. Assim, este estudo avalia as seguintes propriedades que afetam a durabilidade dos betões, em função de agentes agressivos na matriz: absorção de água por capilaridade, profundidade de carbonatação, coeficiente de migração de cloretos e resistividade eléctrica superficial. Inicialmente, considerou-se a composição de betões de referência com substituição parcial progressiva de cimento Portland (17%, 35% e 50%) por cinzas volantes, sendo a pasta complementada com micro-filer calcário. Nas composições aumentou-se progressivamente a compacidade, à medida que se reduz o teor de cimento, e ajustaram-se os restantes parâmetros de composição, de forma a atingir uma resistência à compressão, aos 90 dias, de 40 MPa. Posteriormente, efetuou-se uma abordagem semelhante nas composições dos betões, com as mesmas percentagens de substituição de cimento pelos seguintes MCS: pó de vidro, resíduos de lã de rocha moída e cinza de casca de arroz.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais e misturas

Com base nos objetivos do estudo, foram selecionados os materiais a integrar os betões. Todas as misturas contêm cimento CEM I 52,5R (C) e filer calcário (FC) com valores de massa volúmica de 3,15 e 2,70 kg/dm³, respetivamente. Foram utilizados os seguintes MCS: cinzas volantes (CV) da classe F, um subproduto das centrais termoelétricas a carvão; pó de vidro (PV), proveniente de peças defeituosas

da indústria da produção de vidro, moído na máquina de Los Angeles e posteriormente no moinho planetário de bolas; pó de lâ de rocha (PLR), resíduo de equipamentos da indústria do papel, moído no moinho de bolas, e cinzas de casca de arroz (CCA), provenientes da indústria de descasque de arroz, queimadas a 650°C em mufla e moídas no moinho de bolas. Foram caracterizadas as suas massas volúmicas e obtidos os valores correspondentes, em kg/dm³: 2.30, 2.49, 2.83 e 1.80. Os agregados foram selecionados e ajustados a cada mistura, de modo a obter a compacidade desejada e a relação água/cimento (A/C) definida. Foram utilizados, como agregados finos (AF), areia fina 0/1 mm e areia média 0/4 mm e, como agregados grossos (AG), areão 4/8 mm e brita calcária 6/14 mm. De modo a aumentar a plasticidade das misturas e reduzir o teor de água, foi usada água de abastecimento público e um superplastificante à base de éter-policarboxilato (SPL), com uma massa volúmica de 1,06 kg/dm³. O teor de ar, inicialmente estabelecido em 1.5%, foi ajustado em função da mistura de betão e do tipo e teor de MCS incorporado. Verificou-se uma elevada influência do teor de lâ de rocha moída no aumento do teor de ar na matriz, obrigando a uma redução significativa da compacidade-alvo nessa série de misturas.

Os betões foram formulados de acordo com o método proposto por Lourenço [18] e posteriormente desenvolvido por Costa [19] ajustando progressivamente a compacidade (Comp.) e reduzindo a quantidade de cimento. Foi estabelecido um teor de pó na matriz de 350 kg/m³ para as misturas de betão, de modo a garantir uma trabalhabilidade adequada. Foram considerados teores de cimento Portland de 175, 150 e 125 kg/m³, correspondendo a teores de ligante (cimento + adição reativa) de 210, 230 e 250 kg/m³, respetivamente. As percentagens de substituição correspondentes são de 17%, 35% e 50%, respetivamente. A restante quantidade de pó foi preenchida com fíler de calcário. As misturas com MCS alternativos são comparadas com uma referência com cinzas volantes (Ref-CV) com as mesmas taxas de substituição de cimento que as restantes misturas. Os parâmetros de composição dos betões são apresentados no Quadro 1. A influência de cada MCS no teor de ar da matriz resultou em compacidades diferentes entre as misturas de cada uma das séries (MCS35, MCS80, MCS125). A cinza de casca de arroz na mistura com 50% de substituição revelou uma elevada necessidade de superplastificante para obter uma consistência equivalente, por forma a que o teor de água não fosse aumentado.

Quadro 1. Formulação dos betões estudados.

<i>Betão</i>	<i>Pó</i> [kg/m ³]	<i>C</i> [kg/m ³]	<i>FC</i> [kg/m ³]	<i>MCS</i> [kg/m ³]	<i>AF</i> [kg/m ³]	<i>AG</i> [kg/m ³]	<i>SPL</i> [kg/m ³]	<i>A/C</i>	<i>Ar</i> [%]	<i>Comp.</i>
Ref-CV35	350	175	140	35	903	957	1,2	0,90	2,0	0,826
Ref-CV80	350	150	120	80	914	975	1,7	0,95	1,5	0,840
Ref-CV125	350	125	100	125	928	995	2,8	1,00	1,5	0,857
PV35	350	175	140	35	898	951	1,5	0,90	2,0	0,821
PV80	350	150	120	80	912	967	2,8	0,95	2,0	0,835
PV125	350	125	100	125	921	981	4,1	1,00	2,5	0,846
PLR35	350	175	140	35	856	918	1,4	0,90	5,0	0,791
PLR80	350	150	120	80	878	934	1,8	0,95	5,0	0,806
PLR125	350	125	100	125	894	947	2,8	1,00	5,5	0,817
CCA35	350	175	140	35	853	956	3,2	0,90	3,5	0,805
CCA80	350	150	120	80	855	966	5,3	0,95	2,5	0,828
CCA125	350	125	100	125	841	985	20,8	1,00	1,5	0,840

2.2 Ensaios

No estado fresco, de modo a determinar a consistência dos betões, foi realizado o ensaio de abaixamento (Abaix.) segundo a norma EN 12350-2 [20]. O abaixamento das misturas enquadra-se nas classes inicialmente definidas (S3 e S4), embora as misturas com maior taxa de substituição de cimento por MCS tenham revelado maior dificuldade em atingir o valor mínimo para S3, devido à elevada compacidade e reduzido teor de água definidos. O teor de ar e a massa volúmica das misturas foram também determinados de acordo com as normas EN 12350-6 [21] e EN 12350-7 [22], respetivamente. A máxima diferença obtida entre os valores teóricos e experimentais foram de 20% (registada na mistura Ref-FA125) para o teor de ar e 2% para a massa volúmica. No estado endurecido, a resistência mecânica

à compressão foi ensaiada em três provetes cúbicos de 150 mm, aos 28 dias ($f_{cm,28}$) e 90 dias ($f_{cm,90}$), de acordo com a norma EN 12390-3 [23]. Os resultados destes ensaios são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2. Resultados do ensaio de abaixamento e das resistências mecânicas à compressão.

	Ref-CV35	Ref-CV80	Ref-CV125	PV 35	PV 80	PV 125	PLR 35	PLR 80	PLR 125	CCA 35	CCA 80	CCA 125
Abaix. [cm]	19	20	12	13	11	6	13	12	7	13	8	14
$f_{cm,28}$ [MPa]	34,9	37,1	36,1	33,0	35,4	32,3	30,3	32,4	32,4	40,6	49,5	46,2
$f_{cm,90}$ [MPa]	39,6	43,0	45,5	35,8	40,3	34,3	35,8	43,3	32,7	44,8	57,5	50,5

Quanto à caracterização da durabilidade, a absorção de água por capilaridade foi determinada com base na especificação LNEC E393 [24] pela média dos resultados avaliados em três provetes cúbicos de 100 mm. A determinação da resistência à carbonatação foi avaliada com base na especificação LNEC E391 [25], através da média da profundidade de carbonatação de dois provetes cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 50 mm de altura, expostos a 5% de CO₂, em cada período de exposição considerado (28, 56 e 90 dias). O ensaio à resistividade elétrica superficial foi realizado num provete cilíndrico de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, ao longo do tempo, segundo a norma AASHTO T358 [26]. O coeficiente de difusão de cloretos por migração em regime não estacionário foi obtido de acordo com o procedimento descrito na especificação LNEC E463 [27], aos 28 e 90 dias, utilizando três provetes cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 50 mm de altura por cada idade. Os resultados destes ensaios são apresentados e discutidos na secção seguinte.

3. ANÁLISE DE RESULTADOS

3.1 Absorção de água por capilaridade

A Fig. 1 apresenta os resultados da absorção de água por capilaridade (C_m) em função da raiz quadrada do tempo. Analisando os resultados deste ensaio, realizado em três dias consecutivos, observa-se um comportamento não linear daquele parâmetro, uma vez que as evoluções são mais acentuadas até ao período de 3 horas, mas atenuam, na generalidade das misturas, progressivamente com o tempo (horas^{0.5}) até às 72 horas de ensaio.

O gráfico ilustra uma tendência clara: à medida que se aumenta a taxa de substituição do cimento por MCS, há uma redução da absorção capilar ao longo do tempo. Embora esta tendência possa ter uma influência minoritária do aumento da compacidade e da respetiva diminuição da relação A/L, é essencialmente o aumento progressivo do teor de cada MCS, e das respetivas reatividades nas misturas, que revelam ser fundamentais na resistência dos betões à entrada de água na rede de poros capilares. No entanto, a mistura CCA125 contraria esta tendência, revelando um pior desempenho na redução da absorção de água do que as restantes misturas com CCA. Contudo, o teor excessivo de superplastificante, para garantir a trabalhabilidade com o nível de compacidade definido para essa mistura, é certamente o responsável por este desvio.

Verifica-se, pela análise do gráfico, que as misturas com MCS alternativos apresentam uma absorção de água superior às misturas de referência com cinzas volantes, em todas as taxas de substituição de cimento. A título exemplificativo, na série MCS125, as misturas PLR125, PV125 e CCA125 apresentam valores de absorção de água 30%, 35% e 39% superiores, respetivamente, à mistura Ref-FA125.

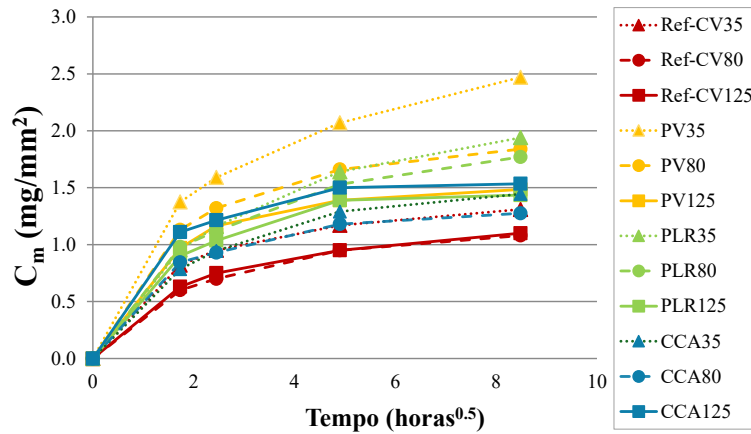


Figura 1. Absorção de água por capilaridade (C_m) em função da raiz quadrada do tempo.

Destacam-se as misturas CCA35 e CCA80, com o melhor desempenho na redução de absorção de água entre as misturas alternativas, com uma absorção capilar apenas 11% e 19% superiores às respetivas referências, Ref-CV35 e Ref-CV80. Pelo contrário, a incorporação de pó de vidro revelou-se prejudicial às misturas na avaliação deste parâmetro, apresentando uma absorção capilar até 89% superior à respetiva referência, como se observou na mistura PV35.

3.2 Resistência à carbonatação

O gráfico da Fig. 2 ilustra a profundidade de carbonatação (C) dos betões aos 28, 56 e 90 dias.

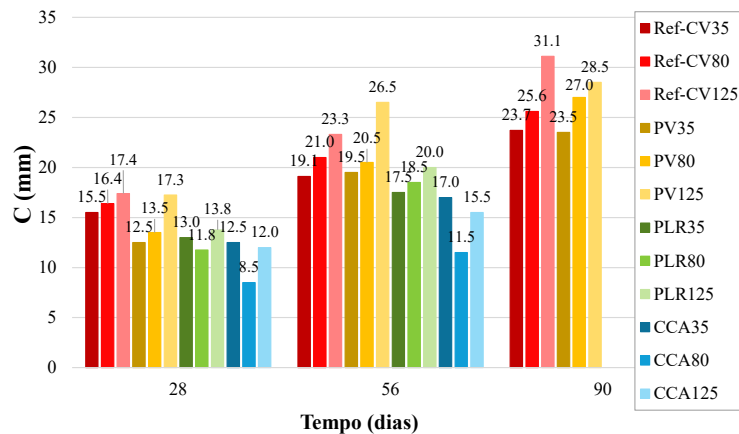


Figura 2. Profundidade de carbonatação dos betões (C) aos 28, 56 e 90 dias.

Como seria de esperar, na generalidade das misturas, à medida que se aumenta a taxa de substituição de cimento por adições, a profundidade de carbonatação também aumenta, fenómeno transversal a todas as idades. Isto deve-se ao facto de o teor de clínquer das misturas ser um dos principais fatores que afeta esta propriedade. No entanto, a incorporação de cinza de casca de arroz nas misturas contraria esta análise. A mistura CCA80 apresenta a menor profundidade de carbonatação, seguida da CCA125 e, por último, a CCA35. Estes resultados poderão estar relacionados com as características físico-químicas deste ligante, parâmetros que serão avaliados em trabalho em desenvolvimento a apresentar em publicação futura. Uma vez que o CO_2 penetra no betão e reage com o hidróxido de cálcio, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, da pasta de cimento, o consumo do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pela CCA com a reação pozolânica fazem com que a matriz ligante forme uma microestrutura mais densa e, conseqüentemente, possa reduzir a carbonatação das misturas [28].

Apesar de não se ter obtido a totalidade dos resultados aos 90 dias, na generalidade, nas restantes de idade de ensaio consideradas, as misturas com MCS alternativos apresentam valores de profundidade

de carbonatação mais reduzidas que as referências. Contudo, adição de pó de vidro revela-se a menos benéfica entre os MCS alternativos considerados, apresentando valores, aos 90 dias, muito semelhantes às respetivas referências, registando uma redução de apenas 11% na mistura PV125 em relação à Ref-CV125. Pelo contrário, aos 56 dias, destacam-se as misturas com cinza de casca de arroz, designadamente CCA35, CCA80 e CCA125, como as melhores das suas séries, sendo as respetivas profundidades de carbonatação 11%, 45% e 33% inferiores às Ref-CV das séries correspondentes. A adição de pó de lâ de rocha também se prova benéfica neste parâmetro, com profundidades de carbonatação até 14% inferiores às respetivas referências, sendo esta diferença máxima registada na mistura PLR125, aos 56 dias. Apesar de o aumento da taxa de substituição parcial de cimento por MCS provocar uma perda generalizada de resistência à carbonatação, a CCA inverte esta tendência até à substituição de 35% (talvez por originar diferentes compostos cimentícios das restantes MCS), embora a mesma tendência não tenha ocorrido de 35% para 50% de substituição, provavelmente pelo excesso de superplastificante aplicado.

3.3 Resistividade elétrica superficial

O gráfico da Fig. 3 apresenta os resultados, ao longo do tempo, da resistividade elétrica superficial dos betões (ρ), parâmetro que permite uma rápida estimativa da resistência das misturas à migração de iões cloreto [26].

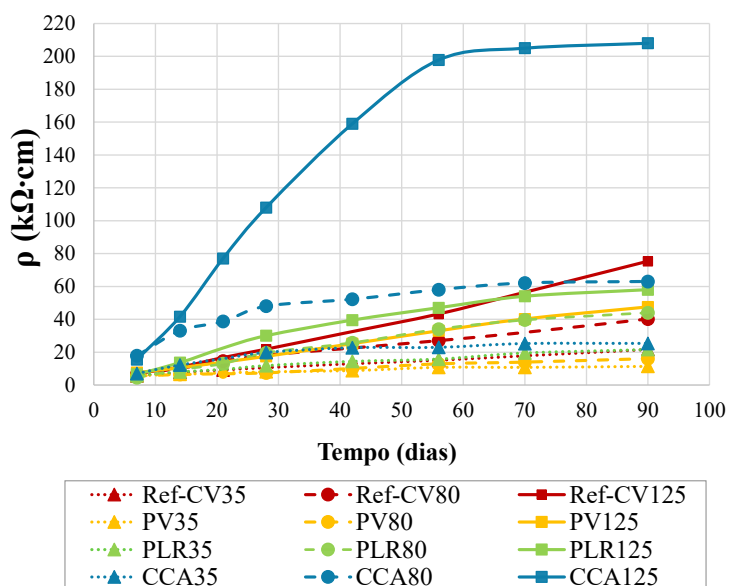


Figura 3. Resistividade superficial dos betões (ρ) em função da idade dos provetes.

Destaca-se, de uma forma muito evidente, a mistura CCA125, pelo declive muito acentuado, na evolução inicial, mas que tende a estabilizar após os 56 dias. A mistura CCA80 tem também uma resistividade superior às restantes misturas nos dois primeiros meses, tendendo a estabilizar após 56 dias de idade. A forma como a resistividade evolui com a idade sugere a amplitude e a velocidade da reatividade pozolânica com a idade. As misturas da série PLR (adição de lâ de rocha) têm igualmente uma reatividade rápida, comparativamente às misturas Ref-CV, mas com muito menor amplitude que as misturas CCA, e tendem a estabilizar depois dos 70 dias de idade. Contrariamente às restantes misturas, as de referência continuam a evoluir mesmo após os 90 dias, sendo o declive desta evolução mais acentuado quanto maior for o teor de cinzas volantes e menor for a A/L (pelo aumento da compacidade), prevendo-se que os seus valores ultrapassem os das misturas alternativas em todas as séries.

A adição de pó de vidro às misturas é a menos benéfica em todas as taxas de substituição de cimento. Aos 90 dias, as misturas PV35, PV80 e PV125 apresentam valores de resistividade 47%, 60% e 37% inferiores às respetivas referências. Também aos 90 dias, as misturas de lâ de rocha apresentam valores

muito semelhantes às referências, com um decréscimo máximo de 23% registado na mistura PLR125 em relação à Ref-CV125. A adição de casca de arroz revela um elevado potencial de resistência à migração de cloretos. Na mesma idade considerada (90 dias), as misturas CCA35, CCA80 e CCA125 apresentam valores de resistividade 17%, 57% e 76% superiores às respetivas referências. No entanto, como referido, e tendo por base estudos anteriores [29], prevê-se que os valores das misturas de referência aumentem as diferenças em relação às restantes ou, no caso da série MCS125, transponham os seus valores, em idades mais avançadas, uma vez que a reatividade pozolânica com adição de cinza volante pode evoluir até cerca de um ano de idade.

3.3 Coeficiente de migração de cloretos

O gráfico da Fig. 4 apresenta os valores do coeficiente de migração de cloretos, D_m , aos 28 e 90 dias. As misturas apresentam substancialmente melhores resultados aos 90 dias, em relação aos 28, devido essencialmente aos efeitos pozolânico e cimentício dos MCS. Verifica-se uma potencial correlação entre os coeficientes D_m e a resistividade elétrica superficial, uma vez que os valores mais baixos de D_m ocorrem nas misturas com maiores valores de resistividade. Além disso, os resultados mantêm as evoluções com a idade e uma proporção coerente.

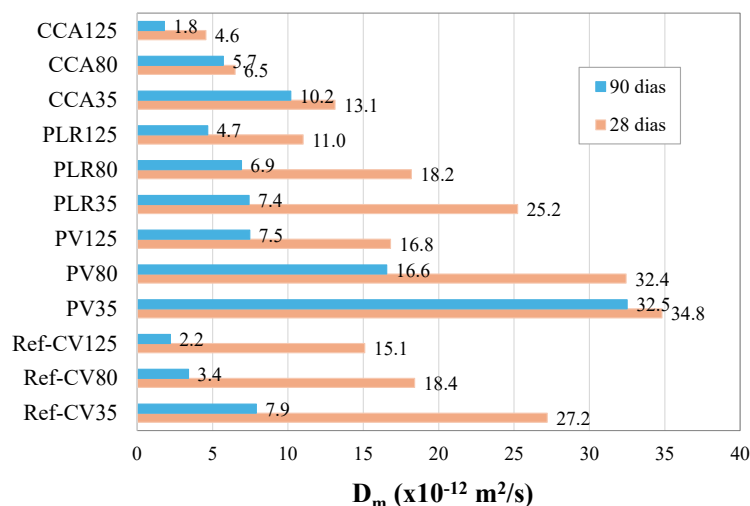


Figura 4. Coeficiente de migração de cloretos dos betões (D_m) aos 28 e 90 dias.

A análise do gráfico revela uma tendência para a diminuição do D_m à medida que a taxa de substituição do cimento por MCS aumenta, juntamente com o aumento da compactidade e a diminuição da A/L. Este facto é corroborado pelos resultados da resistividade que apresentam uma tendência semelhante. Também se verifica um aumento significativo da eficácia da reatividade pozolânica com a idade, uma vez que, nas misturas com MCS de reatividade mais tardia (cinza volante), ocorre uma redução drástica do coeficiente D_m dos 28 dias para 90 dias, sendo esta redução também significativa nas séries PV e PLR. Por outro lado, as misturas CCA apresentam baixos valores de D_m logo aos 28 dias, devido à rápida reatividade, mas já não reduzem significativamente aos 90 dias.

À medida que se aumenta a taxa de substituição de cimento por pó de vidro, o D_m aos 90 dias destas misturas reduz o seu valor para aproximadamente metade, em comparação aos resultados aos 28 dias, mas apenas nas misturas com elevadas percentagens de PV (35% e 50%). Ainda assim, o valor mais baixo obtido com este MCS, na mistura PV125, é 3.4 vezes superior à Ref-CV125 aos 90 dias. Também nas misturas com adição de lâ de rocha os melhores resultados são exibidos pela mistura PLR125, embora com um valor de D_m aos 90 dias de mais do dobro do valor da referência Ref-CV125.

Quanto às misturas com adição de cinza de casca de arroz, embora apresentem valores superiores às respetivas referências aos 90 dias (à exceção da mistura CCA125), exibem os melhores resultados na resistência à penetração de iões cloreto aos 28 dias. Uma vez que a mistura CCA125 apresenta uma

resistividade 76% superior à da respetiva Ref-CV, seria de prever que o valor de D_m da mistura CCA125, aos 90 dias, fosse inferior ao da referência Ref-CV125, tendência que se verificou com uma diferença de 18%.

4. CONCLUSÕES

Este estudo avalia as principais propriedades de durabilidade de betões ecoeficientes com substituição parcial de cimento por pó de vidro (PV), pó de lâ de rocha (PLR) e cinza de casca de arroz (CCA), com taxas de substituição de 17% (MCS35), 35% (MCS80) e 50% (MCS125). Estas misturas foram comparadas com misturas de referência com as mesmas taxas de substituição de cimento por cinzas volantes (Ref-CV). A análise dos resultados permite retirar as seguintes conclusões:

1. Na absorção de água por capilaridade, o aumento da taxa de substituição de cimento por MCS, e as respetivas reatividades nas misturas, conduz a uma menor absorção de água. Este facto permite que as misturas com 50% de substituição de cimento, na generalidade, atinjam evoluções mais promissoras do que as misturas com outras taxas de substituição. Embora as misturas com incorporação de MCS alternativos apresentem valores de absorção de água superiores aos da Ref-CV, salientam-se os resultados das misturas com cinza de casca de arroz (CCA35 e CCA80) com aumentos de apenas 11% e 19% em relação às respetivas referências.
2. Uma vez que o teor de clínquer é fundamental na resistência à carbonatação, quanto maior for a taxa de substituição do cimento por MCS, maior será a profundidade de carbonatação. As misturas com CCA, no entanto, contrariaram esta análise, evidenciando a microestrutura mais densa da matriz ligante criada pela reação pozolânica dessa adição. Apesar de as misturas alternativas apresentarem valores de profundidade de carbonatação mais reduzidos que as referências em todas as idades, sublinha-se o elevado desempenho das misturas CCA35, CCA80, CCA125 e PLR125 na resistência a essa reação agressiva, com profundidades de carbonatação respetivamente 11%, 45%, 33% e 14% inferiores às respetivas referências Ref-CV, aos 56 dias.
3. Na resistividade elétrica superficial, a sua evolução traduz a amplitude e a velocidade da reatividade pozolânica de cada MCS com a idade. As misturas das séries CCA e PLR exibem reatividades mais rápidas, mas que tendem a estabilizar após os 56 dias, contrariamente às referências, que têm menor amplitude de evolução e não tendem a estabilizar até aos 90 dias. A mistura CCA125 destaca-se de uma forma muito evidente, com um valor muito elevado da resistividade, sendo este, aos 90 dias, 76% superior à Ref-CV125. As misturas com lâ de rocha apresentam valores muito semelhantes às referências, aos 90 dias, sendo que as resistividades das misturas com cinzas volantes tendem a ultrapassar largamente estes valores em idades mais avançadas, pela sua reatividade mais lenta e tardia.
4. Tendo em conta a elevada correlação entre o coeficiente de migração de cloretos e a resistividade elétrica superficial, os resultados mantêm as evoluções com a idade e uma proporção coerente nos dois ensaios. Verificou-se uma redução acentuada do coeficiente de migração D_m dos 28 para os 90 dias em todas as misturas, atribuída ao efeito pozolânico dos MCS. No entanto, realçam-se as misturas com cinza de casca de arroz, pelos baixos valores D_m , mesmo aos 28 dias. O valor de D_m da mistura CCA125, aos 90 dias, destaca-se por ser 18% inferior ao da respetiva referência.

Conclui-se que o pó de vidro, o pó de lâ de rocha e, especialmente, a cinza de casca de arroz são alternativas viáveis aos MCS tradicionais na substituição de cimento no betão, mesmo em taxas de substituição até 50%. Os resultados deste estudo irão integrar, numa próxima fase deste projeto, um modelo de previsão de resistências mecânicas e a durabilidade de betões ecoeficientes com substituição parcial de cimento por MCS com base em parâmetros de composição.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) a Bolsa de Doutoramento com a referência 2021.05856.BD, atribuída ao primeiro autor (<https://doi.org/10.54499/2021.05856.BD>). Este artigo foi desenvolvido no âmbito do Pacto de Inovação “R2UTecnologies | modular systems” (C644876810-00000019), pelo Consórcio “R2UTecnologies”, cofinanciado pelo NextGeneration EU, através do investimento “Agendas para a Inovação Empresarial” do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR). Os autores agradecem também o apoio da FCT através do financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04625/2020>) e às seguintes empresas, pelo fornecimento dos materiais e resíduos para este estudo: Cimpor, Celbi, Novarroz, Valente Marques, Vidrexport, Omya, Chryso, Sarendur, Sabril.

REFERÊNCIAS

- [1] Monteiro, P. J. M., Miller, S. A., Horvath, A. (2017). Towards sustainable concrete. *Nature Materials*, Vol. 16, N. 7, pp. 698–699. <https://doi.org/10.1038/nmat4930>
- [2] GCCA. (2021). *Concrete Future - The GCCA 2050 Cement and Concrete Industry Roadmap for Net Zero Concrete*. <https://gccassociation.org/concretefuture/wp-content/uploads/2022/10/GCCA-Concrete-Future-Roadmap-Document-AW-2022.pdf>
- [3] Ashby, M. F. (2009). *Materials and the Environment: Eco-informed Material Choice*. 1st ed. Elsevier Inc. 400 p. ISBN: 9780080884486
- [4] Miller, S. A., Monteiro, P. J. M., Ostertag, C. P., Horvath, A. (2016). Concrete mixture proportioning for desired strength and reduced global warming potential. *Construction and Building Materials*, Vol. 128, pp. 410–421. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.081>
- [5] Shi, C., Wu, Y., Riefler, C., Wang, H. (2005). Characteristics and pozzolanic reactivity of glass powders. *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, N. 5, pp. 987–993. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.05.015>
- [6] Snellings R. (2016). Assessing, Understanding and Unlocking Supplementary Cementitious Materials. *RILEM Technical Letters* Vol 1, pp. 50–55. <https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2016.12>.
- [7] Paris, J. M., Roessler, J. G., Ferraro, C. C., DeFord, H. D., Townsend, T. G. (2016). A review of waste products utilized as supplements to Portland cement in concrete. *Journal of Cleaner Production*, Vol. 121, pp. 1–18. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.02.013>
- [8] Gokulakannan, S., Mukesh, P., Anitha, M., Arul Sri, SP., Dinesh Kumar, G., Vijayakumar, V. (2022). Experimentation on the impact of partial replacement of cement with glass powder in mortar mixture. *Materials Today: Proceedings*. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.07.441>
- [9] de Brito, J., Kurda, R. (2021). The past and future of sustainable concrete: A critical review and new strategies on cement-based materials. *Journal of Cleaner Production*, Vol. 281, pp. 123558. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.123558>
- [10] Tariq, S., Scott, A. N., Mackechnie, J. R., Shah, V. (2020). Durability of High Volume Glass Powder Self-Compacting Concrete. *Applied Sciences*, Vol. 10, N. 22, pp. 8058. <https://doi.org/10.3390/app10228058>
- [11] Magni Darwich Higuchi, A., Gorett dos Santos Marques, M., Farias Ribas, L., Pereira de Vasconcelos, R. (2021). Use of glass powder residue as an eco-efficient supplementary cementitious material. *Construction and Building Materials*, Vol. 304, pp. 124640. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124640>
- [12] Dong, W., Li, W., Tao, Z. (2021). A comprehensive review on performance of cementitious and geopolymeric concretes with recycled waste glass as powder, sand or cullet. *Resources*,

Conservation and Recycling, Vol. 172, pp. 105664.
<https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2021.105664>

- [13] Soldado, E. [et al.] (2024). Comparative study of the mechanical and durability performance of low carbon concrete matrices with alternative SCMs. *Proc. of 12th ACI/RILEM International Conference on Cementitious Materials and Alternative Binders for Sustainable Concrete, ICCM2024*, ACI, pp. 930–940.
- [14] Lin, W.-T., Cheng, A., Huang, R., Zou, S.-Y. (2013). Improved microstructure of cement-based composites through the addition of rock wool particles. *Materials Characterization*, Vol. 84, pp. 1–9. <https://doi.org/10.1016/j.matchar.2013.06.020>
- [15] Siddique, R., Kunal, Mehta, A. (2020). Utilization of industrial by-products and natural ashes in mortar and concrete development of sustainable construction materials. *Nonconventional and Vernacular Construction Materials*, pp. 247–303. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102704-2.00011-1>
- [16] van Nguyen, T. [et al.] (2011). The Use of Rice Husk Ash to produce Ultra High Performance Concrete for Sustainable Development. *Proc. of International RILEM Conference on Advances in Construction Materials Through Science and Engineering*. RILEM Publications SARL pp. 1037–1042.
- [17] Gursel, A. P., Maryman, H., Ostertag, C. (2016). A life-cycle approach to environmental, mechanical, and durability properties of “green” concrete mixes with rice husk ash. *Journal of Cleaner Production*, Vol. 112, pp. 823–836. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.06.029>
- [18] Lourenço, J., Júlio, E., Maranha, P. (2004). *Betões de Agregados Leves de Argila Expandida*. Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto (APEB), 196 p. ISBN: 9729071306.
- [19] Costa, H. (2012). Structural Concretes of Lightweight Aggregates. Applications in Prefabrication and Reinforcement of Structures. University of Coimbra, PhD Thesis.
- [20] EN 12350-2, 2020, Testing fresh concrete - Part 2: Slump-test. European Committee for Standardization (CEN). 11 p.
- [21] EN 12350-6. 2020, Testing fresh concrete. Part 6: Density. European Committee for Standardization (CEN). 13 p.
- [22] EN 12350-7. 2020, Testing fresh concrete - Part 7: Air content - Pressure methods. European Committee for Standardization (CEN). 26 p.
- [23] EN 12390-3. 2020, Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens. European Committee for Standardization (CEN). 21 p.
- [24] LNEC E 393. 1993, Concrete: Determination of the absorption of water through capillarity. National Laboratory of Civil Engineering (LNEC). 2 p.
- [25] LNEC E 391. 1993, Concrete: Determination of carbonation resistance. National Laboratory of Civil Engineering (LNEC). 2 p.
- [26] T 358. 2015, Surface resistivity indication of concrete’s ability to resist chloride ion penetration. AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials. 10 p.
- [27] LNEC E 463. 2004, Concrete: Determination of diffusion coefficient of chlorides from non-steady-state migration test. National Laboratory of Civil Engineering (LNEC). 8 p.
- [28] Wang, J., Xiao, J., Zhang, Z., Han, K., Hu, X., Jiang, F. (2021). Action mechanism of rice husk ash and the effect on main performances of cement-based materials: A review. *Construction and Building Materials*, Vol. 288, pp. 123068. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123068>
- [29] Soldado, E., Antunes, A., Costa, H., do Carmo, R., Júlio, E. (2021). Influence of Pozzolan, Slag and Recycled Aggregates on the Mechanical and Durability Properties of Low Cement Concrete. *Materials*, Vol. 14, N. 15, pp. 4173. <https://doi.org/10.3390/ma14154173>

Formulações ternárias para impressão 3D utilizando materiais nacionais

A.M. Matos¹

P. Milheiro-Oliveira²

M. Fonseca³

M. Pimentel⁴

RESUMO

O desenvolvimento de materiais cimentícios para impressão 3D (3DPC) apresenta ainda muitos desafios. As formulações de 3DPC requerem uma maior quantidade de materiais finos a fim de atingir propriedades reológicas adequadas ao processo de impressão. Assim, torna-se imperativo o estudo aprofundado de metodologias para a formulação de 3DPC que integrem a simultaneamente aspetos relacionados com o desempenho ao nível das propriedades de engenharia e do carbono incorporado. A ecoeficiência do 3DPC induz a procura de materiais alternativos, substitutos (parciais) de cimento Portland e/ou agregado natural. A utilização de materiais disponíveis localmente reduz os custos e as emissões de dióxido de carbono (CO₂) associadas à produção de 3DPC e, simultaneamente, pode atribuir valor acrescentado a resíduos ou subprodutos industriais locais e abundantes.

O presente estudo, desenvolvido no âmbito do Projeto DigiCrete, teve como objetivo formular misturas ternárias eficientes em carbono para impressão 3D. A ecoeficiência é visada atuando nos seguintes pontos: utilização de materiais portugueses, substituição parcial massiva de cimento (>50%) e otimização do teor de cimento Portland. Na primeira etapa foram estudadas propriedades ao nível da pasta, sendo avaliadas propriedades (respostas) no estado fresco, endurecimento e mecânicas, bem como o Potencial de Aquecimento Global (GWP). Recorrendo ao planeamento de experiências, avaliou-se a influência dos fatores (parâmetros das misturas) nas propriedades do 3DPC, identificaram-se os principais efeitos nas respostas e eventuais interações. As misturas potenciais e otimizadas ao nível da pasta prosseguiram para estudo ao nível da argamassa, com vista à otimização do teor de agregado. Os resultados revelaram que é possível correlacionar resultados de ensaios no estudo de argamassas e com os resultados do estudo em pastas e estabelecer uma argamassa imprimível. Por fim, foi possível concluir que a utilização de materiais locais, incluindo um resíduo industrial, é viável para a impressão 3D de materiais cimentícios e permite reduzir substancialmente a dependência face ao cimento Portland e o GWP.

Palavras-chave: Impressão 3D; materiais cimentícios; misturas ternárias.

1. INTRODUÇÃO

As tecnologias de construção inovadoras e o desenvolvimento de materiais mais eco-eficientes são considerados métodos eficazes para reduzir o consumo de energia e as emissões de carbono associadas à construção e património edificado. A introdução de processos de fabrico digitais para a construção, nomeadamente a impressão 3D de materiais cimentícios (3DPC), pode proporcionar benefícios substanciais, nomeadamente a liberdade arquitetónica sem necessidade de cofragens, o aumento da

¹ Construct-Labest, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, anamatos@fe.up.pt

² CMUP, Universidade do Porto, Portugal, poliv@e.up.pt

³ Construct-Labest, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, up202312026@edu.fe.up.pt

⁴ Construct-Labest, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, mjisp@fe.up.pt

produtividade, a redução de custos, e locais de trabalho mais seguros, bem como benefícios ambientais associados à poupança de materiais e redução da produção de resíduos [1], [2], [3].

A nível global, várias instituições, universidades e algumas empresas têm vindo a exibir protótipos de componentes estruturais, mobiliário urbano e elementos decorativos bem como edifícios à escala real produzidos por impressão 3D [4], [5]. Todavia a escalabilidade, a comercialização e a sustentabilidade da tecnologia de 3DPC continuam a ser desafios críticos.

A formulação de composições 3DPC desempenha um papel importante no processo de impressão, no desempenho estrutural e no acabamento dos elementos impressos, no custo e na sustentabilidade do produto final. É de conhecimento geral que a tecnologia de impressão 3D impõe novos requisitos ao nível material, exigindo uma consistência que permita a bombagem desde a zona de produção até à cabeça do equipamento de impressão. Simultaneamente, os materiais imprimíveis devem revelar capacidade de construção, isto é, as camadas devem manter a sua forma sem demasiado achatamento e sem colapso. Assim, as formulações 3DPC requerem, em geral, i) uma redução significativa do teor de agregados e utilização de agregados finos apenas; ii) um aumento da quantidade de materiais finos, que podem atingir 70% do volume [6], que é preenchido por cimento e adições, e iii) dois ou mais adjuvantes. É assim necessário alcançar as propriedades de impressão, entre outras (mecânicas, durabilidade, consoante a aplicação) mantendo ao mesmo tempo misturas cimentícias com um balanço adequado entre propriedades ao nível de engenharia e CO₂ incorporado. Por conseguinte, a utilização de adições disponíveis localmente é um fator crítico na redução de custos e na diminuição das emissões de CO₂ na produção de 3DPC, em particular a valorização de resíduos locais.

O principal objetivo do projeto DigiCrete [7] é desenvolver materiais cimentícios eco-eficientes que satisfaçam os requisitos de impressão. A sustentabilidade da formulação foi trabalhada em três linhas, nomeadamente, utilização de materiais nacionais, otimização do teor de cimento Portland e utilização de adições, convencionais e não convencionais, como substituição parcial massiva de cimento (>50%). Inicialmente, foram desenvolvidas composições ternárias recorrendo à otimização do empacotamento das partículas. Seguiu-se uma abordagem com recurso a planos fatoriais (DOE) ao nível da pasta que permitiu descrever e otimizar as propriedades de resposta da pasta (trabalhabilidade, parâmetros da hidratação, propriedades mecânicas) em função de parâmetros da formulação, através da combinação de métodos estatísticos e técnicas de otimização. Após alcançar a melhor combinação de materiais cimentícios, água e adjuvantes, seguiu-se um estudo ao nível da argamassa utilizando também um DOE.

2. METODOLOGIA DA FORMULAÇÃO

2.1 Materiais Constituintes

As formulações desenvolvidas foram produzidas com cimento Portland CEM I 42.5R, que cumpre os requisitos da norma NP EN 197-1, filler calcário, pó de vidro (resíduo industrial de vidro moído), uma areia natural siliciosa, água e adjuvante do tipo superplastificante. A Tabela 1 apresenta as propriedades químicas e físicas do pó de vidro. A distribuição granulométrica dos materiais finos (cimento Portland, filler calcário e pó de vidro) são apresentados na Figura 1 (determinadas por difração laser).

Tabela 1. Caracterização do pó de vidro.

Composição química (%)										Propriedades físicas	
LOI	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	Cl	Massa volumica (kg/m ³)	Superfície específica (kg/m ²)
1.08	70.35	0.88	0.44	9.23	3.57	13.89	0.33	0.19	<0.015	2530	168

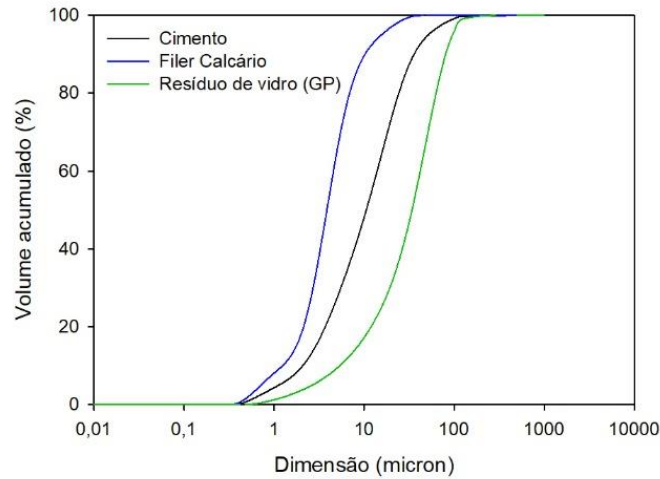


Figura 1. Distribuição granulométrica dos materiais finos.

2.2 Desenvolvimento das misturas

As formulações estudadas, foram concebidas utilizando a equação fundamental:

$$V_s + V_p + V_w + V_a = 1,0 \text{ m}^3 \quad (1)$$

onde V_s é o volume de agregado, V_p o volume de finos, V_w é o volume de água e V_a o volume de ar. Assim, numa primeira fase do trabalho desenvolveu-se um estudo ao nível da pasta ($V_s = 0$), segundo um plano fatorial centrado (CCD) com 5 pontos centrais, 16 pontos fatoriais e aumentado em 8 pontos axiais. Este plano teve como objetivo estudar o efeito dos seguintes parâmetros (fatores): razão volumétrica água/finos (V_w/V_p); razão água/cimento, em massa (w/c); razão superplastificante/finos, em massa (Sp/p); e razão pó de vidro/cimento (GP/c), em massa, nas respostas: espalhamento de acordo com a EFNARC (Dflow), resistividade elétrica pelo método dos dois elétrodos (Resist_28d) e resistência mecânica de acordo com a NP EN 196-1 (Rc_28d).

O resumo dos resultados experimentais obtidos para Dflow (mm), Resist,28d (ohm.m), Rc,28d (MPa) e GWP apresentam-se na Tabela 2. O plano fatorial centrado permitiu obter uma ampla gama de viscosidade/deformabilidade ao nível da pasta, entre 101 e 371 mm, ver exemplos na Figura 2.



Figura 2. Exemplo de espalhamentos obtidos ao nível da pasta.

Como esperado, os resultados apresentados na Figura 3 mostram que a resistividade elétrica aumenta com o progresso da hidratação, nomeadamente, de 17,6 Ωm aos 7 dias para 46,2 Ωm aos 28 dias. Como referência, um betão normal vibrado e húmido apresenta uma resistividade de até cerca de 100 Ωm [8]. A resistência à compressão apresentou uma variação moderada, oscilando entre 66,4 e 84,9 MPa.

No presente trabalho, o potencial de aquecimento global (GWP) foi utilizado como indicador ambiental numa base volumétrica, ou seja, a soma do carbono incorporado de cada material constituinte para a produção de 1m^3 de cada mistura. A informação ambiental dos materiais constituintes utilizados no presente trabalho foi selecionada com base numa vasta pesquisa bibliográfica, quer de estudos científicos anteriores sobre as emissões de gases com efeito de estufa dos constituintes do betão, quer de Declarações Ambientais de Produtos. Como se pode constatar na Tabela 2, o CO_2 incorporado as misturas ternárias do plano experimental situa-se entre 686 e 852 kgCO_2/m^3 . É de referir que estes valores se referem à pasta e que se reduzirão significativamente quando escalados para a argamassa, uma vez que o agregado terá uma proporção elevada em termos de volume e menor GWP.

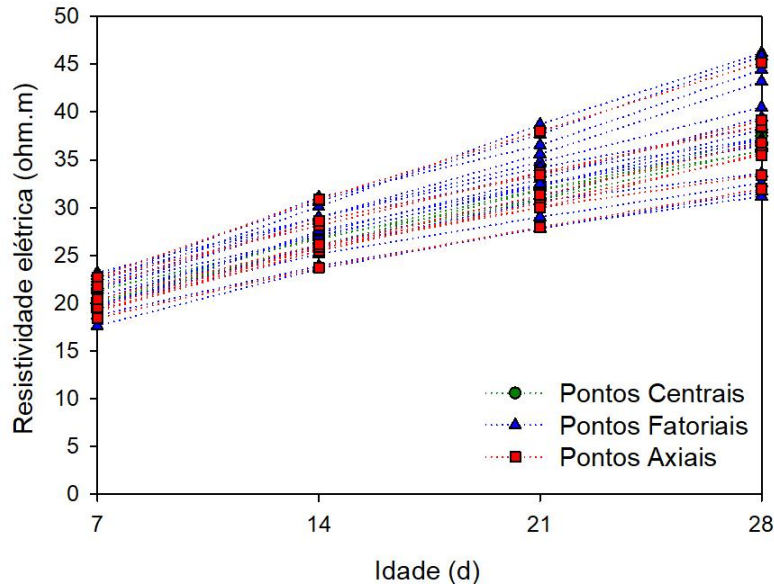


Figura 3. Resistividade eléctrica entre os 7 e 28 dias de idade.

Tabela 2. Resumo dos resultados experimentais obtidos no estudo ao nível da pasta.

	Dflow (mm)	Resist_28d (ohm.m)	Rc_28d (MPa)	GWP (kgCO_2/m^3)
Média	212,07	37,98	75,90	761
Minimo	101,00	31,20	66,40	686
Maximo	371,50	46,22	84,87	852

Recorrendo ao software Design-Expert analisaram-se os resultados de cada variável de resposta e ajustaram-se modelos. Os modelos estatísticos obtidos estão resumidos na Tabela 3. O fator mais significativo para cada modelo de resposta encontra-se a **negrito e sublinhado**. As estimativas dos coeficientes do modelo são apresentadas em termos de fatores em números reais, e segue-se uma breve discussão. A viscosidade das pastas (Dflow) é explicada por todos os quatro fatores considerados no presente estudo. O principal efeito nesta resposta é o fator w/c, seguido por GP/c, com o primeiro fator a ter uma contribuição positiva e o segundo a ter uma contribuição negativa. Estes efeitos são ilustrados no gráfico da superfície de resposta da Figura 4.

O efeito mais significativo na resistividade é o do fator w/c, sendo uma contribuição negativa. A Figura 5 mostra a dependência da resistividade aos 28 dias relativamente aos fatores w/c e GP/c, e inclui uma interação significativa de w/c com GP/c, bem como termos quadráticos dos mesmos fatores (ver Tabela 3).

No que respeita à resistência à compressão, o efeito principal é o do GP/c (com contribuição negativa), seguida do efeito quadrático (GP/c)²; ver Figura 12. Assim, os fatores w/c e GP/c são fundamentais para encontrar boas formulações em termos de propriedades ao nível de engenharia e eficiência carbónica.

Tabela 3. Modelos de resposta obtidos para Dflow, Resist 28d e Rc 28d (NS: fator não significativo).

	Interseção	Vw/Vp	w/c	sp/p	GP/c	w/c x GP/c	w/c ²	GP/c ²	R ²	R ² Ajust
Dflow (mm)	212,07	15,37	71,04	27,04	-42,67	NS	NS	NS	0,96	0,95
Resist_28d (ohm.m)	37,12	-0,94	-3,36	NS	3,03	-0,43	0,364	0,67	0,97	0,96
Rc_28d (MPa)	78,46	1,49	-1,50	1,74	-3,61	NS	-1,09	-2,01	0,78	0,72

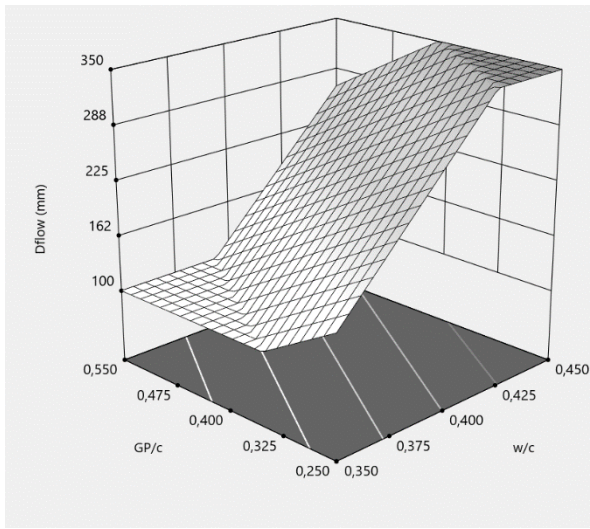


Figura 4. Superfície de resposta da variável de resposta Dflow em função dos fatores w/c e GP/c.

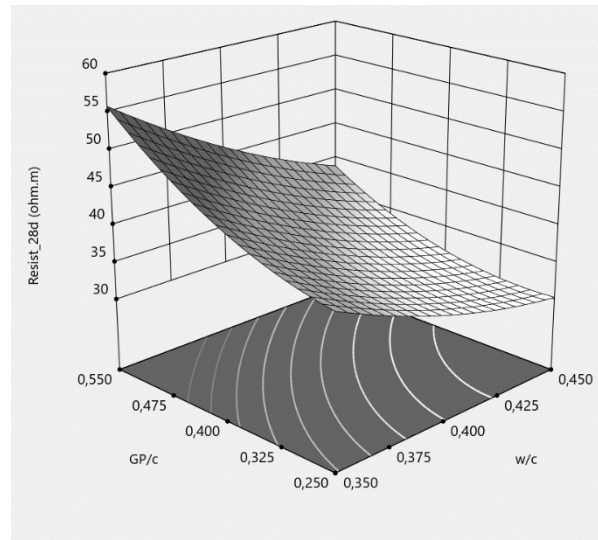


Figura 5. Superfície de resposta da variável de resposta Resist_28d em função dos fatores w/c e GP/c.

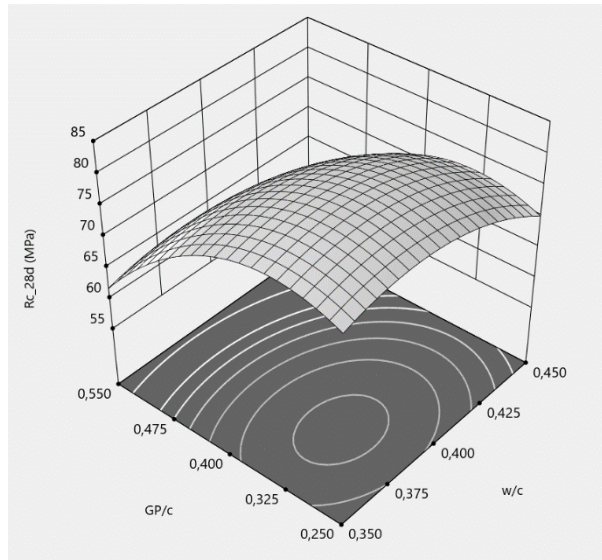


Figura 6. Superfície de resposta da variável de resposta Rc_28d em função dos fatores w/c e GP/c.

2.3 Otimização das misturas ao nível da pasta

A partir dos modelos de regressão obtidos, apresentados na Tabela 2, e utilizando técnicas de otimização numérica (recorrendo à *desirability function* no software Design Expert), foi possível determinar a gama de parâmetros da mistura onde a viscosidade exista de uma forma potencialmente adequada para impressão, de acordo com o conhecimento dos autores bem como de resultados na bibliografia [9], [10], [11], [12], [13]. Um exemplo de cenário de otimização é apresentado na Tabela 4. Ao nível dos parâmetros da formulação, maximizaram-se os fatores w/c e GP/c, pois têm impacto direto no teor de cimento (minimizando-o) e consequentemente menor GWP. Não obstante, a restrição ao Dflow pretendeu apenas resultados de viscosidade ao nível da pasta adequados para impressão 3D. Concluiu-se que com a incorporação de adições convencionais (filler calcário) e não convencionais (pó de vidro), como substituição parcial massiva de cimento Portland (>50%), é possível encontrar uma grande variedade de soluções, numa gama considerável de resistências e resistividade, tal como se pode constatar na Figura 7.

Tabela 4. Cenário de otimização.

Factores (codificados)	Condições da otimização
A:Vw/Vp	[-1;1]
B:w/c	maximizar
C:sp/p	[-1;1]
D:GP/c	maximizar
Respostas	
Dflow (mm)	270
Resist_28d (Ω m)	-
Rc_28d (MPa)	-

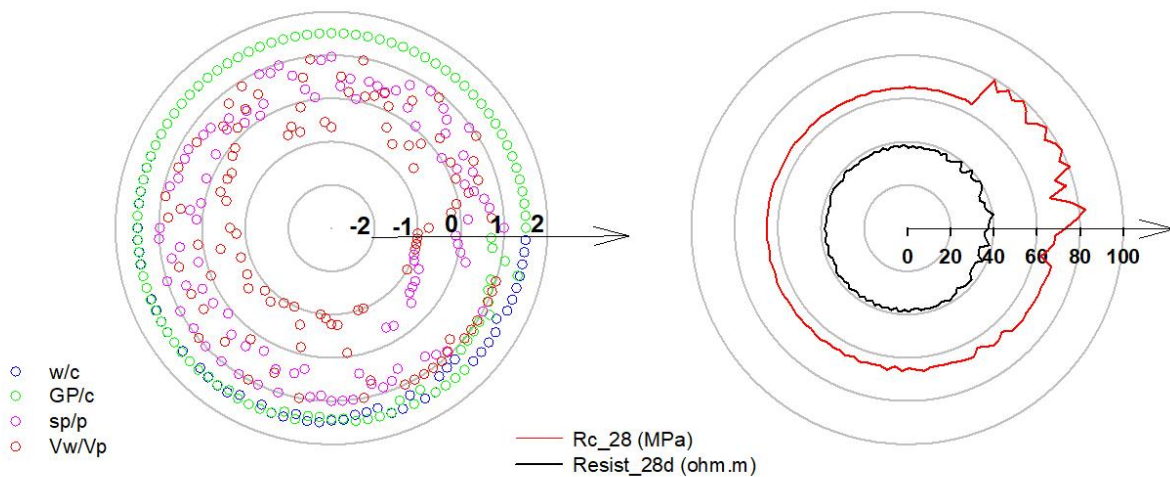


Figura 7. Gama de soluções ótimas obtidas para o cenário da Tabela 4, e valores previstos de resistividade elétrica e resistência à compressão aos 28 dias.

2.4 Estudo ao nível da argamassa

De entre as soluções ótimas ao nível da pasta, selecionou-se a que apresentou o melhor balanço em termos de propriedades ao nível de engenharia e menor CO₂ incorporado. Esta composição serviu de base para o estudo a realizar ao nível da argamassa.

Para formular a composição ao nível da argamassa, fixou-se a composição da pasta, determinada a partir de uma das pastas otimizadas, e introduziu-se o agregado. No entanto, para um estudo mais detalhado, uma vez que o volume de areia terá impacto significativo ao nível do estado fresco bem como do CO₂ incorporado, foi realizado um novo planeamento de experiências ao nível da argamassa. O estudo ao nível da argamassa considerou como variáveis apenas as referentes ao esqueleto sólido formado pelos agregados e a pasta, nomeadamente, a razão volumétrica areia/argamassa (V_s/V_m) e a razão entre a massa de superplastificante e finos (sp/p). Assim, para o estudo ao nível da argamassa adotou-se um plano fatorial completo 2².

3. SCALE-UP

Depois de estabelecida a mistura ótima considerando os resultados descritos nas secções anteriores, seguiu-se a *scale-up* para impressão 3D em Laboratório. Antes do *scale-up*, foram efetuados ensaios adicionais nas misturas otimizadas, nomeadamente no que se refere à perda de espalhamento. Com base nestes resultados, uma argamassa foi selecionada para impressão.

Para a produção da argamassa otimizada recorreu-se a uma misturadora aberta de eixo vertical. Em primeiro lugar, os materiais sólidos foram misturados a seco. De seguida, adicionaram-se água e superplastificante. Após a produção, o material foi transferido para o sistema de bombagem que está ligado a uma máquina CNC de 3 eixos, capaz de imprimir materiais cimentícios, ver Figura 8. O volume de trabalho do CNC é de 750x800x200 mm. Os objetos 3D foram modelados e as impressões organizadas utilizando o software Fusion. O produto foi impresso a partir de um extrusor de plástico com 20 mm de diâmetro (ver Figura 9).

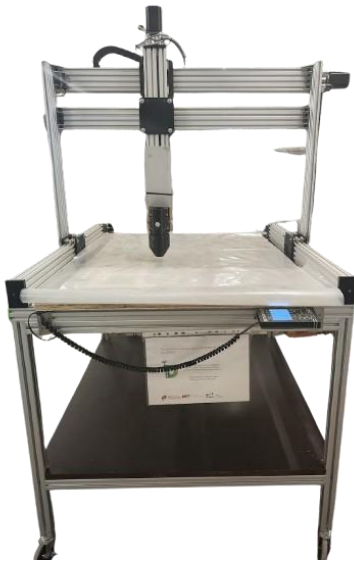


Figura 8. CNC.



Figura 9. Impressão 3D da argamassa.

4. CONCLUSÕES

O presente estudo revelou que o pó de vidro finamente moído obtido a partir de resíduos de vidro industrial pode ser aplicado com sucesso na conceção de materiais avançados como o 3DPC. As propriedades do 3DPC podem, assim, ser alcançadas utilizando adições convencionais e não convencionais, nomeadamente misturas ternárias com substituição parcial massiva de Cimento Portland por filler calcário e pó de vidro, respetivamente. A utilização destes resíduos alarga a gama de adições para materiais cimentícios disponíveis localmente, que podem ser utilizados na produção de 3DPC. A

utilização de adições potência a diminuição de emissões de CO₂ pois diminuir as necessidades de cimento. Por outro lado, pode transformar os resíduos num subproduto de valor acrescentado para os produtores de betão locais.

Não obstante, a previsão do comportamento ao nível da argamassa com base nas propriedades da pasta simplificou significativamente a formulação de composições 3DPC. Isto poderá ser relevante na avaliação da janela de impressão e estabelecimento de critérios de impressão que podem ser utilizados como medida de controlo de qualidade.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho encontra-se protegido sob um pedido provisório de patente. Este trabalho é financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), no âmbito do Programa MIT Portugal no âmbito do projeto 2022.15478.MIT - DigiCrete – “Nova geração de "betão" digital: formulação e caracterização de materiais cimentícios sustentáveis e circulares”; Financiamento Base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC); e pela FCT-Fundação para a Ciência e a Tecnologia através do Estímulo ao Emprego Científico 2021.01765.CEECIND (chamada individual). A autora Mariana Fonseca agradece à FCT o financiamento da bolsa Doutoramento individual 2023.04891.BD. A autora Paula Milheiro-Oliveira foi parcialmente apoiada pelo CMUP, que é financiado por fundos nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P., no âmbito do projeto UIDB/00144/2020.

Os autores agradecem a colaboração e o fornecimento de materiais por parte da Secil, Omya, Sika e Chryso Portugal. Os autores gostariam também de agradecer o apoio do Laboratório de Estruturas do DEC-FEUP, nomeadamente, à Engenheira Paula Silva, ao Engenheiro Nuno Pinto, aos Técnicos Cláudio Ferraz e Guilherme Nogueira.

REFERÊNCIAS

- [1] Z. Malaeb, F. AlSakka, and F. Hamzeh, “3D Concrete Printing,” in *3D Concrete Printing Technology*, Elsevier, 2019, pp. 115–136. doi: 10.1016/b978-0-12-815481-6.00006-3.
- [2] J. G. Sanjayan and B. Nematollahi, “3D Concrete Printing for Construction Applications,” in *3D Concrete Printing Technology*, Elsevier, 2019, pp. 1–11. doi: 10.1016/b978-0-12-815481-6.00001-4.
- [3] Y. Tosun and R. Sahin, “Developments of 3D Concrete Printing Process,” *Development of 3D Concrete Printing Process*, no. April, 2019.
- [4] P. S. Ambily, S. K. Kaliyavaradhan, and N. Rajendran, “Top challenges to widespread 3D concrete printing (3DCP) adoption – A review,” *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 28, no. 2, pp. 300–328, 2024, doi: 10.1080/19648189.2023.2213294.
- [5] D. Liu, Z. Zhang, X. Zhang, and Z. Chen, “3D printing concrete structures: State of the art, challenges, and opportunities,” *Constr Build Mater*, vol. 405, p. 133364, Nov. 2023, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2023.133364.
- [6] Y. Chen, Z. Li, S. C. Figueiredo, O. Çopuroğlu, F. Veer, and E. Schlangen, “Limestone and Calcined Clay-Based Sustainable Cementitious Materials for 3D Concrete Printing: A Fundamental Study of Extrudability and Early-Age Strength Development,” *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 9, no. 9, May 2019, doi: 10.3390/app9091809.
- [7] <https://digicrete.fe.up.pt/>
- [8] A. M. Neville, *Properties of concrete*, Fifth. Longman Group Limited, 2011. Accessed: May 29, 2018. [Online]. Available: <https://igitgeotech.files.wordpress.com/2014/10/properties-of-concrete-by-a-m-neville.pdf>

- [9] A. C. M. Soares, H. Costa, R. do Carmo, A. Rodrigues, F. Gaspar, and E. Júlio, “Comprehensive design methodology for 3D printing mortars,” *Constr Build Mater*, vol. 401, p. 132804, Oct. 2023, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2023.132804.
- [10] V. Sergis and C. M. Ouellet-Plamondon, “D-optimal design of experiments applied to 3D high-performance concrete printing mix design,” *Mater Des*, vol. 218, p. 110681, Jun. 2022, doi: 10.1016/J.MATDES.2022.110681.
- [11] A. M. Matos, M. Emiroğlu, S. Subasi, M. Marasli, A. S. Guimrães, and J. Delgado, “Architectonic cement-based composites 3D printing,” in *3D printing for construction*, Bárbara Rangel, Ed., Springer, 2022.
- [12] A. M. Matos, “Waste marble valorisation in 3D cementitious materials printing,” in *WASTES: Solutions, Treatments and Opportunities, 6th International Conference*, Coimbra, Portugal, Sep. 2023.
- [13] M. Fonseca and A. M. Matos, “3D Construction Printing Standing for Sustainability and Circularity: Material-Level Opportunities,” *Materials*, vol. 16, no. 6, 2023, doi: 10.3390/ma16062458.

Uso de biocimentação para selagem de fissuras

R. Cardoso¹ L.S. Bonetti² M.Pinto³ I. Fores-Colen⁴ G. Monteiro⁵ D. Covas⁶

RESUMO

O biocimento produzido por microorganismos pode ser uma alternativa ao uso de ligantes hidráulicos, com múltiplas aplicações no domínio da Engenharia Civil. Neste trabalho estuda-se a eficiência da biocimentação para selagem de fissuras em lajetas de betão usando bactérias não patogénicas que produzem enzima urease, e que promovem a precipitação de carbonato de cálcio (biocimento) se alimentadas com ureia e com cálcio. Estas bactérias foram aplicadas para selagem de fissuras em três lajetas, criadas artificialmente através da rotura de cada lajeta à flexão e união das duas partes de forma a criar uma abertura inferior a 0,1 mm. A selagem durante o tratamento, que consistiu em múltiplas injeções de solução com bactérias e o seu alimento, foi monitorizada através de medições da velocidade de propagação de ultrassons e de ensaios de estanqueidade com coluna de água sob pressão de 10 kPa. Deu-se o tratamento como concluído quando se atingiu a estanqueidade. No final realizaram-se termografias que comprovaram o preenchimento das fissuras e um novo ensaio de rotura por flexão pela zona tratada, e comprovou-se que se recuperou cerca de 93% da resistência inicial. Estes resultados indicam que a biocimentação foi muito eficiente para selar a abertura estudada, sendo uma técnica bastante promissora para a selagem de fissuras.

Palavras-chave: Biocimentação; Selagem fissura; estanqueidade; resistência; bactérias.

1. INTRODUÇÃO

O biocimento produzido por microorganismos pode ser uma alternativa ao uso de ligantes hidráulicos ou de argamassas à base de polímeros, com múltiplas aplicações no domínio da Engenharia Civil. A produção de bactérias e respectiva solução de alimentação requer menos energia do que a produção de materiais tradicionais e pode ser uma alternativa mais económica e mais sustentável que a produção de cimento [1][2].

Já há vários casos de sucesso do tratamento por biocimentação para selagem de fissuras. Por exemplo, Kalthori e Bagherpour [3] conseguiram reduzir a permeabilidade de cimento projectado fissurado em cerca de uma ordem de grandeza após este tratamento. Van Tittelboom et al. [4] compararam a biocimentação com outras técnicas e mostraram que as bactérias foram capazes de precipitar carbonato de cálcio no interior das fissuras em amostras de betão, preenchendo-as completamente quando protegidas em sílica gel. Achal et al. [5] preencheram com sucesso fissuras artificiais em provetes de argamassa de cimento, reduzindo a porosidade em 50% e aumentando a resistência à compressão em cerca de 40%. Wiktor e Jonkers [6] realizaram um teste de demonstração de selagem de fissuras numa

¹ CERIS e Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal; rafaella.cardoso@tecnico.ulisboa.pt

² Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal; luca.bonetti@tecnico.ulisboa.pt

³ Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal; mariana.m.pinto@tecnico.ulisboa.pt

⁴ CERIS e Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal; ines.flores.colen@tecnico.ulisboa.pt

⁵ IBB e Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal; gabriel.monteiro@tecnico.ulisboa.pt

⁶ CERIS e Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal; didia.covas@tecnico.ulisboa.pt

lage de betão armado de um parque de estacionamento, realizando um ensaio de estanquidade antes e após o tratamento, conseguindo selagem completa ou uma redução significativa das fugas de água.

Neste trabalho estuda-se a eficiência da biocimentação para selagem de fissuras em lajetas de betão usando bactérias não patogénicas que produzem enzima urease, e que promovem a precipitação de carbonato de cálcio (biocimento) se alimentadas com ureia e com cálcio. As bactérias foram aplicadas para selagem de fissuras em três lajetas de betão, criadas artificialmente através da rotura de cada lajeta à flexão e união das duas partes de forma a criar uma abertura inferior a 0,1 mm. O tratamento consistiu em múltiplas injeções de solução com bactérias e o seu alimento, até se atingir a estanquidade. A selagem foi monitorizada através de medições da velocidade de propagação de ultrassons, de ensaios de estanquidade e termografia.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Lajetas de betão

Foram ensaiadas três lajetas pré-fabricadas de betão não armado, quadradas, com dimensões $20 \times 20 \times 4 \text{ cm}^3$ (Figura 1a). Este betão tem com porosidade total de 29,69%, determinada através do cálculo do peso volúmico seco, e porosidade aberta de 11,7% determinada após submersão em vácuo. Desconhece-se a composição cimentícia do betão. As três lajetas, designadas por 1, 2 e 3, foram submetidas a um ensaio de flexão até à rotura (Figura 1b), sendo as duas metades unidas novamente pelas juntas para criar fissuras artificiais com abertura de 0,1mm correspondente à união das duas metades. Durante o tratamento e medição da selagem, as lajetas foram estabilizadas com grampos (Figura 1c) para manter esta abertura, escolhida para se poder considerar uma fissura [7].

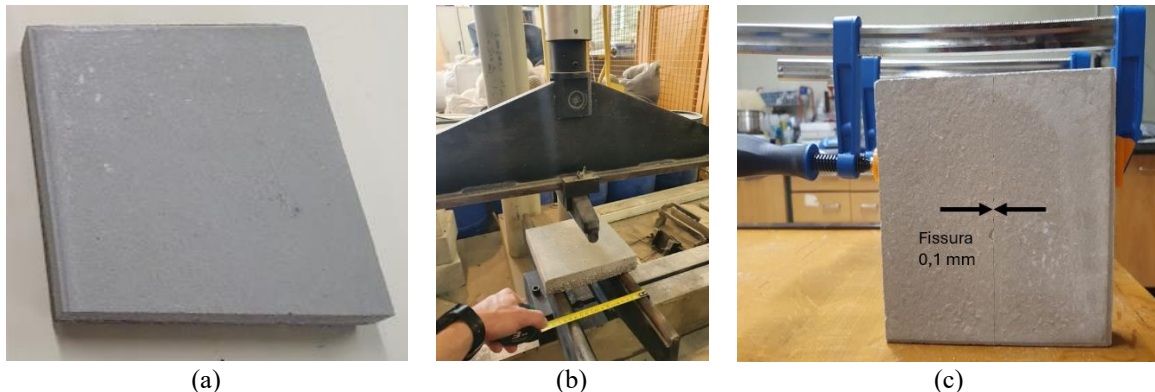


Figura 1. Criação das fissuras nas lajetas pré-fabricadas: a) lajeta quadrada antes do ensaio de flexão; b) ensaio de flexão até à rotura; c) lajeta fissurada ao meio, mantida estável com um grampo.

Foi utilizado este procedimento para obter o valor da resistência antes do tratamento (situação de referência), e ainda manter a rugosidade natural das superfícies no interior das fissuras. Tal como para as técnicas tradicionais de selagem de fissuras, a compatibilidade entre o biocimento e o substrato deve ser garantida, sendo a selagem mais eficiente quando a face da junta é rugosa [8].

2.2 Bactérias e solução de alimentação

O tratamento por biocimentação requer a adição de bactérias que produzem enzima urease, assim com de uma solução de alimento preparada com ureia e uma fonte de cálcio. A enzima urease funciona como catalisador na reação de hidrólise da ureia $((\text{NH}_2)_2\text{CO})$, (Equação 1), de onde resultam os iões carbonato (CO_3^{2-}) e amónia (NH_4^+) . Na presença de uma fonte de cálcio que fornece iões cálcio (Ca^{2+}) , ocorre a precipitação de carbonato de cálcio (CaCO_3) (Equação 2).





Foram usadas bactérias não patogénicas, a *Sporosarcina pasteurii* (*S. pasteurii*) (American Type Culture Collection, ATCC) e uma solução de alimento rica em ureia e íões de cálcio. O crescimento das bactérias foi efectuado até se obter uma concentração de 10^8 bact/mL (densidade óptica a 600nm $\text{DO}_{600}=1,0$). A solução de alimento é constituída por ureia (0,5M), cloreto de cálcio (0,5M de CaCl_2), cloreto de amónio (10g/L de NH_4Cl), bicarbonato de sódio (2,12g/L de NaHCO_3), extrato de levedura (2g/L) e sulfato de amónio (1g/L).

2.3 Tratamento por biocimentação

O tratamento por biocimentação requer pressões de injeção baixas e não necessita de furos de injeção porque os fluidos de tratamento têm viscosidade semelhante à da água. Assim, foi necessário colocar uma película plástica aderente impermeabilizante de todas as superfícies laterais das lajetas (Figura 2a), permitindo a aplicação do fluido com bactérias ao longo do tratamento e mantê-lo no interior do espaço criado pela fissura para permitir uma maior precipitação de biocimento.

O tratamento foi aplicado com uma seringa com agulha para injetar os fluidos no interior da fenda. Injectava-se água destilada antes de injetar a solução de tratamento para reduzir a infiltração no betão. As quantidades de bactérias e solução de alimentação injectadas de cada vez foram definidas para preencher completamente o volume do interior das fissuras, sendo cerca de 2 mL de cada vez, desprezando alguma possível redução de volume de vazios causada pela precipitação do biocimento.

As condições ambientais foram as do laboratório, com temperatura constante $20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$. A reacção de precipitação de carbonato de cálcio é muito rápida, mas forma-se um revestimento muito fino e por isso o tempo de tratamento é elevado porque são precisas múltiplas injeções para conseguir uma espessura que garanta a selagem pretendida. Cada ronda de tratamento durou 10 dias. Nos primeiros 5 dias injectou-se, em cada dia, 1 mL (metade do volume da abertura) de solução de bactérias seguida de 1 mL de solução de alimentação, com um intervalo de 15 minutos entre as injeções para permitir a adesão das bactérias à superfície da junta. Nos últimos 5 dias injectou-se apenas solução de alimentação. Foram realizadas duas rondas porque foram suficientes para selar as fissuras de duas placas, tendo o tratamento a duração total de 20 dias.

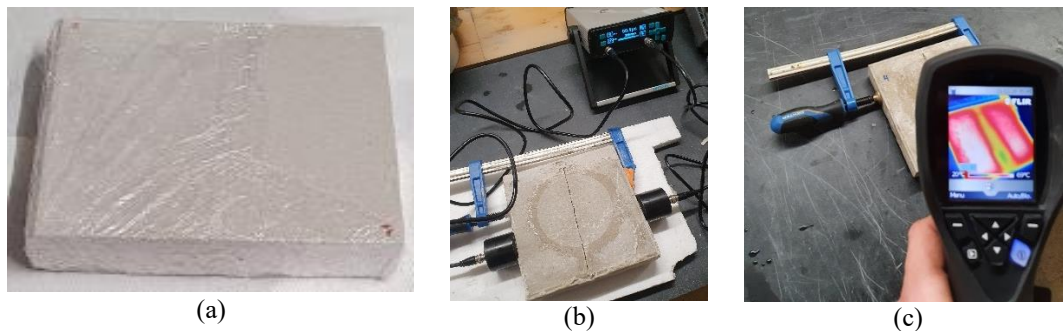


Figura 2. Tratamento das fissuras por biocimentação e monitorização do tratamento: a) impermeabilização das lajetas com película plástica aderente; b) medição de ultrassons; c) ensaio de termografia.

2.4 Monitorização do tratamento

Para monitorizar o tratamento realizaram-se ensaios não destrutivos, nomeadamente a medição do tempo de propagação de ultrassons (Figura 2b) e do caudal percolado. Este ensaios foram realizados no final de cada ciclo de 10 dias de duração. No final do tratamento fez-se ainda um ensaio de termografia (Figura 2c) para poder comprar o comportamento das três fendas após selagem.

O tempo de propagação de ultrassons mediu-se com o equipamento PUNDIT, aplicando a frequência de 54 kHz em três alinhamentos que atravessam a fissura perpendicularmente no meio da placa (Figura

2b), tendo sido feitas três medições. Foram usadas sondas com 35 mm de diâmetro por serem inferiores à espessura das lajetas, e assim garantir contacto em toda a sua área. As lajetas foram secas na estufa por 24 horas antes das medições, para descartar a influência da água.

Para avaliar a selagem realizou-se um ensaio para medir o caudal de água percolado através da fissura quando sujeita a uma carga hidrostática aplicada com uma coluna de água inicialmente com 1 m de altura. Para tal usaram-se tubos de acrílico (diâmetro $D=12$ mm e espessura $e=0,5$ mm) com 1 m de comprimento centrados em cada uma das lajetas, colados com silicone em todo o seu perímetro de contacto para direccionar o escoamento apenas pela fissura. Cada lajeta foi montada em cima de um recipiente para colectar a água. Cada tubo tinha uma fita métrica colada para permitir medir o abaixamento da altura de água ao longo do tempo. As medições começaram imediatamente após encher o tubo com água 1m de altura, registando-se o tempo de abaixamento da água para cada 1 cm ou 0,5 cm de altura, dependendo da velocidade de escoamento, até à duração máxima do ensaio de 30 minutos. O tratamento deu-se por completo quando as leituras entre duas rondas de tratamento eram iguais, admitindo-se que se atingiu a estanquidade.

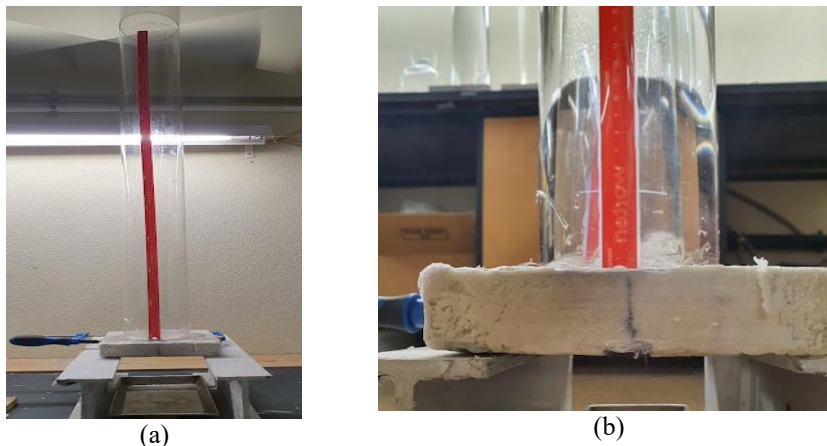


Figura 3. Avaliação da selagem das juntas: a) coluna com 1 m de altura e fita métrica; b) pormenor da ligação do tubo à lajeta.

Finalmente, usou-se uma câmara termográfica (Flir IX Series) para gerar imagens termográficas a partir da diferença de temperaturas entre diferentes substratos, e assim avaliar a existência de regiões ocas, ou seja, sem precipitação de biocimento. As lajetas foram aquecidas em estufa 24 horas antes das fotografias e posteriormente molhadas com água destilada na zona das fissuras para possibilitar a visão dos caminhos preferenciais de escoamento pelo seu interior. Foram tiradas fotografias às duas faces de cada uma das lajetas, para identificar possíveis interrupções da camada de biocimento em toda a espessura.

2.5 Medição da resistência à flexão

Após o final do tratamento e comprovada a selagem, procedeu-se à rotura de cada lajeta de modo a que esta se desse pela fissura tratada. Para a rotura usou-se a prensa onde se tinham rompido as lajetas para formar as juntas (Figura 1b), que tem 100 kN de capacidade.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Monitorização do tratamento

A Figura 4 apresenta os tempos médios de propagação dos ultrassons nas lajetas fissuradas antes, após a primeira ronda e no final do tratamento. É importante referir que se conseguiu fazer leituras iniciais porque a abertura da fissura era muito pequena. Podem-se comparar os tempos porque as distâncias percorridas são iguais (as lajetas têm todas o mesmo comprimento de 20 cm).

Constata-se que o tempo diminui com o tratamento, o que seria de esperar por se ter aumentado o preenchimento da abertura com o biocimento precipitado. Este aumento foi muito significativo logo após a primeira ronda de tratamento, diminuindo a diferença entre a primeira e a última rondas. Os tempos foram ligeiramente maiores para lajeta 1, o que se pode explicar por alguma variabilidade natural dos materiais, mas a redução observada ao longo do tratamento é idêntica à observada para as outras lajetas.

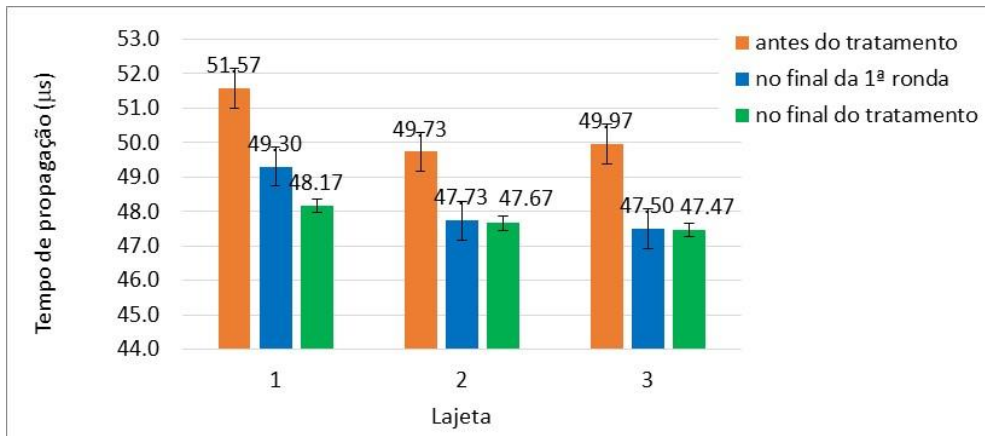


Figura 4. Tempo de propagação dos ultrassons antes e após cada uma das rondas de tratamento (percurso com 20 cm de comprimento, igual para todas as lajetas).

A Figura 5 apresenta os resultados dos ensaios de selagem para os casos antes e depois da primeira e da última ronda de tratamentos. Para todas as lajetas verifica-se que a maior parte da selagem foi conseguida ao fim da primeira ronda de tratamento, sendo as curvas semelhantes para a primeira e última ronda de tratamento. Estes resultados estão de acordo com os resultados das medições das velocidades dos ultrassons.

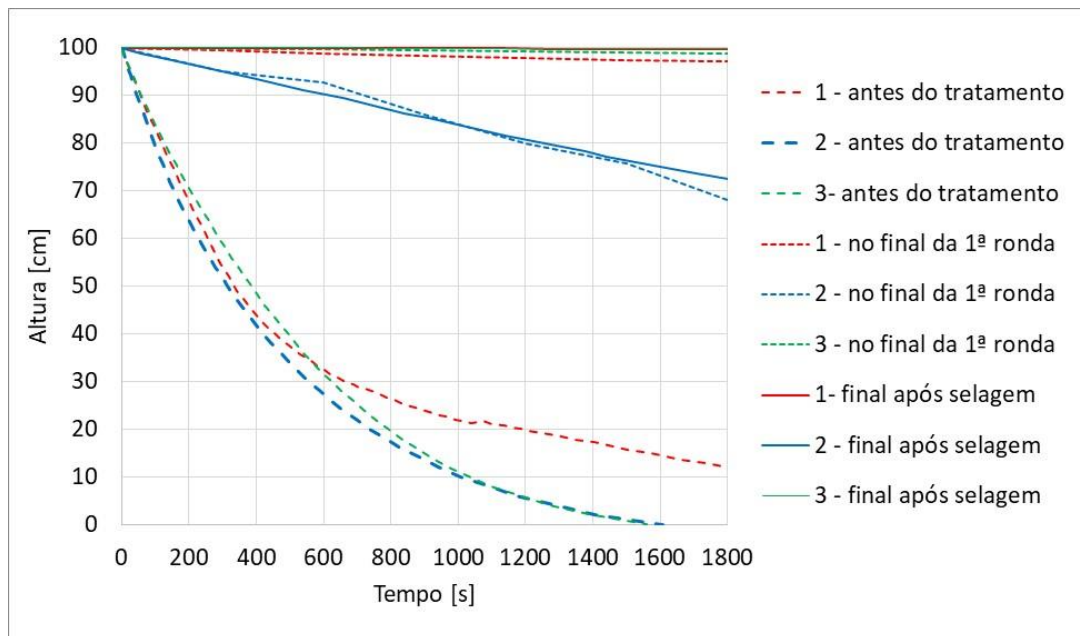


Figura 5. Resultados do ensaio de selagem antes e após cada uma das rondas de tratamento.

Pela análise dos resultados dos ensaios do ensaio de selagem constata-se que esta foi conseguida completamente nas lajetas 1 e 3, com ausência de escoamento pela fissura. Este escoamento continuou na lajeta 2, ainda que reduzido de forma significativa.

Na figura 6 apresentam-se as fotografias tiradas com a câmara termográfica nas duas faces de cada lajeta, sendo possível observar o contraste de cores na zona das fissuras na face superior. Estas

fotografias ajudam a explicar não se ter conseguido a selagem completa da lajeta 2, porque se observa um orifício em toda a espessura, sendo este um caminho preferencial para o escoamento. O orifício da lajeta 2 é visível na Figura 7. As pequenas dimensões deste orifício não afectaram as leituras das velocidades de ultrassons porque estas foram efectuadas no meio da placa, longe deste orifício.

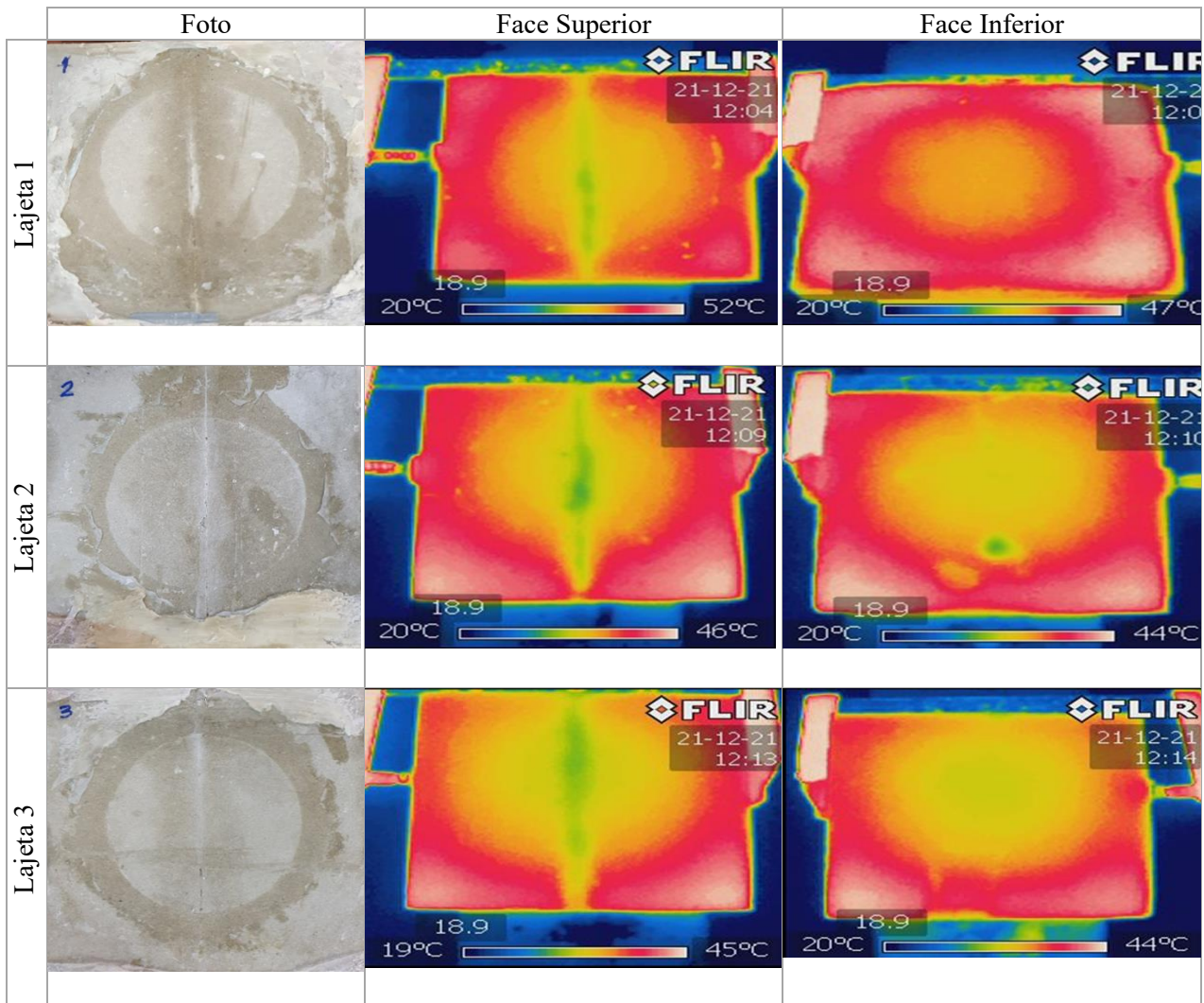


Figura 6. Imagens tiradas com a câmara termográfica para todas as lajetas após o tratamento, comprovando a selagem observada.

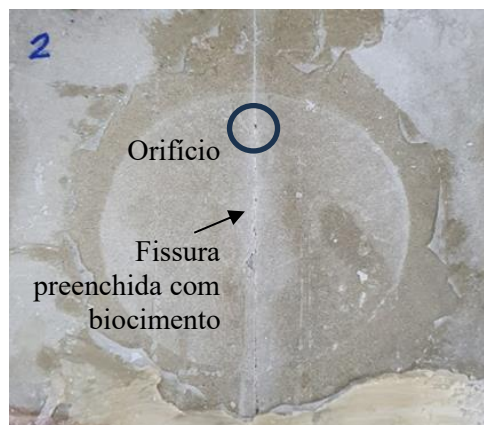


Figura 7. Face superior da lajeta 2 no final do teste de selagem após a última ronda de tratamento, mostrando o preenchimento da fissura e o orifício.

3.2 Recuperação da resistência

Os resultados dos ensaios de flexão de todas as lajetas apresentam-se no Quadro 1. O valor da força de rotura das lajetas intactas foi identificado como F_{rotura} , medindo-se a força $F_{junta\ tratada}$ após a selagem. Não foi possível verificar se a rotura se deu pela junta ou na ligação entre o biocimento e o betão porque a espessura da camada de biocimento era muito reduzida.

Quadro 1. Resultados do ensaio de rotura à flexão antes e após o tratamento, e recuperação da resistência.

Lajeta	F_{rotura} [kN]	$F_{depois\ tratada}$ [kN]	$F_{depois\ tratada} / F_{rotura}$ [%]
1	8.81	8.18	92.3
2	11.08	10.30	93.0
3	9.50	8.90	93.7
Valor médio	9,80	9,13	93,2

A relação entre as duas forças representa a percentagem de recuperação da resistência. Consta-se que foi possível recuperar 93% da resistência com o tratamento por biocimentação destas fissuras. Tal confirma que o biocimento pode ser uma boa alternativa para a selagem.

CONCLUSÕES

O tratamento por biocimentação com bactérias foi aplicado em três lajetas de betão para selar fissuras com 0,1 mm de abertura, criadas artificialmente. Bastaram duas rondas de tratamento, com 10 dias de duração cada uma, para a selagem das fissuras. Só não foi possível atingir estanqueidade em uma das lajetas porque havia um orifício com diâmetro superior a 0,1 mm, que não foi selado em toda a espessura da lajeta.

O tratamento foi monitorizado através da medição da velocidade de ultrassons, técnica usual para monitorizar este tipo de tratamentos, e um ensaio de estanquidade. Este ensaio consistiu em medir o caudal de água percolado através da fissura quando sujeita a uma carga hidrostática aplicada com uma coluna de água inicialmente com 1 m de altura (pressão igual a 10 kPa).

Foi possível recuperar 93% da resistência com o tratamento por biocimentação destas fissuras, o que valida a biocimentação como técnica para selagem de fissuras com 0,1 mm de abertura. O orifício de uma das lajetas, que não foi possível selar, não prejudicou a resistência. Estes resultados indicam que a biocimentação foi muito eficiente para selar a abertura estudada, sendo uma técnica bastante promissora para a selagem de fissuras.

Conseguiram-se resultados semelhantes depois de cada uma das duas rondas de tratamento sucessivas, o que mostra que o biocimento não foi arrastado pela água durante a realização do ensaio de estanquidade. Tal indica uma boa fixação do biocimento e permite antever alguma durabilidade do tratamento. Será interessante verificar esta selagem e durabilidade para maiores pressões de água.

Era de esperar uma boa aderência do biocimento porque o tratamento foi aplicado em faces rugosas, criadas pela união das duas metades de cada lajeta após a sua rotura prévia. Não foi possível verificar se a rotura pela fissura após o tratamento se deu pelo material de enchimento da fissura ou na ligação entre o biocimento e o betão, porque a espessura da camada de biocimento era muito reduzida.

É oportuno referir que Cardoso et al [9] testarem também este tratamento em condições idênticas mas em fissuras com 1 mm de abertura, recuperando apenas 13% da resistência após duas rondas de tratamento. Será importante repetir o estudo para as aberturas já estudadas e outras, usando os métodos de monitorização adotados neste trabalho e introduzindo novos, com o objectivo de otimizar as condições do tratamento (por exemplo, número de rondas, tratamento prévio e geometria das fissuras). Será também importante estudar as características do biocimento do preenchimento, nomeadamente a sua mineralogia, resistência, porosidade, permeabilidade e características de adesão.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FCT I.P. o financiamento através do projecto CALCITE (ref. PTDC/ECI-EGC/1086/2021). O primeiro autor agradece ainda a bolsa no âmbito do projecto BIOSELANTE do CERIS financiado pela FCT I.P. (ref. UIDB/04625/2020).

REFERÊNCIAS

- [1] Suer, P., Hallberg, N., Carlsson, C., Bendz, D. and Holm, G. (2009). Biogrouting compared to jet grouting: environmental (LCA) and economical assessment, *J. Environ. Sci. Health - Part A. Toxic/Hazardous Substances Environmental Engineering*, vol. 44 (4), 346–353.
- [2] Al-Salloum, Y., Hadi, S., Abbas, H., Almusallam, T. and Moslem, M.A. (2017). Bio-induction and bioremediation of cementitious composites using microbial mineral precipitation – A review. *Construction and Building Materials*, vol. 154, pp. 857–876.
- [3] Kalhori, H. and Bagherpour, R. (2017). Application of carbonate precipitating bacteria for improving properties and repairing cracks of shotcrete. *Construction and Building Materials*, vol. 148, pp. 249–260.
- [4] Van Tittelboom, K., De Belie, N., De Muynck, W. and Verstraete, W. (2010). Use of bacteria to repair cracks in concrete, *Cement and Concrete Research*, vol. 40, pp. 157–166.
- [5] Achal, V., Mukerjee, A. and Reddy, S. (2013). Biogenic treatment improves the durability and remediates the cracks of concrete structures, *Construction and Building Materials*, vol. 48, pp. 1-5.
- [6] Wiktor, V. and Jonkers, H.M. (2015). performance of bacteria-based repair system: Pilot study in a parking garage. *Case Studies in Construction Materials*, vol. 2, pp. 11–17.
- [7] DIN EN 1992-1-1 - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [8] Cardoso, R., Arbabzadeh, E., Lima, J. T, Costa e Silva, M., Costa Pereira, M.F, Flores-Colen, I, Duarte, S. O. and Monteiro, G. (2021). The influence of stone joints width and roughness on the efficiency of biocementation sealing. *Construction and Building Materials*, vol. 283.
- [9] Cardoso, R, Bonetti, L., Pinto, M., Flores-Colen, I. and Covas, I. (2024). Use of biocementation to seal joints in concrete water reservoirs. *Construction and Building Materials*, vol. 412, 134854.

Determinação dos parâmetros de ensaio para a caracterização viscoelástica de pastas de cimento endurecidas com Reometria de Corte Dinâmico

R. Rocha Ribeiro¹ L. Hilliou² J. Granja³ R. Lameiras⁴ M. Azenha⁵

RESUMO

Os ensaios oscilatórios de reometria de corte dinâmico (DSR) podem ser uma ferramenta eficaz para a medição das propriedades viscoelásticas (nomeadamente os módulos de armazenamento e perda) de pastas de cimento endurecidas, contribuindo para a compreensão do comportamento viscoelástico do betão. Algumas vantagens em relação aos ensaios tradicionais de fluência estática são a redução de incertezas associadas à aplicação da carga estática, a facilidade de se aplicar diferentes velocidades de carga, e a utilização de amostras milimétricas que facilitam o controle de condições internas do material (por exemplo, temperatura, humidade, idade). No entanto, a combinação de uma elevada rigidez e baixa viscosidade próprias de pastas de cimento endurecidas faz com que as condições de ensaio se afastem daquelas típicas de materiais comumente testados em reómetros comerciais. Isso exige uma definição cuidadosa dos parâmetros de teste – um aspeto pouco explorado na literatura existente. Este estudo investigou valores ótimos de dois parâmetros de ensaio (dimensão do provete e nível de tensão) para realização de ensaios DSR em pastas de cimento Portland endurecidas sob torção oscilatória em um reómetro controlado por tensão. Os provetes foram barras rectangulares de 2-3 mm de espessura, 3-10 mm de largura e 25-63 mm de comprimento, de pasta de cimento produzida com relação água/cimento de 0,40 e testada aos 50 dias de idade. Os resultados mostraram que provetes curtos com rácios de aspeto elevados não permitiram medições fiáveis. Ensaios de varrimento de tensões permitiram identificar o nível adequado de tensões durante o teste, limitado pelo ruído do reómetro e pelo limite típico da viscoelasticidade linear. Para além dos valores ótimos propriamente ditos, a metodologia descrita para identificá-los pode ser adotada como rotina pré-teste para ensaios DSR em pastas de cimento endurecidas.

Palavras-chave: viscoelasticidade, reometria de corte dinâmico, pasta de cimento, parâmetros de teste

1. INTRODUÇÃO

As propriedades viscoelásticas de materiais cimentícios são tradicionalmente determinadas por métodos estáticos baseados na aplicação de uma carga estática e subsequente medição do deslocamento resultante, ao longo do tempo. Uma metodologia alternativa é a utilização de ensaios dinâmicos, referidos de forma genérica como reometria dinâmica, “*Dynamic Mechanical Analysis*” (DMA), ou espectroscopia mecânica, dentre outros termos [1], [2]. Essa classe de ensaios consiste, em linhas gerais,

¹Universidade do Minho, ISISE, ARISE, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal, renan.rocha.ribeiro@gmail.com

² Instituto de Polímeros e Compósitos (IPC), Universidade do Minho, Guimarães, Portugal

³ Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Engenharia, Universidade de Brasília, Brasil

⁴ Universidade do Minho, ISISE, ARISE, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal

⁵ Universidade do Minho, ISISE, ARISE, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal

na aplicação de uma carga oscilatória a um provete e medição da sua resposta em função da frequência da carga aplicada [2].

A utilização de reometria dinâmica possui algumas características que permitem lidar melhor com algumas limitações experimentais típicas de ensaios estáticos, como: menor incerteza em relação ao estado real de tensão na amostra durante o período de aplicação da carga e a correspondente resposta viscoelástica; exploração facilitada da dependência da resposta viscoelástica do material à variação da taxa de aplicação do carregamento; o estudo simplificado de diferentes condições internas do material (ex. temperatura, humidade, idade), uma vez que as amostras utilizadas em reómetros comerciais são tipicamente de tamanho milimétrico. Este último aspeto pode figurar entre os limitadores para a utilização de reometria dinâmica na investigação de materiais cimentícios, já que boa parte do interesse científico e prático nesta área reside no estudo de materiais com grandes agregados (ex. argamassas ou betões), cuja representatividade da amostra exige provetes de, no mínimo, alguns centímetros. No entanto, é compreendido que o comportamento viscoelástico de materiais cimentícios resulta, principalmente, do comportamento do CSH [3], que pode ser estudado em amostras milimétricas de pasta de cimento. O estudo experimental em pastas de cimento é essencial para compreender os mecanismos viscoelásticos em argamassa e betão, pois estudos diretos em argamassa e betão raramente permitem discernir os motivos de determinados aspetos do comportamento viscoelástico a nível material [4]. Isso explica o crescimento da utilização de técnicas experimentais voltadas para micro e meso escala em pastas de cimento, como nanoindentação, ex. [5]. A reometria dinâmica se encaixa neste contexto e tem o potencial de preencher lacunas deixadas por outras técnicas experimentais.

A reometria dinâmica fornece, como resultado experimental, os valores das partes real e imaginária do chamado módulo complexo ou *compliance* complexa, que são equivalentes (e podem ser convertidos matematicamente) ao módulo de relaxação ou função de fluência obtidos pelos tradicionais ensaios estáticos [6]. Analogamente aos métodos estáticos, podem ser utilizados diferentes esquemas de carregamento (por exemplo, tração direta, compressão, flexão, corte) durante o ensaio. Uma configuração que induz tensões normais no provete, como tração direta ou flexão, permite a caracterização do módulo longitudinal complexo, enquanto tensões tangentes, como cisalhamento direto ou torção, permite a caracterização do módulo de corte complexo. A reometria de corte dinâmico (DSR), foco deste trabalho, trabalha com cargas dinâmicas de torção e pertence a este último grupo de configurações [7], [8].

A reometria dinâmica já é amplamente aplicada para investigar as propriedades dos materiais cimentícios no seu estado fresco, ex. [9], [10]. A aplicação da reometria em materiais cimentícios endurecidos, no estado sólido, é mais escassa, e a utilização específica de ensaios DSR é ainda mais rara [3,4]. A maioria dos estudos opta pela configuração de flexão, que é menos rígida do que a de torção e melhora a qualidade da medição, dado que os materiais cimentícios endurecidos têm um módulo complexo elevado [7]. No entanto, existem algumas motivações para viabilizar a utilização de ensaios DSR no estudo de materiais cimentícios endurecidos: a possibilidade de caracterizar o módulo de corte, que, se usado em conjunto com configurações que caracterizam o módulo longitudinal, permite caracterizar todas as constantes viscoelásticas clássicas de um material; comparativamente às máquinas de flexão ou de tração, os equipamentos DSR têm geralmente uma gama mais ampla de frequências de carga no espetro baixo, que é onde se manifesta a maior parte da resposta viscoelástica dos materiais cimentícios [11]; o provete não é pré-carregado, como é exigido pelas configurações de flexão que requerem a aplicação de uma carga constante para além da carga oscilatória, de modo a manter o contacto entre o provete e o atuador, evitando-se superposição de efeitos oriundos da carga estática aos da carga dinâmica.

A execução de DSR em pastas de cimento endurecidas pode ser difícil, uma vez que a combinação de elevada rigidez, reduzido comportamento viscoso e baixa resistência à tração destes materiais se afasta significativamente das características de materiais para os quais os reómetros comerciais são normalmente desenvolvidos, como betume [12] e polímeros [13]. Isso aumenta a importância de artefactos experimentais indesejáveis, tais como tensões de tração capazes de danificar os provetes, efeitos de deformação restringida na torção, e efeitos inerciais. Torna-se necessário um conhecimento

detalhado da influência dos parâmetros de ensaio nos resultados experimentais para que esses possam ser corretamente definidos, uma vez que valores padrões utilizados em outros materiais não são necessariamente válidos para este caso. A literatura existente sobre o assunto não possui trabalhos sobre tentativas de definir e discutir sistematicamente parâmetros para o ensaio DSR em pastas de cimento endurecidas, e este trabalho pretende preencher esta lacuna.

Este estudo teve por objetivo investigar os valores ótimos de dois parâmetros de ensaio (dimensão do provete e nível de tensão) na realização de ensaios de reometria de corte dinâmico (DSR) em pastas de cimento Portland endurecidas. Os ensaios envolveram a aplicação de torção sob a forma de varrimentos de frequência isotérmica em barras retangulares com dimensões típicas de 2-3 mm de espessura, 3-10 mm de largura e 25-63 mm de comprimento, feitas de pasta de cimento com 50 dias de idade misturada com uma relação água/cimento de 0.40. Os parâmetros estudados não esgotam todos os envolvidos em um ensaio DSR, mas foram escolhidos como representativos dos principais fenômenos que devem ser observados. Embora os parâmetros considerados ótimos neste estudo não sejam universais, pois certamente dependem das especificidades do material e do reómetro utilizados, a metodologia para os investigar é geral e pode ser utilizada como um protocolo pré-teste antes de realizar quaisquer ensaios DSR em pastas de cimento endurecidas.

2. REOMETRIA DINÂMICA DE CORTE EM PROVETES SÓLIDOS

O objetivo de ensaios oscilatórios de reometria de corte dinâmico (DSR) em amostras sólidas é medir o módulo de corte complexo do material (G^*). Estes ensaios envolvem normalmente a aplicação de uma carga de torção harmónica oscilatória num provete para induzir um estado de tensão de corte e medir a deformação de corte resultante quando é atingido um estado estável de vibração. A resposta do provete também será harmónica (ou seja, a função de resposta terá a mesma forma que a função de carga) mas fora de fase em relação à carga (ou seja, deslocada no tempo), devido à parcela viscosa do comportamento viscoelástico. Os valores máximos da tensão de corte e da deformação de corte estão correlacionados com o grau de elasticidade do material e são utilizados, juntamente com o ângulo de fase, para calcular a magnitude da parte real do módulo complexo, denominada módulo de armazenamento, (G'). A fase entre a tensão e a deformação resulta dos processos viscosos que se desenvolvem no material e é utilizada para calcular a magnitude da parte imaginária do módulo complexo, ou seja, o módulo de perda (G''). Estas relações são resumidas na Eq. (1) e apresentadas esquematicamente na Figura 1.

$$G^* = G' + G'' \cdot i \rightarrow \begin{cases} G' = \sigma_{max} / \varepsilon_{max} \cdot \cos \delta \\ G'' = G' \cdot \tan \delta \end{cases} \quad (1)$$

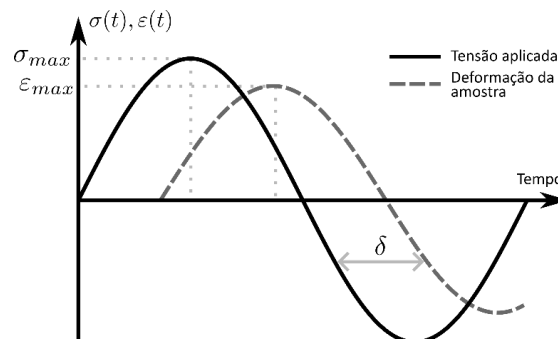


Figura 1. Representação da tensão aplicada e deformação medida durante um ensaio de DSR.

O módulo complexo, e sua quantidade recíproca “*compliance*” complexa, descrevem o comportamento viscoelástico do material de forma análoga ao módulo de relaxação ou função de fluência medidas nos métodos estáticos tradicionais. Enquanto os métodos estáticos medem o módulo de relaxação ou função de fluência ao longo do tempo, os ensaios de reometria dinâmica caracterizam o módulo complexo ou a conformidade ao longo de uma gama de frequências de carga. Transformações matemáticas podem,

teoricamente, interconverter o módulo complexo noutras funções viscoelásticas, como a função de fluência, que é mais usual no projeto de estruturas [7]. Isto constitui a base para a utilização dos resultados dos ensaios DSR para a caracterização viscoelástica de materiais. Discussões pormenorizadas sobre os aspetos teóricos e matemáticos do módulo complexo podem ser encontradas noutros locais [6], [14].

Para além da dependência da frequência da carga, o módulo complexo de materiais usualmente depende da temperatura e do nível de tensão aos quais o material está sujeito. Por isso, para caracterizar completamente o módulo complexo de um material, é necessário avaliar todas essas dependências, e os equipamentos para ensaios de DSR permitem a configuração de vários procedimentos de ensaio que combinam frequência de carga, temperatura, valores de tensão e deformação sob a forma de passos, rampas ou varrimentos. Normalmente, a caracterização DSR de materiais é efetuada com frequências de carga e temperaturas variáveis, em um nível fixo de tensão/deformação no qual é previamente identificado que o material se comporta linearmente com pequenas variações de tensão.

A Figura 2 apresenta os principais detalhes de um ensaio DSR em provetes sólidos. Os principais componentes do arranjo experimental são ilustrados esquematicamente na Figura 2a, e um experimento real realizado neste trabalho é apresentado na Figura 2b, consistindo num reómetro AR-G2 da TA Instruments [15]. Trata-se de um reómetro controlado por tensão e, por conseguinte, todas as discussões posteriores neste trabalho referem-se a este tipo de reómetro [16]. Neste reómetro, o provete sólido é mantido na posição de ensaio por dois dispositivos de fixação denominados geometrias. Os dispositivos representados foram feitos sob medida para testar provetes prismáticos. A fixação do provete aos dispositivos é feita por parafusos de fixação superior e inferior que, quando apertados, atuam como garras ao empurrar blocos de fixação móveis contra o provete e o provete contra blocos de fixação fixos que servem para minimizar a excentricidade entre os eixos longitudinais do dispositivo e o provete. A geometria inferior é fixada ao corpo do reómetro, no qual uma célula de carga em série pode medir as forças normais ao qual o provete pode estar eventualmente submetido durante o ensaio. O dispositivo superior é fixado ao eixo do reómetro, que está ligado ao motor de carga e sensor de deslocamento angular [15]. Para permitir a montagem de provetes de diferentes comprimentos, a posição vertical da geometria superior é ajustável com uma precisão de 1 μm .

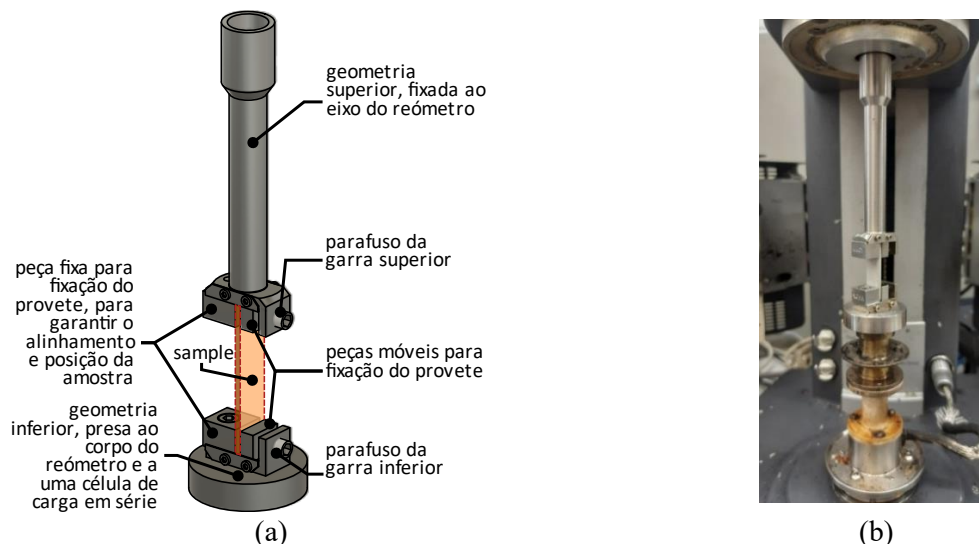


Figura 2. DSR em provetes de pasta de cimento endurecidos: (a) esquema; (b) ensaio real.

A geometria do provete influencia significativamente nas medições durante um ensaio DSR. Isso advém das equações utilizadas para converter as grandezas medidas durante o ensaio (força de corte e deslocamento) nas grandezas necessárias para cálculo dos módulos de armazenamento e de perda (tensão e deformação). Tais equações são baseadas na solução analítica para o problema de torção de barras com secção transversal retangular proposta por Saint-Venant, onde assume-se que as extremidades das barras estão livres para deformar fora de seu plano, tal como requerido para o

equilíbrio de tensões [17]. No entanto, as geometrias de fixação apresentadas na Figura 2 não permitem tal deformação nas extremidades do provete, alterando o estado de tensão do provete e, em última análise, levando ao cálculo de um módulo complexo artificialmente aumentado. O motivo decorre de o comprimento entre secções efetivamente livres para deformar fora de seu plano passar a ser menor do que a distância entre as garras das geometrias, que é a quantidade utilizada nas equações de conversão de força em tensão e deslocamento em deformação pelo equipamento [18], [19], [20]. Dependendo do rácio de aspeto do provete, diferentes factores de correção para lidar com este fenómeno podem ser encontrados na literatura [19], [21].

3. METODOLOGIA

Foram realizadas duas campanhas de ensaios para identificar valores ótimos para dois parâmetros de ensaio, clarificando o seu impacto nos ensaios DSR em provetes retangulares de pasta de cimento endurecida e estabelecendo as gamas de valores recomendadas. As campanhas estão resumidas no Quadro 1. Na idade dos ensaios DSR, que foi de 50 dias, as propriedades mecânicas da pasta de cimento foram estimadas a partir de provetes cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura nos seguintes valores e utilizando protocolos das seguintes normas, adaptados a pastas de cimento: resistência média à compressão de 53 MPa com um desvio padrão de 1.28 MPa, pela EN 12390-3 [22]; resistência média à tração por compressão diametral de 4 MPa com um desvio padrão de 0.1 MPa, pela ASTM C469-11 [23]; módulo de elasticidade médio através de ensaios de compressão de 19.98 GPa com um desvio padrão de 0.6 GPa, pela NP EN 12390-13 [24]. Assumindo um coeficiente de Poisson típico de 0.20 para pastas de cimento endurecidas [7], as medições do módulo de elasticidade permitiram estimar um módulo de cisalhamento de armazenamento expectável de aproximadamente 8.3 GPa, tomado como valor de referência para analisar a validade dos resultados do ensaio. Todas as medições do módulo foram corrigidas para considerar os efeitos de restrição na extremidade do provete usando dois critérios de correção complementares, como recomendado em [19], onde podem ser encontrados mais detalhes.

Quadro 1. Resumo dos ensaios realizados.

<i>Parâmetro de teste investigado</i>	<i>Tipo de varredura</i>	<i>Número de amostras</i>	<i>Dimensão do provete (espessura × largura × comprimento) [mm]</i>	<i>Frequência de carga [Hz]</i>	<i>Nível de tensão de corte [MPa]</i>
Dimensão do provete	Frequência	9	Ver Quadro 2	1 a 10	0.5
Nível de tensão	Tensão	1	2.54×3.64×35.927	1	0.02 a 2.5

A pasta de cimento foi produzida com um cimento CEM II/B-L 32,5 N [25], uma relação água/cimento de 0.40, e 1% de superplastificante MasterGlenium SKY 617 para a massa de cimento. Foi utilizada uma mistura a alta velocidade de acordo com a norma ASTM C1738-11 [26]. Após a moldagem, os provetes foram deixados a curar em condições seladas durante 24 horas a 20 °C e uma humidade relativa de 60±5%. Depois, os provetes foram desmoldados e deixados a curar em água saturada de cal durante 30 dias. Antes do ensaio, os provetes foram secos à superfície com uma toalha de papel, serrados à mão e lixados manualmente até atingirem a geometria final para o ensaio, para remover quaisquer heterogeneidades superficiais. A ocorrência de exsudação não foi evidente nos provetes testados. Por fim, os provetes foram deixados a secar ao ar durante dez dias junto ao reómetro para atingir o equilíbrio de humidade interna com o ambiente de ensaio.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Dimensão do provete

A Figura 3 apresenta os resultados do ensaio de varrimento em frequência com provetes de diversas dimensões, conforme resumido no Quadro 2 que apresenta as principais informações geométricas,

Determinação dos parâmetros de ensaio para a caracterização viscoelástica de pastas de cimento endurecidas com Reometria de Corte Dinâmico

incluindo diferentes rácios de aspeto relevantes e a rigidez de torção estimada. No Quadro 2, o comprimento nominal se refere à distância entre as garras das geometrias, isto é, ao comprimento nominal de torção ainda não corrigido para considerar eventuais efeitos de restrição nas extremidades dos provetes.

Quadro 2. Informação geométrica dos provetes.

Provete	Espessura – t [mm]	Largura – w [mm]	Comprimento nominal – L_{nom} [mm]	Rácio de aspeto			Rigidez à torção estimada [Nm/rad]
				w/t	L_{nom}/w	L_{nom}/t	
01	2.54	3.64	45.115	1.43	12.39	17.76	2.04
02	2.54	3.64	27.353	1.43	7.51	10.77	3.58
03	2.54	3.64	20.391	1.43	5.60	8.03	4.96
04	2.54	3.64	12.09	1.43	3.32	4.76	7.47
05	2.44	7.12	33.897	2.92	4.76	13.89	8.78
06	2.46	12.16	43.597	4.94	3.59	17.72	14.50
07	2.54	10.52	19.027	4.14	1.81	7.49	30.75
08	2.5	12.22	29.161	4.89	2.39	11.66	22.83
09	2.26	12.04	20.087	5.33	1.67	8.89	26.45

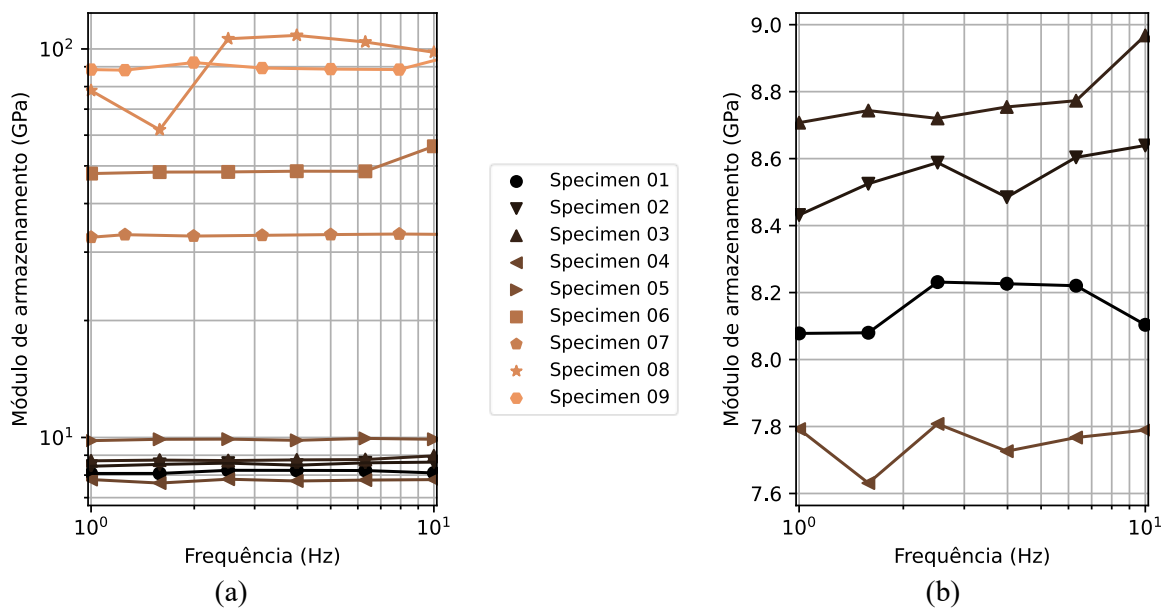


Figura 3. Dependência do módulo de armazenamento na frequência de carga para diferentes geometrias (ver Quadro 2): (a) todos os provetes; (b) visão aproximada nos provetes mais esbeltos.

A Figura 3a indica que os provetes com a rigidez de torção mais elevada (por exemplo, os provetes 06 a 09) estavam associados a um módulo de cisalhamento de armazenamento irrealisticamente elevado, cerca de uma ordem de grandeza acima do valor esperado de 8.3 GPa. A rigidez de torção estimada para estes provetes foi superior a 15 Nm/rad (ver Quadro 2), o que representa pelo menos 10% da rigidez das geometrias do reómetro. A discrepância destes resultados para os demais pode vir de duas origens: contribuições sub-corrigidas da rigidez das geometrias do reómetro nas grandezas medidas durante o ensaio; efeitos de fixação nas extremidades do provete, cuja influência em provetes rígidos passa a ser tão significativa que o sistema mecânico real não pode ser mais representado pela solução analítica de uma barra sob torção simples com extremidades livres para deformar. Em relação a este segundo ponto, é de se salientar que todos os resultados apresentados já foram corrigidos para levar em conta estes efeitos, o que significa que os provetes 06 e 09, mesmo após tal correção, continuaram a apresentar resultados irrealistas.

Os provetes 01 a 05, cuja rigidez à torção era inferior a 9 Nm/rad (ver Quadro 2), apresentaram módulo de armazenamento dentro de uma gama razoável de valores, de 7.8 GPa a 8.8 GPa (Figura 3b). Essa dispersão entre provetes é aceitável, ao se considerar ensaios similares realizados em outros materiais

[27]. Assim, a rigidez à torção de 9 Nm/rad pode ser considerada um valor máximo acima do qual os provetes são demasiado rígidos para serem testados no reómetro utilizado.

A Figura 4 apresenta visualmente a relação entre os diferentes rácios de aspeto geométricos, a rigidez à torção, e os grupos de provetes que resultaram e não resultaram em medidas realistas. Os rácios de aspeto w/t e L_{nom}/w estão fortemente correlacionadas com a rigidez de torção. A minimização de w/t e a maximização de L_{nom}/w , dentro dos limites impostos pela produção do provete, podem ser tidas como objetivo ao definir a geometria do provete. O rácio de aspeto L_{nom}/t não pareceu relevante para determinar se o provete conduziria a medições realistas, pois apesar de seu valor máximo ter sido no provete 6, os provetes subsequentes (7 a 9) possuíram rácios menores, apesar de terem rigidezes à torção maiores, que aparenta ser o principal fator a ser levado em consideração neste caso.

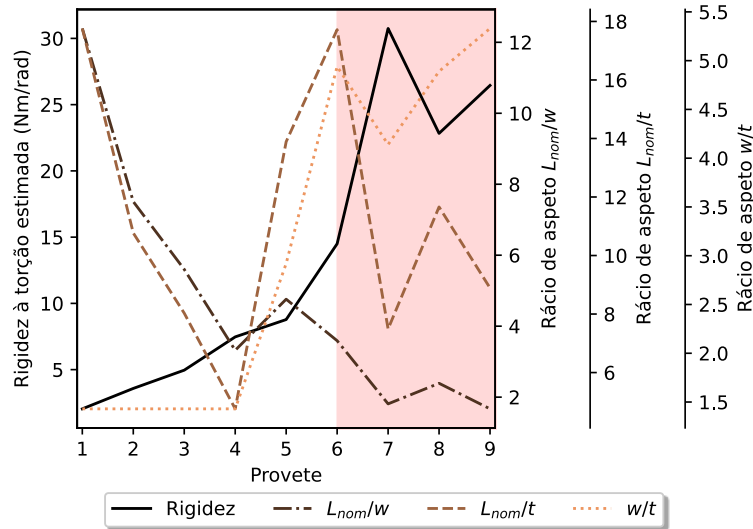


Figura 4. Relação entre rácios de aspeto geométricos e rigidez à torção dos provetes testados. A região em vermelho-claro marca os provetes que não resultaram em medidas realistas.

4.2 Nível de tensão

A Figura 5 mostra os resultados dos ensaios de varrimento de tensão realizados a 1 Hz. Neste ensaio, uma carga harmônica de 1 Hz foi aplicada continuamente à amostra, e a amplitude de tal carga harmônica foi variada nos incrementos mostrados na Figura 5. Os seguintes critérios foram analisados na investigação da gama de tensões ideal para testes: a qualidade dos sinais de força e deslocamento registados pelo reómetro durante as medições, que deveriam ser, idealmente, ondas harmônicas puras; a tendência geral dos módulos com a variação da tensão, que deveria formar uma curva suave sem transições abruptas dado que o ensaio se assenta nas suposições de homogeneidade, integridade, e ausência de transformações significativas no material durante a medição; o valor numérico do módulo de armazenamento, que deveria estar próximo ao valor estimado de 8.3 GPa na idade de ensaio. Com base nestes critérios, a gama de tensões ideal para os ensaios foi identificada como sendo aquela dentro do intervalo destacado a verde claro na Figura 5, estando limitada por duas regiões: uma gama de tensões baixas, inferior a 0.02 MPa, e uma gama de tensões altas, superior a 0.8 MPa.

Na região de tensões baixas (abaixo de 0.02 MPa), o ruído de fundo do equipamento pode ter afetado significativamente as medições, levando a uma elevada variabilidade nas estimativas dos módulos, especialmente no módulo de perda. Neste intervalo de tensões, os sinais de torção registados durante o ensaio foram ondas sinusoidais limpas, como seria desejável, mas os sinais de deslocamento da amostra apresentavam um ruído significativo. O limiar de 0,02 MPa na Fig. 4 foi associado a um binário de oscilação de 100 μNm , consideravelmente acima do binário de oscilação mínimo do reómetro de 0.003 μNm [15], e a um deslocamento angular de 40 μrad . Embora o fabricante declare que a resolução de deslocamento do sistema é de 25 nrad [15], não foi possível encontrar qualquer informação sobre o deslocamento mínimo mensurável, que pode depender do nível de ruído elétrico do sistema e do circuito

elétrico que o alimenta, entre outros fatores. Isto pode significar que 40 μrad seja o nível mínimo de deslocamento acima do qual o reômetro utilizado nas condições deste trabalho fornece medições fiáveis. Na região de tensão elevada (acima de 0,8 MPa), fenômenos como comportamento viscoelástico não-linear, microfissuração elevada, e dano generalizado ao material, podem estar na origem da diminuição acentuada do módulo de armazenamento, realçada no gráfico inserido na parte superior esquerda, e da tendência errática do módulo de perda. Neste limiar superior, o binário de torção foi de 3981 μNm , consideravelmente abaixo do binário máximo de 200000 μNm especificado pelo fabricante do equipamento, e o deslocamento angular foi de 1480 μrad [15]. Assim, as tendências observadas nesta gama de valores não parecem estar relacionadas com limites de funcionamento do equipamento, mas sim com o comportamento da própria amostra.

Ambos os módulos parecem atingir uma tendência estável numa gama de tensões de corte oscilatórias entre 0,02 MPa e 0,80 MPa, correspondendo a deformações angulares entre 3×10^{-6} e 9×10^{-5} . Dentro desta gama, pode ser observada uma tendência marginal de aumento do módulo de perda e diminuição do módulo de armazenamento em função do aumento da tensão de corte, com uma redução total de aproximadamente 3%. A ausência de um claro patamar no qual os módulos permanecem constantes para diferentes valores de tensão de corte sugere a inexistência de uma gama de tensões na qual o material tenha um comportamento viscoelástico linear ideal. Este fato já foi considerado em alguns modelos para o comportamento viscoelástico de materiais cimentícios [28], [29]. No entanto, considerando a reduzida magnitude desta variação, tal não-linearidade pode ser seguramente ignorada em muitas situações práticas, como é usual na literatura. Considerando que a resistência à tração estimada da pasta de cimento era de 4 MPa, esta gama de valores de tensão parece estar de acordo com a gama esperada para a viscoelasticidade linear de materiais cimentícios, tipicamente considerada como inferior a 40% da resistência última [30].

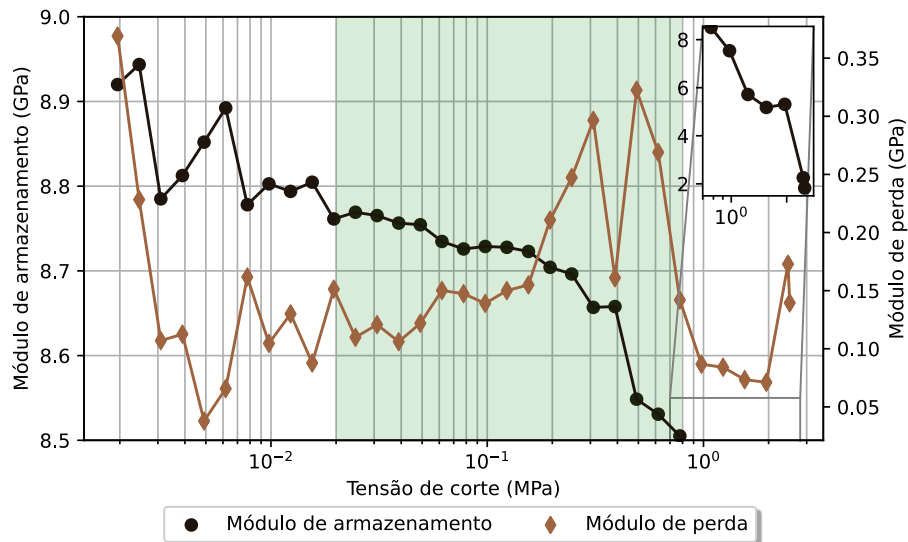


Figura 5. Dependência do módulo de armazenamento no nível de tensão de corte, a 1 Hz.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou uma investigação experimental dos valores ótimos de alguns parâmetros do ensaio de reometria de corte dinâmico (DSR) para pastas de cimento endurecidas ensaiadas como barras milimétricas retangulares. Os valores ótimos identificados dependem, naturalmente, do modelo de reômetro utilizado (neste trabalho, um reômetro AR-G2 controlado por tensão [15]) e do material considerado (neste trabalho, uma pasta de cimento com 50 dias de idade, constituída por cimento CEM II/B-L 32,5 N numa relação água/aglomerante de 0,4, e mantida em condições de equilíbrio higrotérmico com o ambiente do ensaio). No entanto, a metodologia apresentada pode ser utilizada como rotina de pré-teste para a realização de ensaios DSR em qualquer tipo de pasta de cimento endurecida e reômetro.

Relativamente aos dois parâmetros de ensaio avaliados, podem ser delineadas as seguintes conclusões:

- 1) A dimensão ideal dos provetes é definida de forma mais útil em termos de rácios de aspeto, considerando-se a necessidade de se minimizar a rigidez torcional para reduzir a influência nas medições da rigidez do instrumento e dos efeitos de fixação nas extremidades dos provetes. Isto pode ser conseguido minimizando os rácios w/t e maximizando L_{nom}/w .
- 2) O nível de tensão de corte recomendado foi limitado inferiormente pelo ruído do equipamento e superiormente pelo desenvolvimento de processos indesejáveis no material, como dano. Um intervalo entre 0.02 MPa e 0.80 MPa, que correspondeu a deformações de corte entre 3×10^{-6} e 9×10^{-5} , conduziu a valores estáveis de módulos de armazenamento e perda. Nesse intervalo, apesar de os módulos não serem puramente independentes do nível de tensão (decréscimo do módulo de armazenamento e aumento do módulo de perda com o aumento da tensão), a variação observada pode ser pequena o suficiente para viabilizar a consideração da hipótese de comportamento viscoelástico linear ideal para o material.

A utilização de reometria de corte dinâmico para estudos em pasta de cimento ainda requer a caracterização de outros aspetos metodológicos, como reprodutibilidade, repetibilidade, e outras variáveis de teste (ex. frequência e temperatura). Estes temas são objetos de estudos atualmente em andamento.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pela FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito da Unidade de I&D Instituto para a Sustentabilidade e Inovação em Engenharia de Estruturas (ISISE), com a referência UIDB/04029/2020 (doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020), e no âmbito do Laboratório Associado de Produção Avançada e Sistemas Inteligentes ARISE com a referência LA/P/0112/2020. Este trabalho é financiado por fundos nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia, ao abrigo do contrato de bolsa UI/BD/153378/2022 atribuído ao 1º autor.

REFERÊNCIAS

- [1] J. M. Pelletier, C. Gauthier, and L. Chazeau, “Mechanical spectroscopy: Some applications to material science,” *International Journal of Materials and Product Technology*, vol. 26, no. 3–4, pp. 312–325, 2006, doi: 10.1504/ijmpt.2006.009472.
- [2] K. P. Menard, *Dynamic Mechanical Analysis*, 1st ed. Boca Raton: CRC Press, 2008. doi: 10.1201/9781420053135.
- [3] Z. Hu, A. Hilaire, J. Ston, M. Wyrzykowski, P. Lura, and K. Scrivener, “Intrinsic viscoelasticity of C-S-H assessed from basic creep of cement pastes,” *Cem Concr Res*, vol. 121, no. August 2018, pp. 11–20, 2019, doi: 10.1016/j.cemconres.2019.04.003.
- [4] F. Wittmann, “Creep and Shrinkage Mechanisms,” in *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*, no. 1, Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, Eds., John Wiley & Sons, 1982, pp. 129–161.
- [5] M. Vandamme *et al.*, “Creep Properties of Cementitious Materials from Indentation Testing: Significance, Influence of Relative Humidity, and Analogy Between C-S-H and Soils,” in *Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete*, Reston, VA: American Society of Civil Engineers, Sep. 2013, pp. 48–61. doi: 10.1061/9780784413111.005.
- [6] R. M. Christensen, *Theory of Viscoelasticity*, 2nd ed. New York: Dover Publication, 2003.
- [7] F. Evangelista Junior, F. C. Macedo, and M. M. Farias, “A methodology to assess the evolution of viscoelastic properties of hardened cement pastes through dynamic mechanical analysis,” *Constr Build Mater*, vol. 226, pp. 849–858, 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.07.268.
- [8] G. Foray-Thevenin, G. Vigier, R. Vassouille, and G. Orange, “Characterization of cement paste by dynamic mechanical thermo-analysis: Part I: Operative conditions,” *Mater Charact*, vol. 56, no. 2, pp. 129–137, 2006, doi: 10.1016/j.matchar.2005.10.007.

- [9] O. H. Wallevik, D. Feys, J. E. Wallevik, and K. H. Khayat, "Avoiding inaccurate interpretations of rheological measurements for cement-based materials," *Cem Concr Res*, vol. 78, pp. 100–109, 2015, doi: 10.1016/j.cemconres.2015.05.003.
- [10] Y. W. D. Tay, Y. Qian, and M. J. Tan, "Printability region for 3D concrete printing using slump and slump flow test," *Compos B Eng*, vol. 174, 2019, doi: 10.1016/j.compositesb.2019.106968.
- [11] W. M. GROENEWOUD, "DYNAMIC MECHANICAL ANALYSIS," in *Characterisation of Polymers by Thermal Analysis*, Elsevier, 2001, pp. 94–122. doi: 10.1016/B978-044450604-7/50005-4.
- [12] J. Zhu, M. Z. Alavi, J. Harvey, L. Sun, and Y. He, "Evaluating fatigue performance of fine aggregate matrix of asphalt mix containing recycled asphalt shingles," *Constr Build Mater*, vol. 139, pp. 203–211, 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.02.060.
- [13] P. H. Foss, "Rectangular torsion of thin polymeric materials: A modification of the rheometrics system four," *Journal of Vinyl Technology*, vol. 8, no. 3, pp. 138–141, 1986, doi: 10.1002/vnl.730080311.
- [14] J. D. Ferry, *Viscoelastic Properties of Polymers*, 3rd ed. Wiley, 1980.
- [15] TA Instruments, "AR-G2/AR 2000ex Operator's Manual," 2008.
- [16] A. J. Franck, "Understanding Instrument Compliance Correction in Oscillation - APN013e," 2005.
- [17] A. E. H. Love, *A treatise on the Mathematical Theory of Elasticity*, Second edition. Cambridge: Cambridge University Press, 1906.
- [18] C. Dessi *et al.*, "Analysis of dynamic mechanical response in torsion," *J Rheol (N Y N Y)*, vol. 60, no. 2, pp. 275–287, Mar. 2016, doi: 10.1122/1.4941603.
- [19] A. Franck, "Evaluation of the correct Modulus in Rectangular Torsion - APN024," 2007.
- [20] S. Timoshenko and J. N. Goodier, *Theory of Elasticity*, Second edition. New York: McGraw-Hill Book Company, 1951.
- [21] I. Szabó, *Höhere Technische Mechanik.- Nach Vorlesungen*. Berlin: Springer-Verlag, 1956.
- [22] CEN, "EN 12390-3:2002 - Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens," 2002.
- [23] ASTM, "ASTM C469 - 11: Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens," 2004.
- [24] CEN, "EN 12390-13:2014 - Testing hardened concrete - Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression," 2014.
- [25] CEN, "EN 196-3:2005 +A1:2008 - Methods of testing cement - Part 3: Determination of setting times and soundness," 2005.
- [26] ASTM, "ASTM C1738 - 11: Standard Practice for High-Shear Mixing of Hydraulic Cement Pastes," 2011. doi: 10.1520/C1738-11A.
- [27] J. Schalnath, D. G. Gómez, L. Daelemans, I. De Baere, K. De Clerck, and W. Van Paepegem, "Influencing parameters on measurement accuracy in dynamic mechanical analysis of thermoplastic polymers and their composites," *Polym Test*, vol. 91, p. 106799, Nov. 2020, doi: 10.1016/j.polymertesting.2020.106799.
- [28] P. Klug and F. Wittmann, "Activation energy and activation volume of creep of hardened cement paste," *Materials Science and Engineering*, vol. 15, no. 1, pp. 63–66, Jul. 1974, doi: 10.1016/0025-5416(74)90030-5.
- [29] A. Sellier, S. Multon, L. Buffo-Lacarrière, T. Vidal, X. Bourbon, and G. Camps, "Concrete creep modelling for structural applications: non-linearity, multi-axiality, hydration, temperature and drying effects," *Cem Concr Res*, vol. 79, pp. 301–315, Jan. 2016, doi: 10.1016/j.cemconres.2015.10.001.
- [30] Z. P. Bažant and M. Jirásek, *Creep and Hygrothermal Effects in Concrete Structures*, vol. 225. in *Solid Mechanics and Its Applications*, vol. 225. Dordrecht: Springer Netherlands, 2018. doi: 10.1007/978-94-024-1138-6.

Investigação experimental sobre diferentes configurações de ancoragem com laminados de CFRP no reforço de elementos de betão armado

J. Abrantes¹

V. Lúcio²

M. Ferreira³

RESUMO

O uso do reforço colado externamente (*Externally Bonded Reinforcement* – EBR) em estruturas de betão armado – BA, com polímero reforçado com fibras de carbono (*Carbon Fiber Reinforced Polimer* – CFRP), enfrenta desafios na conformidade com os padrões de engenharia. Isto é atribuído à falha prematura por descolamento, que restringe a aplicabilidade do método de colagem simples, incapaz de aproveitar plenamente o alto desempenho da resistência à tração do CFRP. Consequentemente, há um foco crescente em estudos para aprimorar o reforço com laminado, através de ancoragens adicionais na interface CFRP-betão, visando melhorar sua resistência final. Bank *et al.* [2], por exemplo, propuseram uma técnica de ancoragem por fixação mecânica (*Mechanically Fastened* – MF). Esta abordagem apresenta-se como solução potencial, pois proporciona uma melhor transferência de tensão entre o betão e o CFRP através do fixador, porém foi verificado em experimentos laboratoriais que este sistema possui limitações relacionadas com a tensão gerada pela força em torno da região do furo, havendo ali uma falha por cisalhamento do laminado. Além disso, o MF- CFRP requer que sejam realizados furos nas peças, para que os fixadores sejam instalados com a resina, aderindo também o laminado, o furo por sua vez, pode ser um problema pois a sua localização depende da posição da armadura interna do elemento estrutural.

Dessa forma, o presente artigo discute os resultados de uma campanha experimental conduzida no Laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciência e Tecnologia – NOVA, com o objetivo de investigar o comportamento interfacial através de testes de cisalhamento direto realizados em laminados de CFRP colados a prismas de BA por meio de ancoragens com aumento do mesmo material na região de ancoragem, dispostas de acordo com diferentes layouts. Os ensaios permitiram avaliar o comportamento das disposições das camadas de laminado, principalmente em termos de capacidade de carga, distribuição de deformação do CFRP e mecanismo de danos.

Palavras-chave: betão armado; sistema de ancoragem; técnica de reforço; CFRP

1. INTRODUÇÃO

A deterioração de elementos estruturais, erros de projeto ou execução, sismos, ou alterações da sobrecarga, frequentemente requerem o reforço estrutural para garantir a segurança dos edifícios. Polímeros Reforçados com Fibra (PRF) tornaram-se atrativos devido à sua leveza, fácil instalação, alta resistência à tração e durabilidade. Duas principais técnicas de reforço estrutural com PRF são o

¹ Universidade Federal do Pará, Brasil - jedsonabrantes@gmail.com

² Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa - vjgl@fct.unl.pt

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, adriana.azevedo@tecnico.ulisboa.pt

Externally Bonded Reinforcement (EBR) e o *Near Surface Mounted* (NSM) [6,9]. A primeira delas será abordada nesta pesquisa, e consiste em colar fibra (em manta ou laminado de CFRP) externamente ao elemento estrutural com resina adesiva. A sua eficácia depende da aderência entre o PRF e o betão, sendo essa a variável mais crítica da análise. A resistência da camada superficial do betão, geralmente degradada, e o estado da sua superfície influenciam o desempenho do reforço, assim podem ocorrer falhas prematuras por descolamento, impedindo a mobilização total da capacidade mecânica do reforço [3,8].

O reforço de estruturas é mais económico do que a substituição de partes danificadas, motivo pelo qual muitas pesquisas nas últimas décadas se focaram em melhorar a técnica EBR [5,6,8]. Surgiram novas técnicas, como o reforço mecanicamente fixado e ligado externamente (MF-EBR), que utiliza laminados de fibra de carbono colados e ancorados ao betão com âncoras de aço. Apesar do potencial, estas técnicas têm deficiências, como danos no betão durante a execução da ancoragem, limitações na instalação devido a armaduras internas congestionadas e problemas de concentração de tensões que levam ao deslizamento do laminado e perda de aderência. Pensando em alternativas que sejam mais eficientes do que a técnica EBR, e que não necessitem de furos para a fixação mecânica, este trabalho caracteriza três tipos de ancoragens para o sistema EBR utilizando camadas do próprio laminado de CFRP com layouts diferentes na região da ancoragem no betão. Perante este contexto, para a execução da técnica foi realizado o dimensionamento com base nas recomendações normativas do código americano ACI 440.2R [1], assim como fazendo uso do que é descrito no FIB Bulletin 90 [4] para encontrar o comprimento ideal de ancoragem do laminado.

A preparação adequada da superfície do betão é crucial para a instalação de um sistema EBR-CFRP e para retardar a falha de descolamento. É um processo que deve incluir a remoção do betão superficial, verificação de resistência e abertura dos poros. Os métodos comuns utilizados são jacto de areia, retificação, escovagem, esscarificação, jacto de granalha de aço ou bujardagem, cada um com suas vantagens e desvantagens em termos de rugosidade, custo, tempo de processamento e dificuldade de aplicação. Devido à complexidade e custos elevados, este método de reforço pode não ser prático para obras simples, logo, a pesquisa visa investigar a possibilidade de alcançar um bom desempenho do reforço com métodos mais acessíveis, utilizando ferramentas manuais, materiais leves e mão-de-obra não qualificada. A fim de testar as configurações de ancoragem já mencionadas, foi realizada uma campanha experimental conduzida no Laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciência e Tecnologia – NOVA.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental envolveu um total de 9 vigas compostas por dois blocos de betão unidos por uma junta rotulada de aço localizada na zona de compressão, no centro do vão, que foram submetidas a ensaios de flexão. A Fig. 1 ilustra o sistema de ensaio empregado em todos os testes. Como os blocos não têm conexões fixas entre si, o sistema permitiu que as forças de tração na flexão fossem diretamente resistidas pelo reforço, possibilitando a avaliação efetiva das ancoragens. Este artigo apresenta os resultados do programa experimental, com ênfase na avaliação do comportamento da interface CFRP-betão, variando alguns parâmetros-chave, como o uso de uma camada transversal na região inicial da ancoragem. As seções seguintes fornecem uma descrição detalhada dos corpos de prova e materiais de ensaio, layouts de reforço e instrumentação.

2.1 Materiais, Preparação das Amostras e Instrumentação

Os blocos que formam as vigas foram fabricados pela Concremat – Pré-fabricação e Obras Gerais, S.A., sob controle de qualidade. Cada um dos 18 blocos, de betão (C30/37) e aço (A500NR), possui 8 varões longitudinais de $\varnothing 10$ mm e 5 estribos de $\varnothing 8$ mm a cada 100 mm. Com dimensões de 300 mm x 300 mm x 600 mm. Quando unidos em pares, formaram vigas com secção quadrada e comprimento total de 1240 mm, devido a um espaço de 40 mm entre os blocos para o encaixe da rótula de flexão. As vigas foram nomeadas conforme o tipo de ancoragem: R - viga sem ancoragem mecânica (R – referência);

FC - viga com ancoragem de fibra com dimensões de 200 x 300 mm (FC – Fibra com maior largura);
 FT - viga com ancoragem de fibra com dimensões de 200 x 300 mm (FT – Fibra com maior largura e lâmina transversal).

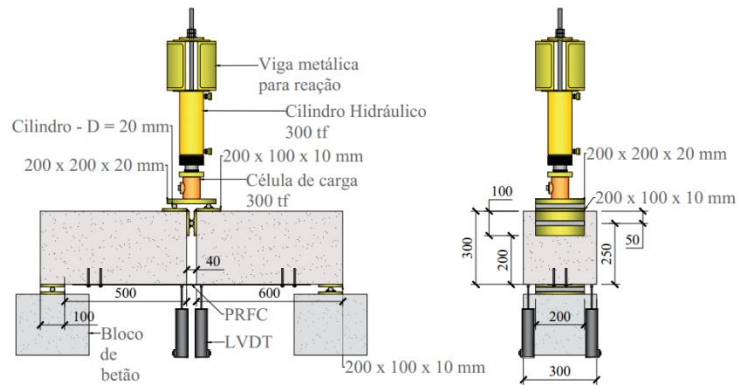


Figura 1. Sistema de ensaio utilizado para todos os testes.

Quanto à instrumentação, as vigas que foram submetidas à flexão em quatro pontos, tiveram comprimento de 140 mm de distância entre os pontos de carga na zona central, e vão entre os apoios de 1140 mm. Para estudar o comportamento carga-deformação, os valores da deformação no meio do vão e a carga aplicada foram registrados com o auxílio de dois LVDTs e uma célula de carga, respetivamente, que forneceram dados ao sistema de aquisição, Spider 8. O processo de aplicação da carga foi controlado por meio de uma bomba hidráulica manual, operada por um único membro da equipe técnica. Essa abordagem permitiu o controle da força aplicada, garantindo uma taxa de carregamento constante de 5 kN por minuto.

Para medir as deformações no reforço, foram utilizados extensômetros de resistência ao longo de todo o comprimento do laminado. Esse método de medição é eficaz para captar as variações nas extensões que ocorrem devido às tensões aplicadas no material de reforço, fornecendo dados precisos sobre o comportamento do laminado sob carga. A aplicação dos extensômetros ao longo de toda a extensão do reforço permite uma análise mais completa e detalhada da distribuição de tensões, identificando áreas de concentração de esforços e contribuindo para o monitoramento da integridade estrutural. Essa abordagem é crucial para assegurar que o laminado esteja atuando conforme projetado, evitando falhas prematuras e otimizando o desempenho do reforço estrutural. Na Fig. 2, os pontos vermelhos numerados são as localizações dos extensômetros.

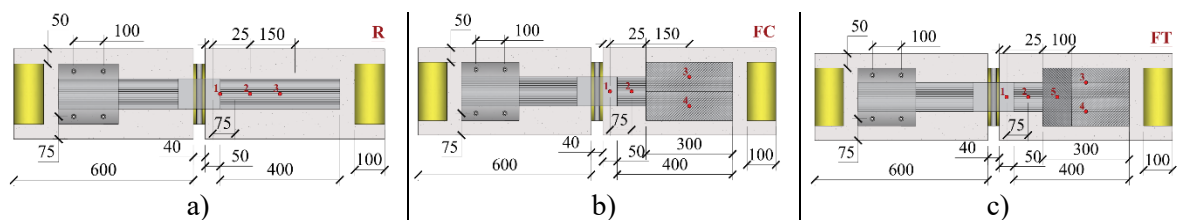


Figura 2. Configuração das vigas de acordo com o sistema de ancoragem: a) referência – R; b) aumento da largura com fibra – FC; c) aumento da largura e lâmina transversal – FT. Os pontos vermelhos numerados representam a localização dos extensômetros colados nos laminados.

2.2 Mecanismo de ancoragem

2.2.1 Superfície do betão

No programa de testes, foram estudados dois métodos de preparação da superfície do betão: retificação (RT) e escovagem (ES), conforme é mostrado na Fig. 3. A preparação envolve a remoção da camada superficial do betão para obter uma superfície limpa, saudável e com a rugosidade adequada, expondo os agregados. O RT é um método mecânico que utiliza eixos giratórios com mó cônica abrasiva para remover a camada superficial até os agregados se tornarem visíveis. Já o ES consiste na limpeza da superfície com uma escova de arame torcido para remover partículas soltas. Em seguida foi realizada a

limpeza com jato de água para eliminar detritos e poeira, garantindo uma boa aderência entre o betão e o sistema de reforço. Ambos os métodos são fáceis de aplicar, e as etapas subsequentes foram realizadas após a secagem das peças.

2.2.2 Laminados de CFRP e adesivo epóxi

As tiras laminadas de CFRP (S&P C-Laminate) usadas no experimento são feitas de fibras de carbono unidirecionais com matriz de resina epóxi vinil éster, produzidas pela S&P Clever Reinforcement Ibérica, Lda. com módulo de elasticidade standard mínimo de 170 GPa e resistência mínima à tração de 2800 MPa. Com superfície externa lisa e teor de volume de fibra de cerca de 70%, as tiras têm 100 mm de largura e 1,2 mm de espessura. O adesivo epóxi (S&P Resin 220), do mesmo fornecedor, foi usado para fixar o reforço ao betão, misturando-se na proporção 2:1 (resina e endurecedor).

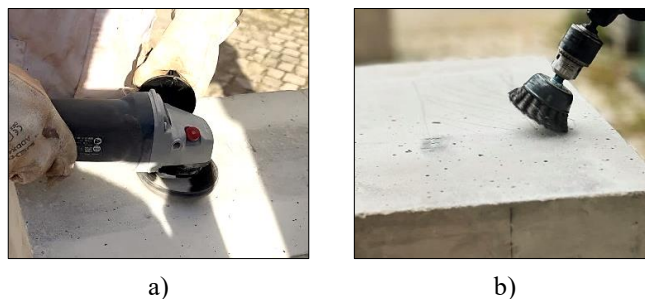


Figura 3. Métodos de preparo da superfície do betão: a) método de retificação; b) método de escovação.

2.2.3 Montagem das vigas e fixação do reforço

Cada viga foi montada com dois blocos de betão e espaçadores metálicos que mantiveram uma distância de 40 mm entre os blocos, e chapas superiores que permitiram a aplicação do esforço de flexão. Na parte inferior, foi colada uma tira de laminado de 940 mm de comprimento, com 450 mm sob cada bloco (Fig. 4). Um lado do sistema foi melhor ancorado do que o outro, para testar a eficiência da âncora menos resistente, logo, uma extremidade do laminado recebeu uma chapa, que foi fixada mecanicamente no bloco com varões roscados e colada com resina.

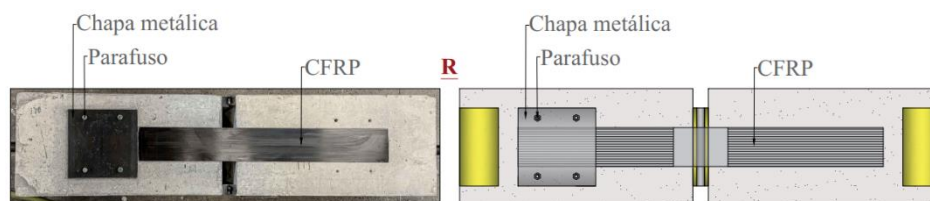


Figura 4. Configuração de ancoragem de referência (R) para os testes do CFRP.

Nos blocos os sistemas de ancoragem foram realizados da seguinte forma: (i) para as peças de referência (R), houve a colagem simples obedecendo às recomendações do fabricante, e após o período de 24 horas, a resina estava pronta para o ensaio; (ii) para as peças com sobreposição de camadas de laminados na região de ancoragem (FC, FT), a colagem ocorreu como nas peças R, e no mesmo período da resina, porém seguindo uma ordem de sobreposição de camadas, conforme é ilustrado na Fig. 5, onde os números indicados representam a sequência de aplicação, sendo: 1 para a primeira lâmina colada; 2 para segunda; 3 para e terceira; e 4 para a última, sendo está a única lâmina aplicada de forma perpendicular às demais.

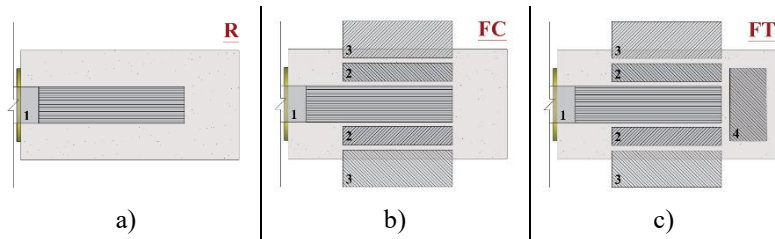


Figura 5. Configuração de colagem dos laminados: a) R - colagem de uma lâmina principal à superfície do betão; b) FC - colagem de uma lâmina principal (100 mm de largura) e 2 lâminas laterais (50 mm de largura cada) à superfície do betão, com mais 2 lâminas (100 mm de largura cada) coladas sobre as 3 lâminas anteriores; c) FT – idêntico a FC, com mais 1 lâmina perpendicular às demais (100 mm de largura) colada sobre as 5 lâminas anteriores.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Cargas finais e modos de rotura

No Quadro 1 estão apresentados as capacidades de carga e os modos de rotura dos modelos ensaiados. Deve-se ressaltar que o sistema de ensaio foi idealizado de forma a que as solicitações fossem direcionadas apenas ao reforço, permitindo assim analisar o desempenho destes de acordo com as ancoragens propostas. Portanto, os modos de rotura aqui descritos não consideram a armadura interior dos blocos, nem a resistência à tração e à compressão do betão. Além disso, na Fig. 6 é possível observar os aspetos de rotura de cada uma das peças ensaiadas.

Quadro 1. Principais resultados obtidos nos ensaios de ancoragem.

Viga	Ancoragem	$P_{Descol.}$ [kN]	P_u [kN]	$P_{u.méd}/P_{ref.méd}$	Modo de Rotura
R 1	Resina	41	41	1,00	Descolamento do betão à superfície.
R 2		35	35		
R 3		32	32		
FC 1	Resina + 4 lâminas extras	40	89	2,39	Cisalhamento longitudinal da lâmina de sobreposição e descolamento da lâmina principal
FC 2		40	84		
FC 3		40	85		
FT 1	Resina + 5 lâminas extras	50	100	2,92	Cisalhamento longitudinal da lâmina de sobreposição, e descolamento da lâmina principal
FT 2		42	120		
FT 3		42	95		

Obs: Dimensões dos laminados principais: largura $b = 100$ mm; espessura $e = 1,2$ mm; comprimento $l = 940$ mm;
 $P_{Descol.}$: carga de descolamento da ancoragem nos modelos R, carga de descolamento do início da ancoragem nos modelos FC e FT;
 P_u : carga última;
 $P_{u.méd}/P_{ref.méd}$: razão entre a carga última média das ancoragens e a carga última média das ancoragens de referência.

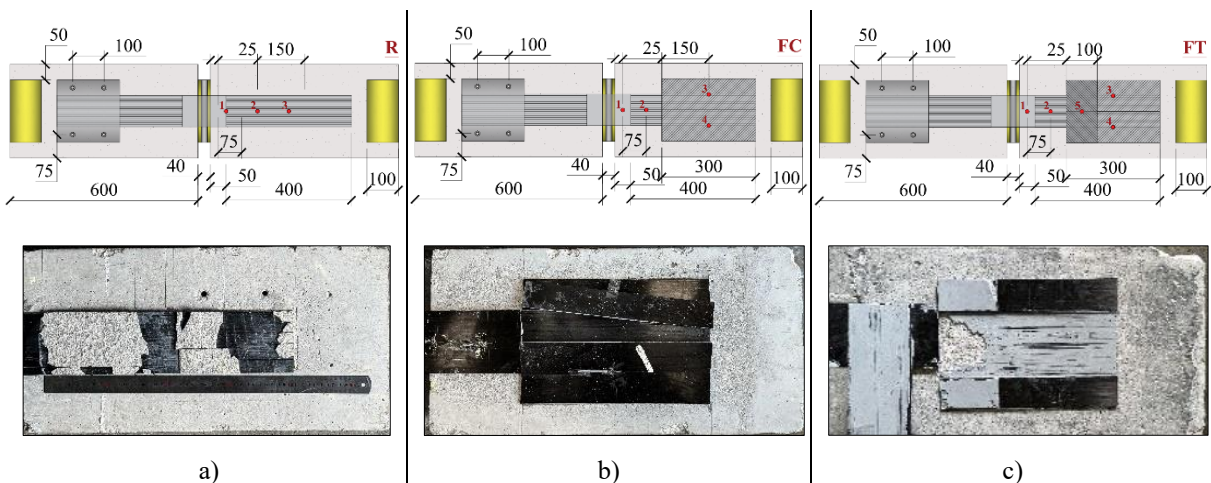


Figura 6. Aspetos da rotura: a) R1; b) FC1; c) FT1.

3.2 Comportamento geral

Dos resultados obtidos, verifica-se que o método de ancoragem FT é mais eficiente do que os demais, permitindo um aumento na resistência de quase 300% em relação ao sistema tradicional usado como referência (R). O método FC também deu um resultado significativo, com um aumento na resistência de aproximadamente 240% relativamente ao R. Assim, ao adotar o mesmo comprimento de ancoragem, o sistema com a lâmina transversal (FT) proporcionou um maior aumento de carga em relação ao método de simples colagem (R) e ao sistema sem a lâmina transversal (FC).

Estes resultados sugerem que a lâmina transversal das ancoragens FT retarda o cisalhamento longitudinal que ocorreu nas lâminas superiores das ancoragens FC, pois na lâmina transversal resiste à força de tração transversal que equilibra o sistema de distribuição da força de tração entre a lâmina principal e as duas lâminas laterais

Nos ensaios das ancoragens R, o descolamento do laminado ocorreu com uma fina camada de betão, enquanto que para as demais peças houve um escorregamento do laminado principal permanecendo a resina fixa ao betão e cisalhando as lâminas superiores na transição entre o laminado de 100 mm e o laminado de 50 mm de largura. Os gráficos que se seguem reúnem as respostas correspondentes aos três modelos ensaiados nas mesmas condições, para as três ancoragens aqui estudadas, sendo posteriormente realizada uma análise mais detalhada sobre a influência das variáveis do estudo.

3.2.1 Espécimes de Referência

Nos gráficos dos modelos R, apresentados na Fig. 7, observa-se que as deformações aferidas pelos extensômetros são semelhantes. É possível perceber que, nas três situações, os ER1s, localizados mais próximos do espaço entre blocos, apresentam um comportamento mais linear. Isto ocorre porque é a região onde as tensões atuam imediatamente após a aplicação de carga. Logo, os sensores apresentam valores maiores, crescendo continuamente até à falha por descolagem. Também se observa que os demais ERs registram pequenas deformações até à falha por descolagem, instante a partir do qual as extensões se aproximam rapidamente dos ER1s. Isto acontece porque a rotura ocorre de forma instantânea e sem aviso, configurando um processo precoce e frágil.

A rotura total da ancoragem ocorre entre 30 kN e 40 kN, ocorrendo esta pelo betão. Nos três testes realizados, foi observado que a deformação do laminado alcançou valores ligeiramente acima de 2%, o que está de acordo com as propriedades do laminado. Nos gráficos que relacionam a força com o deslocamento, observam-se diferentes comportamentos semelhantes nos três modelos até à rotura da ancoragem.

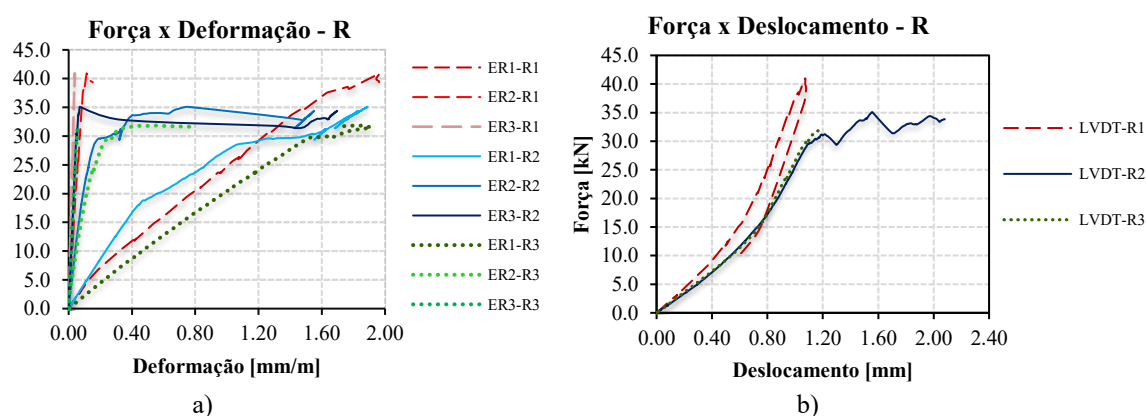


Figura 7. Gráficos que relacionam, para as peças de referência: a) Força vs Deformação; b) Força vs Deslocamento.

3.2.2 Espécimes FC

A ancoragem realizada com o auxílio de laminados de CFRP sobrepostos (Fig. 8), além de apresentarem um aumento de resistência média de quase 240% em comparação com os testes de referência, também apresentaram um comportamento distinto dos anteriormente observados. Os extensômetros ER1 apresentaram uma linearidade semelhante aos dos ensaios anteriores, mantendo-se assim até à carga última suportada pelo reforço. É possível perceber que nos três testes, em torno da carga de 40 kN, os extensômetros ER2 aumentaram bruscamente as deformações devido ao descolamento da resina do betão até ao início da ancoragem, sugerindo que foi neste momento que a força de tração foi distribuída para maior largura da ancoragem do sistema adotado.

Os sensores denominados ER2-FC2 e ER2-FC3, apresentaram comportamentos semelhantes, enquanto o ER2-FC1 parece ter descolado nos primeiros instantes iniciais do ensaio, seguindo com deformações semelhantes ao extensómetro ER1-FC1.

Os extensómetros ER3 e ER4, localizados na região central das lâminas superiores do sistema de ancoragem, apresentaram um comportamento mais discreto do que os demais, mantendo-se assim até à carga de rotura, o que sugere que na maior área de ancoragem a tensão foi dissipada até a resistência de deslocamento, entre a resina e a superfície da lâmina do reforço principal, o que também pode ser confirmado pela rotura brusca do reforço, características essas observadas nos três ensaios. Nos três ensaios realizados, as deformações mostraram-se concordantes entre si, com valores máximos em torno de 4,2‰. Os gráficos que relacionam força com o deslocamento seguiram comportamentos semelhantes para os mesmos níveis de carga, havendo perturbações no instante em que ocorreu o descolamento da resina até à ancoragem do sistema adotado.

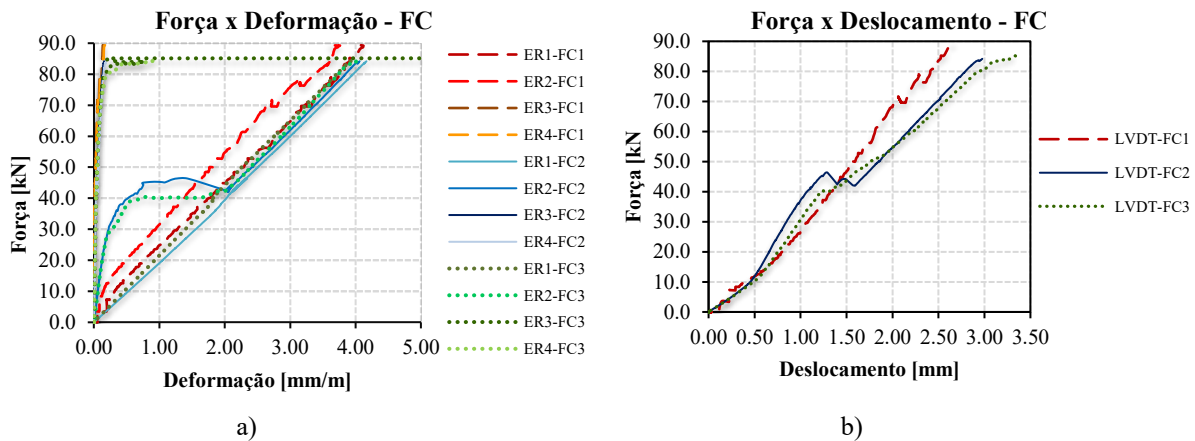


Figura 8: Gráficos que relacionam, para as peças de FC: a) Força vs Deformação; b) Força vs Deslocamento.

3.2.3 Espécimes FC

Os modelos da série com lâmina transversal (FT) obtiveram valores de resistência significativos, com valores de deformação do laminado de 5‰ (Fig. 9), e valores da força máxima de 105 kN, correspondente a um incremento de resistência de cerca de 300% em relação à da série de referência (36 kN). Vale ressaltar que no ensaio FT2 se obteve uma carga final de 120 kN, em consonância com uma maior deformação do laminado de 6‰. De um modo geral, o comportamento monitorizado pelos sensores foi semelhante nos três ensaios.

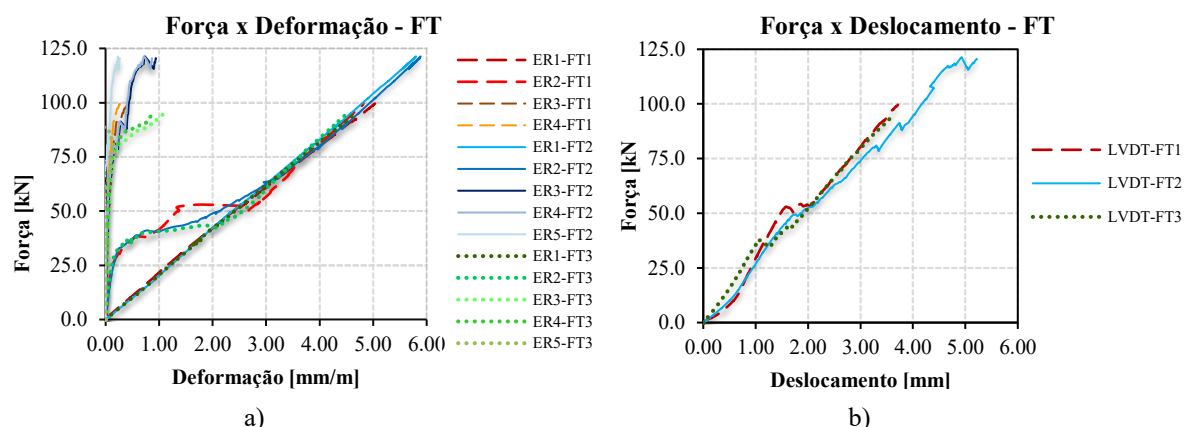


Figura 9. Gráficos que relacionam, para as peças de FT: a) Força vs Deformação; b) Força vs Deslocamento.

Os extensômetros ER3 a ER5, responsáveis por monitorizar as lâminas na zona da ancoragem, apresentam deformações reduzidas, entre 0,4‰ e 1,0‰, corroborando com a ideia de que na maior largura de ancoragem a força foi distribuída por uma maior área. Também nestes ensaios a rotura foi do tipo frágil. Os deslocamentos máximos nestes três ensaios foram também superiores aos dos ensaios anteriores. A lâmina disposta transversalmente à direção das demais fibras do CFRP, proporcionou ao reforço uma ancoragem mais resistente.

4. CONCLUSÕES

Este artigo apresentou e analisou os resultados obtidos num programa experimental composto por nove ensaios de flexão em corpos de prova prismáticos, que unidos formam vigas de betão armado, reforçadas com laminados de CFRP aplicados segundo a técnica EBR. Foram ensaiados dois sistemas com alargamento lateral da zona de ancoragem do CFRP, usando duas camadas de laminado, tendo um deles uma terceira camada com laminado disposto na direção transversal à força da ancoragem. O objetivo deste trabalho foi estudar a influência das ancoragens propostas no comportamento, determinando qual o método de ancoragem mais eficaz, que proporcionou maiores ganhos de resistência.

Dos resultados destes ensaios, podem ser destacadas as seguintes conclusões principais:

- Com base nas medições realizadas com extensômetros, os resultados mostraram claramente que o método de ancoragem com a lâmina de CFRP transversal, além de permitir um melhor aproveitamento da resistência à tração do laminado de CFRP, de cerca de 300% quando comparado com a técnica EBR com ancoragem simples, também proporcionou valores de deformação do laminado ligeiramente acima de 5%.
- Observou-se que, a partir do momento em que a resina começa a descolar do betão, as tensões são distribuídas por toda a área da ancoragem proposta. Logo, a descolagem coesiva do laminado da resina, alinhado ao cisalhamento das lâminas superiores foi o modo de rotura predominante observado em todos os ensaios das peças FC e FT, enquanto para a peças de referência, a rotura ocorreu por a descolagem do betão.
- Nas ancoragens de referência, a rotura ocorreu na camada de betão aderida ao adesivo epóxi, correspondente a uma rotura frágil por deslocamento do betão à superfície.
- A análise dos gráficos permitiu verificar que os diferentes métodos de ancoragem não alteraram significativamente a rigidez inicial do sistema de reforço. No entanto, o processo de descolamento da lâmina de reforço iniciou-se com valores de força mais elevados no caso dos corpos de prova FC e FT.
- Os deslocamentos também apresentaram comportamentos distintos para os três tipos de ancoragem ensaiados, tendo um melhor aproveitamento para as peças FT.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às empresas: CONCREMAT – Prefabricação e Obras Gerais, S.A. pelo fornecimento dos blocos de betão para os ensaios; SOPROEL – Sociedade de Projetos, Obras e Estudos, S.A. pela preparação dos blocos de betão; e à S&P Clever Reinforcement Ibérica, Lda pelo fornecimento do laminado de carbono e da resina, e por todo o apoio prestado.

REFERÊNCIAS

- [1] American Concrete Institute (ACI). Committee 440.2r: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Farmington Hills: ACI, 2017.
- [2] Bank LC, Oliva MG, Arora D, Borowicz DT. Rapid strengthening of reinforced concrete bridges, Wisconsin Highway Research Program, Report No. 03-06. Wisconsin Department of Transportation, Madison, WI, 2003.
- [3] Belarbi A., Acun B., FRP systems in shear strengthening of reinforced concrete structures. *Procedia Engineering*, 2013, 57, 2-8.
- [4] Fédération Internationale Du Béton (FIB). Bulletin 90: Externally Applied FRP Reinforcement for Concrete Structures. Lausanne, 2019.242p.
- [5] Fernandes, P.M.G.; Silva, P.M.; Sena-Cruz, J. Bond and flexural behavior of concrete elements strengthened with NSM CFRP laminate strips under fatigue loading. *Engineering Structures*, 2015, 84, 350-361.
- [6] Iovinella, I.; Prota, A.; Mazzotti, C. Influence of surface roughness on the bond of FRP laminates to concrete. *Construction and Building Materials*, 2013, 40, 533–542.
- [7] Jumaat M.Z., Alam M.A., Behaviour of U and L shaped end anchored steel plate strengthened reinforced concrete beams. *European Journal of Scientific Research*, Volume 22 (2) (2008) 184–196.
- [8] Mazzotti, C.; Bilotta, A.; Carloni, C.; Ceroni, F.; D’Antino, T.; Nigro, E.; Pellegrino, C. Bond between EBR FRP and concrete. In *Design Procedures for the Use of composites in Strengthening of Reinforced Concrete Structures*; Springer: Dordrecht, The Netherlands, 2016; pp. 39–96.
- [9] Sabzi J., Esfahani M.R., Ozbakkaloglu T., Farahi B., Effect of concrete strength and longitudinal reinforcement arrangement on the performance of reinforced concrete beams strengthened using EBR and EBROG methods. *Engineering Structures*, Volume 205 (2020) 110072.

Experimental investigation on the effect of the strength grade on the flexural behaviour of fibre-reinforced concrete

A. Hamed¹

M. Pimentel²

S. Nunes³

ABSTRACT

This paper explores the indirect tensile testing of fibre-reinforced concretes (FRCs). Indirect tests, which are generally easier to perform, are often preferred. However, the tensile constitutive law is not a direct outcome of these tests but can be determined through inverse analysis. In some cases, simple rules for deriving suitable design parameters from the results are also available.

The main focus of this study is on the characterization of flexural behaviour to classify the tensile properties of various grades of fibre-reinforced concrete, including High-Performance Fibre-Reinforced Concrete (HPFRC). Various concrete grades incorporating hooked-end fibres were tested, specifically examining their flexural behaviour using the three-point bending test (3PBT) method. Steel hooked-end fibres (4D), were evaluated in concrete mixes with compressive strengths of C25, C35, C40, C70, and C100 class. A systematic investigation was conducted to examine the effects of concrete compressive strength and fibre content on the flexural behaviour of FRCs utilizing 3PBT. The impact of the length of the 4D hooked-end fibre was clarified using available literature data on different lengths of this specific fibre type.

The results indicate that compressive strength significantly influences the pull-out behaviour of these fibres, directly affecting flexural strength. However, in the case of C100 concrete, fibre rupture was observed, leading to a reduction in flexural strength at larger crack mouth opening displacements.

Keywords: Indirect tensile testing methods; HPFRC tensile behaviour; Hooked steel fibres (4D)

1. INTRODUCTION

Fibre reinforced concrete (FRC) is a composite material that exhibits enhanced post-cracking residual tensile strength due to the capacity of the fibres to bridge the crack faces [1], [2]. When an adequate amount of fibre reinforcement is distributed throughout the entire element, it can effectively resist post-cracking tensile stresses and enhance the structural behaviour. The success of FRC largely depends on the selection of the appropriate fibre type and associated volume for the expected behaviour. Beside the selection of the parameter of the fibres, it is also important to choose the suitable concrete grade to be used for this type and content of that fibre, for achieving the desired properties of the composite.

The research on FRC began in the late 1950s by Portland Cement Association (PCA) [3], [4], with a focus on closely spaced wires and randomly distributed metallic fibres [5]. This research was the basis for a first patent on steel fibre-reinforced concrete (SFRC) [5].

¹ Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, CONSTRUCT, Porto, Portugal. up201911743@up.pt

² Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, CONSTRUCT, Porto, Portugal. mjsp@reit.up.pt

³ TU Delft, Delft, Netherlands. s.c.barbosanunes@tudelft.nl

Most of the subsequent research focused on the behaviour of FRC at the material level, most notably on the tensile behaviour, mechanisms of tensile stress transfer allowed by the fibres and on the development of suitable test methods [6]–[15].

Still, although fibres have been utilized in construction industry for several decades now, their application in structural applications remains limited, despite the considerable potential and benefits offered by FRC concerning mechanical behaviour and durability. In the beginning, FRC has been used in elements subjected to low tensile stresses, such as slabs on ground, shotcrete applications, pavements, pipe sewer lines [16], and also claddings and architectural applications [17]. Then its applications expanded to include elevated slabs, retaining structures, bridge decks, and tunnelling projects [16]–[18].

The most widely accepted method for assessing the residual flexural tensile strength of concrete is described in the EN 14651 [19] standard and consist of a 3 point bending test (3PBT) on a notched prism. This standard is utilized in the classification system recommended in the fib model code 2010 and in the upcoming prEN 1992-1-1. Notwithstanding the ongoing discussions on the representativeness of the post-cracking tensile behaviour of FRC based on the experiments on notched specimens, the fact that this test procedure is standardized and widespread, offers the possibility for comparison with a large database of results.

The present study outlines an experimental investigation aimed at examining the impact of matrix compressive strength and fibre content on the flexural properties of various FRC mixes incorporating a special type of hooked-end fibres, commercially designated as “4D”. In addition to evaluating the influence of compressive strength, the study will also explore the effect of fibre length. This will be accomplished by comparing the experimental results with relevant data found in the literature.

2. TEST PROGRAM

2.1 Materials characterization

In this study, concrete mixes of varying strength grades (C25, C35, C40, C70 and C100) were utilized. Specifically, for the C40 and C70 concrete mixes, the following materials were used: Type I Portland cement (CEM I 42.5R); limestone powder Betocarb® HP-OU (LP); silica fume Elkem 940-U (SF, C70 only); standard sand; granite coarse aggregate (CA); superplasticizer Sika® ViscoCrete® 20HE (Sp); hooked end steel fibres (4D) ($l_f=35\text{mm}$ and $d_f=0.55\text{mm}$, $f_y=1850\text{MPa}$) as shown in Fig.1 and tap water.

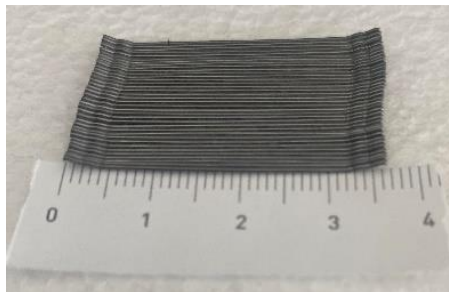


Figure 1. Concrete mixing procedure.

The specific gravity of cement, LP and SF is 3070, 2680 and 2400 kg/m³, respectively. The standard sand is siliceous natural sand with a specific gravity of 2630 kg/m³ and water absorption of 0.3%, by mass, and crushed coarse aggregate ($d_{\text{max}}=14\text{mm}$; granite) whose specific gravity equals 2660 kg/m³ and water absorption is 0.5%. The superplasticizer has a specific gravity of 1080 kg/m³ and solid content of 40%. The particle size distribution (PSD) of all granular materials are shown Fig.2.

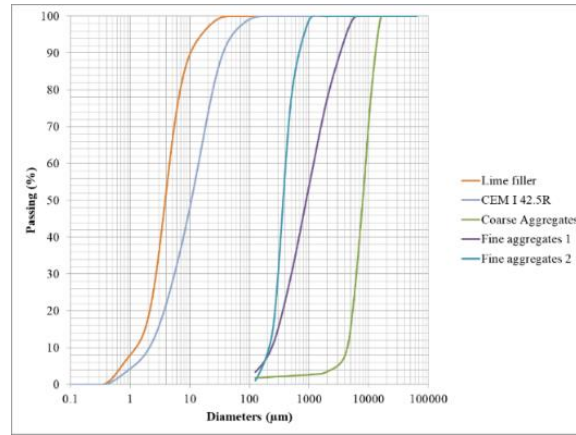


Figure 2. Particle size distribution of granular materials.

Concerning the study for the high performance concrete mix (C100), the same type of cement, LP, SF, Sp and tap water were used. However, a different type of natural sand with a specific gravity of 2580 kg/m³ and water absorption of 0.7% is used. Also, the CA was replaced by a crushed coarse aggregate (d_{max}=8mm; amphibolite rock) whose specific gravity equals 3020 kg/m³ and water absorption is 0.6%.

2.2 Mixing procedure and test methods

Five concrete mixes were utilized in this study. Two of these were commercially available ready-mix concretes, as designated as C25 and C35. The remaining three mixes were specifically prepared for this study, and their mix compositions are detailed in Table 1.

Table 1. Concrete mix design.

Concrete class	C40	C70	C100
Cement (Kg/m ³)	320	380	531.86
Limestone powder (Kg/m ³)	260	230	203.72
Silica fume (Kg/m ³)	-	30	53.19
Water (Kg/m ³)	164.5	160	147.85
Superplasticizer (Kg/m ³)	4.33	10	12.55
Fine aggregate (Kg/m ³)	790	810	811.82
Coarse aggregate (Kg/m ³)	840	810	721.43

The mixing procedure is presented in Fig. 3. The slump flow test was carried out according to EN 12350-8, immediately after mixing. When the cone was withdrawn upwards, the time from commencing the upward movement of the cone to when the concrete had flowed to a diameter of 500mm was measured (t₅₀₀). Then, after the flow of the mixture stopped, two diameters in perpendicular directions were measured and their average was calculated (D_{flow}).

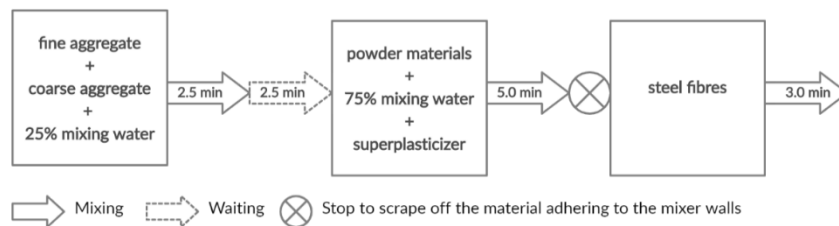


Figure 3. Concrete mixing procedure.

For each mix a batch of (56 L) were prepared to cast three prisms ($150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$), and three cubes ($150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$) to carry out the 3PBT, and the compressive strength tests, respectively, at 28 days. All the samples were covered with a plastic sheet to avoid drying and water evaporation. After 24 hours, the specimens were demoulded and placed underwater and kept at $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ until the testing age. The compressive strength after 28 days ($f_{c,28d}$) was taken as the average of the compressive strength evaluated in three samples. The compressive strength test was conducted according to EN 12390-3. The 3PBT was carried out according to EN 14651:2005 + A1:2007. The tests were carried out in close-loop displacement control using an LVDT installed to measure the midspan net deflection. For the 3PBT, a displacement rate of 0.05 mm/min at the mid-span was adopted up to a deflection of 0.13 mm to avoid instability during the first phase of the crack formation and propagation. Then, the displacement rate was increased to 0.2 mm/min and kept constant until a crack-mouth opening displacement (CMOD) of at least 4 mm was reached. The CMOD was measured using a clip-shape TML displacement transducer with a measurement range of 5mm, positioned across the notch at the bottom surface of the prism (see Fig. 4).

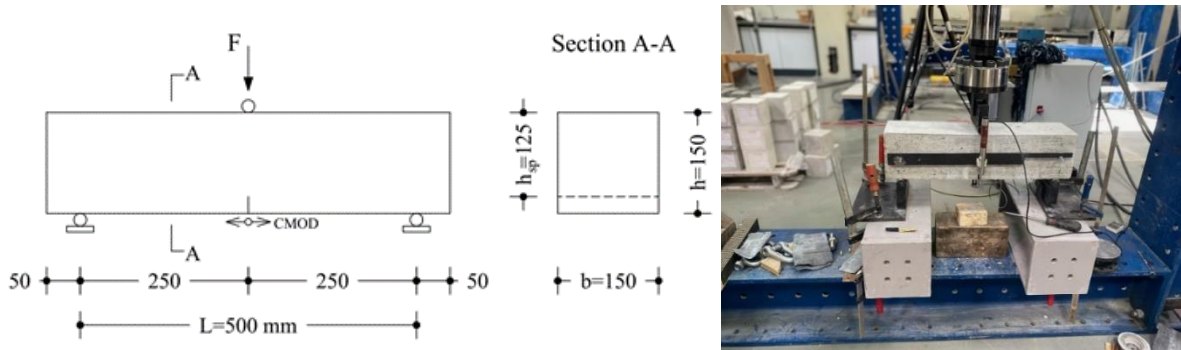


Figure 4. Layout of the flexural test 3PBT.

After the tests the specimens were opened and the number of end-hooked 4D fibres crossing the crack was counted. The corresponding fibre orientation factor was determined according to equation (1):

$$\alpha_0 = n_f A_f / V_f \quad (1)$$

where n_f is the number of 4D fibres per unit surface of the crack, $A_f = 0.636 \text{ mm}^2$ and V_f are the corresponding fibre cross-sectional area and fibre volumetric fraction, respectively.

3. TEST RESULTS

The results of compressive strength test and the different workability testing methods are summarised in Table 2. The results of the flexural tests are presented in terms of its residual flexural strength, f_R defined as the maximum tensile flexural stress occurring at the section of maximum moment corresponding to an idealized linear stress distribution. According to the notation and the geometry defined in Fig.4, the 3PBT $f_R = 3/2 FL / (bh_{sp}^2)$.

Table 2. Compressive strength and modulus of elasticity results.

Mix	Workability results				fc,28d (Cubes, MPa) (COV, %)
	Slump flow (Dflow,mm)	t500 (Sec)	JRing Slump flow (Dflow,mm)	Passing ability	
C25 4D 0.5	-	-	-	-	28 (2.1)
C35 4D 0.5	-	-	-	-	44 (3.2)
C40' 4D 0.5	680	-	-	-	56 (2.5)
C40 4D 0.5	390	*	330	60	66 (1.7)
C40 4D 0.75	600	-	-	-	56.7 (0.5)
C40 4D 1	777	7	615	162	66.7 (0.7)
C70 4D 1	605	10	457	148	98.3 (0.7)
C100 4D 0.5	608	20	561	47	115.9 (1.4)
C100 4D 1	647.5	19	510	137.5	122.1 (1.1)

Figures 5 and 6 depict the post-cracking response of the different FRCs and HPFRC mixes in the 3PBT in terms of its f_R - CMOD relationship. From these responses, the nominal stress at the residual flexural strengths f_{R1} to f_{R4} , corresponding to the nominal stresses at distinct values of CMOD, were obtained as indicated in Table 3. The values presented in Table 3 represent the mean results obtained from testing all specimens corresponding to each mix.

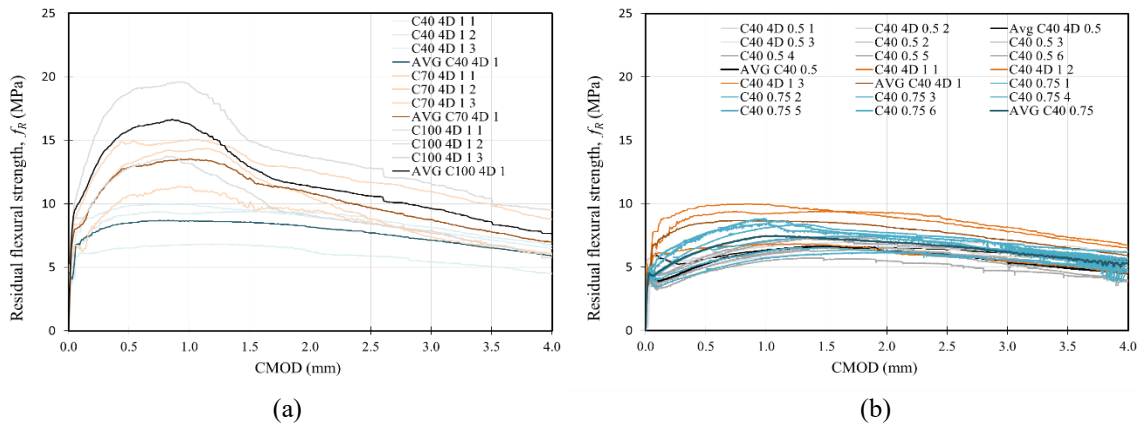


Figure 5. Results of the flexural tests on prismatic specimens f_R vs. CMOD for the 3PBT according to the EN 14651: (a) Mixes C40, C70 and C100 with 1% of 4D fibre; (b) C40 with 0.5%, 0.75% and 1% of 4D fibres.

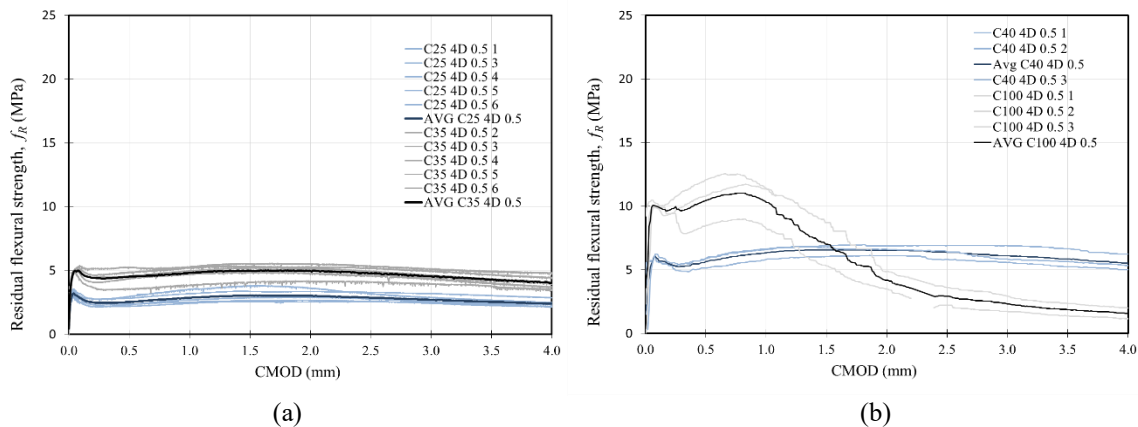


Figure 6. Results of the flexural tests on prismatic specimens f_R vs. CMOD for the 3PBT according to the EN 14651: (a) Mixes C28 and C35 with 0.5% of 4D fibre; (b) C40 and C100 with 0.5% of 4D fibres.

Table 3. Residual Strengths of prisms investigated in this study.

Mix	No. of specimens	V_f	α_0	$f_{R,1}$ (MPa) (COV, %)	$f_{R,2}$ (MPa) (COV, %)	$f_{R,3}$ (MPa) (COV, %)	$f_{R,4}$ (MPa) (COV, %)	N_f	N_f/m^2
C25 4D 0.5	5	0.5	0.47	2.5 (26.3)	3.0 (24.5)	2.9 (20.4)	2.5 (25.4)	187	8320
C35 4D 0.5	6	0.5	0.48	4.5 (23)	5.0 (13)	4.8 (12.4)	4.3 (17.9)	187	8329
C40' 4D 0.5	5	0.5	0.38	5.3 (22.6)	6.6 (11.8)	6.0 (10.6)	4.9 (15.7)	151	6716
C40 4D 0.5	3	0.5	0.47	5.6 (21.8)	6.6 (14.1)	6.4 (11.7)	5.8 (13.1)	185	8222
C40 4D 0.75	6	0.7 5	0.45	6.4 (18.1)	7.3 (12.1)	6.7 (10.5)	5.8 (9.9)	266	11811
C40 4D 1	3	1	0.40	8.5 (15.6)	8.5 (10.6)	7.7 (9.2)	6.5 (8.6)	316	14044
C70 4D 1	3	1	0.41	12.9 (10.2)	12.0 (8)	9.7 (7.6)	7.8 (5.6)	322	14326
C100 4D 0.5	3	0.5	0.38	10.4 (10.9)	8.3 (9.7)	2.9 (25.4)	2.2 (21.8)	151	6696
C100 4D 1	3	1	0.43	15.8 (9.9)	13.0 (6.3)	9.0 (7.7)	7.0 (5)	337	14978

4. DISCUSSION

To ensure a fair comparison of the variations in the parameters under study and the resulting flexural behaviour, the results were analysed taking into account the number of fibres counted in the fracture surface. An efficiency factor is additionally employed as recommended by Abrishambaf et al. [20] which is defined as the expected value of fibre efficiency function [20] and is determined according to equation (2):

$$\alpha_1 = \begin{cases} 1.686 * \alpha_0 - 0.406, & \alpha_0 < 0.7 \\ 1, & \alpha_0 \geq 0.7 \end{cases} \quad (2)$$

where α_0 is fibre orientation factor that determined according to equation (1).

Figure 7 shows that the fibres embedded in the C100 concrete mix are ruptured, in contrast to those in the C40 mix, as the hook is straightened as observed after the specimens were opened following the test.

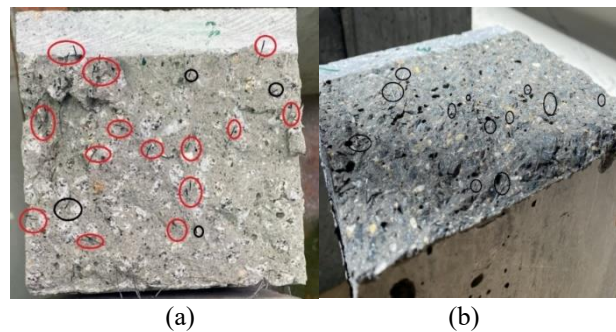


Figure 7. Opened specimens after the tests: (a) for the C40 mix of 0.5% 4D fibres; (b) for the C100 mix of 0.5% 4D fibres.

The residual flexural strength $f_{R,1}$ demonstrates a strong correlation with the properties of the fibres and the compressive strength of the concrete mix, as depicted in Fig.8 (a). Conversely, the $f_{R,3}$ exhibits a weaker correlation with these same parameters. However, when the results of the C100 mix are

excluded, a stronger correlation is observed, as depicted in Fig. 8 (b). This improvement can be attributed to the fact that the 4D fibres break before the $f_{R,3}$ is achieved, leading to a poorer performance of the 4D fibres in the C100 mix for large crack openings.

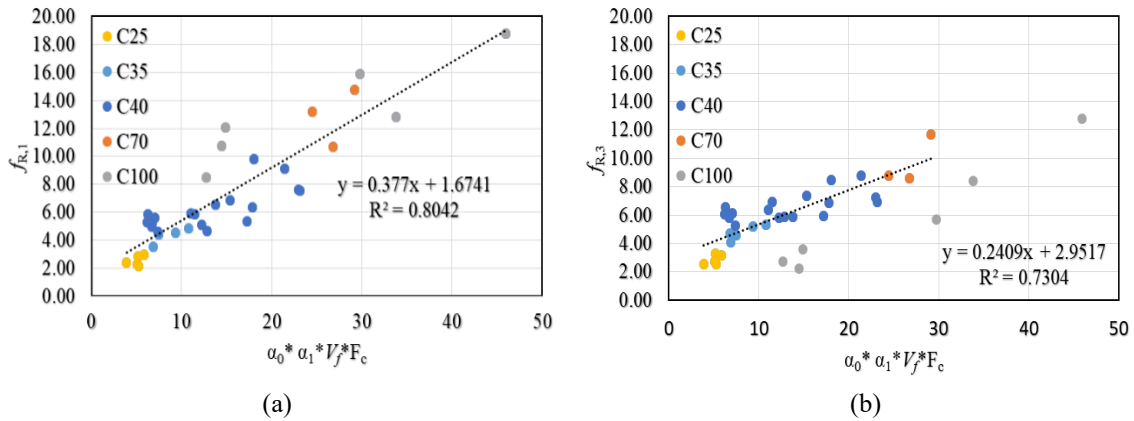


Figure 8. Results for the relation between the properties of the fibres and $f_{R,s}$: (a) with $f_{R,1}$; (b) with $f_{R,3}$.

Figure 9 presents the relationship between the residual flexural strengths $f_{R,1}$ and $f_{R,3}$ with the number of fibres per unit area (N_f/m^2) across different concrete grades. As shown in Fig.9 (a), higher $f_{R,1}$ values are achieved with higher concrete grade when the same fibres content is used. Conversely, the relationship between $f_{R,3}$ and the N_f/m^2 shows a direct correlation up to the C70 grade. However, for the C100 grade, the $f_{R,3}$ value is lower than that of the C35 grade, as shown in Fig.9 (b). This reduction in stress for C100, despite its higher grade, is attributed to fibre rupture, as previously discussed.

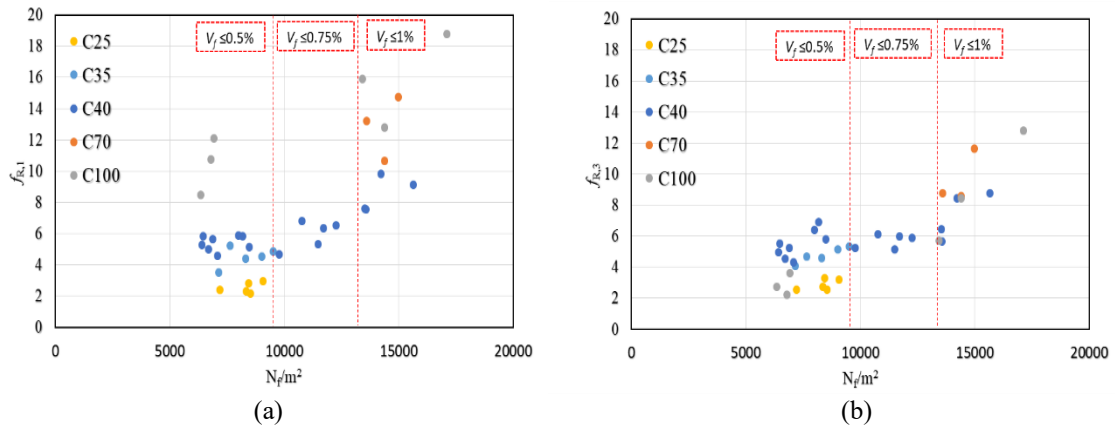


Figure 9. Results for the relation between the number of the fibres per unit area (N_f/m^2) and $f_{R,s}$: (a) with $f_{R,1}$; (b) with $f_{R,3}$.

To study the effect of length of 4D on the flexural behaviour results, results from previous studies that utilized long 4D fibre, as reported in the literature [21], [22], were analysed. Figure 10 presents a comparison between the flexural behaviour results obtained in this study and those from the literature for both long and short 4D fibres, demonstrating that higher residual flexural strengths are achieved with the longer 4D fibres for both $f_{R,1}$ and $f_{R,3}$. However, the impact of the wall effects on these results must be clarified. The beneficial effects of the wall-effects on the orientation of longer fibres are more pronounced and may be affecting the conclusions.

Experimental investigation on the effect of the strength grade on the flexural behaviour of fibre-reinforced concrete

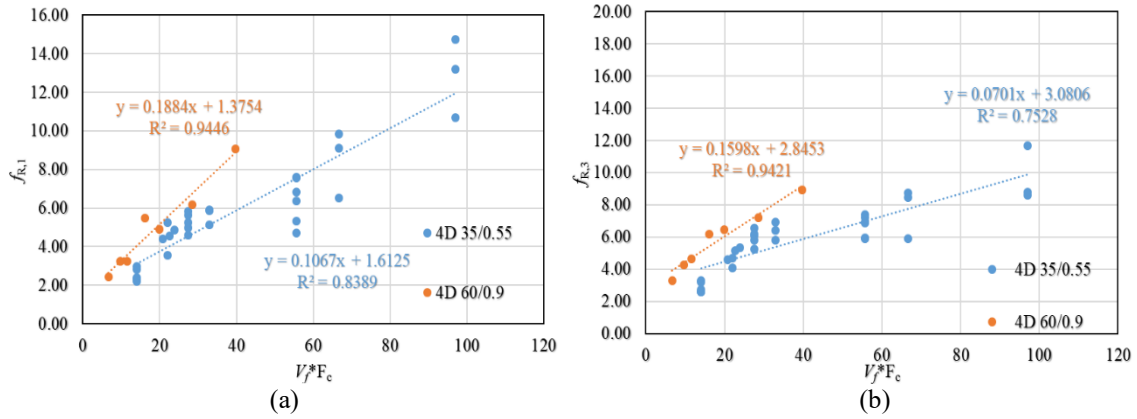


Figure 10. Results for the relation between the volume of the fibres, compressive strength of matrix and residual flexural strengths: (a) with $f_{R,1}$; (b) with $f_{R,3}$.

The outcomes of empirical equations for the residual flexural strengths proposed by Venkateshwaran et al. [21] are here compared to the experimental data obtained in this study. The input parameters are the fibre length, aspect ratio, fibre content, and matrix compressive strength. Figure 11 illustrates the predicted results and compares them with outcomes from this study and from three different authors [21]–[23]. One notable limitation of these equations is the omission of any parameter that accounts for the fibre orientation. This empirical model appears to overestimate the experimental results.

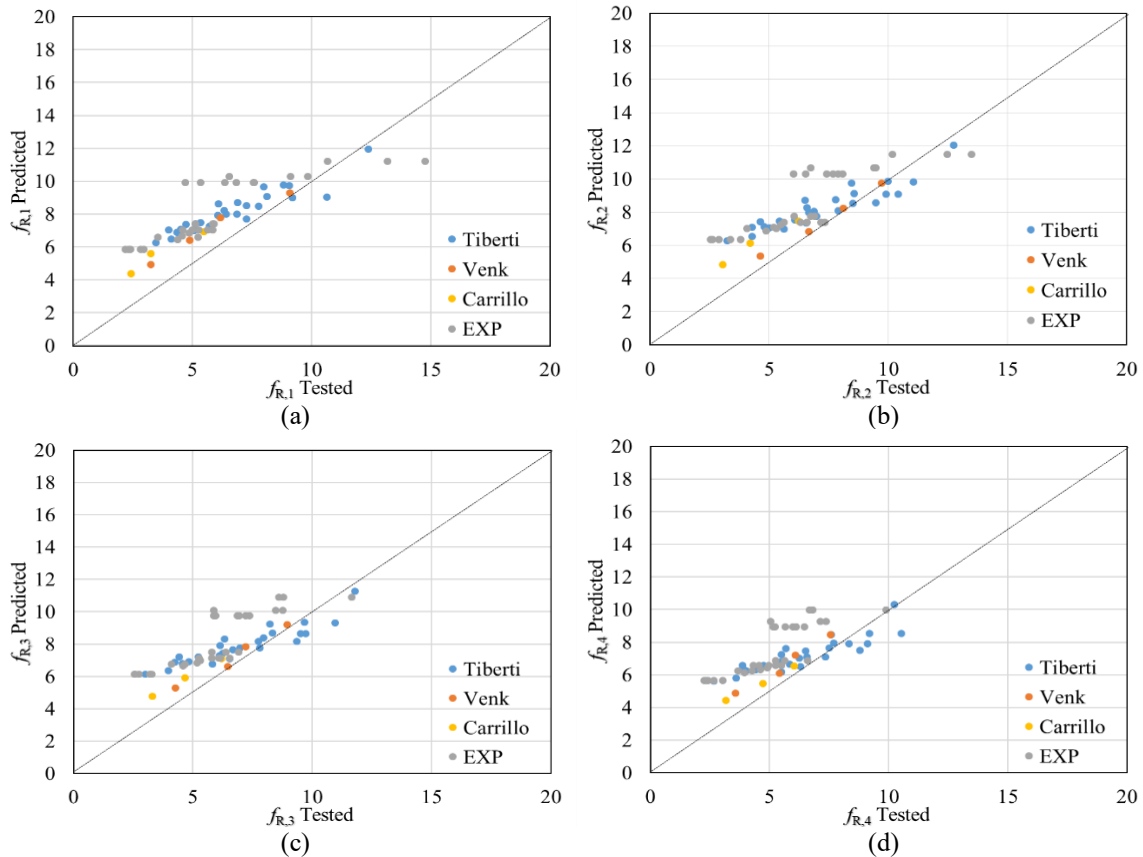


Figure 11. Performance of proposed equations for residual flexural strengths of FRCs by Venkateshwaran et al. [21]: (a) predicted versus test values ($f_{R,1}$); (b) predicted versus test values ($f_{R,2}$); (c) predicted versus test values ($f_{R,3}$); (d) predicted versus test values ($f_{R,4}$).

5. CONCLUSION

The influence of compressive strength on the flexural behaviour of 4D fibres is evident up to a matrix strength of C70, with noticeable effects on both $f_{R,1}$ while $f_{R,3}$. However, for the C100, the impact is only pronounced for $f_{R,1}$, as $f_{R,3}$ does not follow the same trend due to fibre rupture at larger crack widths.

To ensure a fair comparison between residual flexural strengths and the properties of FRCs, the orientation factor of fibres must be considered. This factor significantly affects the mechanical performance and should be included in any empirical models developed to predict the flexural behaviour of FRCs.

When comparing the effects of fibre length, longer fibres seem to show a superior response, particularly for $f_{R,3}$, indicating their enhanced ability to bridge cracks and contribute to post-cracking strength. However, the effect of the orientation of the fibres on these results needs to be clarified, as longer fibres benefit more from wall effects.

Therefore, further research is needed to refine these empirical models, specifically to account for the impact of fibre orientation on the overall mechanical behaviour of FRCs.

ACKNOWLEDGMENTS

This work received financial support by Base (UIDB/04708/2020) and Programmatic (UIDP/04708/2020) funding of CONSTRUCT financed by national funds through the FCT/MCTES (PIDDAC). The support from the Portuguese Foundation for Science and Technology (FCT) through the Ph.D. grant (2021. 06674.BD) attributed to the first author is gratefully acknowledged. Collaboration and materials supply by Secil, Chryso Portugal, Sika is also gratefully acknowledged. The authors thank the staff and technicians of the Structural Engineering Laboratory of FEUP for their assistance in executing the test program.

REFERENCES

- [1] I. Löfgren, *Fibre-reinforced concrete for industrial construction - A fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*, no. 2378. 2005.
- [2] M. Di Prisco, M. Colombo, and D. Dozio, "Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: Principles, models and test validation," *Struct. Concr.*, vol. 14, no. 4, pp. 342–361, 2013, doi: 10.1002/suco.201300021.
- [3] J. P. Romualdi and J. A. Mandel, "Tensile Strength of concrete Affected by UnigormlyDistributed and Closely Spaced Short Lengths of wire Reinforcement," *ACI J. Proc.*, vol. 61, no. 6, pp. 657–672, Jun. 1964, doi: 10.14359/7801.
- [4] J. P. Romualdi and G. B. Batson, "Mechanics of Crack Arrest in Concrete," *J. Eng. Mech. Div.*, vol. 89, no. 3, pp. 147–168, Jun. 1963, doi: 10.1061/jmcea3.0000381.
- [5] J. L. Sherard, "FIBER REINFORCED CONCRETE," 1971.
- [6] L. Vandewalle *et al.*, "Rilem TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 34, no. 235, pp. 3–6, Jan. 2001, doi: 10.1617/13628.
- [7] A. E. Naaman and S. P. Shah, "PULL-OUT MECHANISM IN STEEL FIBER-REINFORCED CONCRETE," *ASCE J Struct Div*, vol. 102, no. 8, pp. 1537–1548, Aug. 1976, doi: 10.1061/jsdeag.0004409.
- [8] SHAH S and RANGAN BV, "Fiber reinforced concrete properties," *J Amer Concr. Inst*, vol. 68, no. 2, pp. 126–135, Feb. 1971, doi: 10.14359/11299.

- [9] J. A. O. Barros and J. A. Figueiras, "FLEXURAL BEHAVIOR OF SFRC: TESTING AND MODELING," vol. 11, no. November, pp. 331–339, 1999.
- [10] J. A. O. Barros, V. M. C. F. Cunha, A. F. Ribeiro, and J. A. B. Antunes, "Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 38, no. 275, pp. 47–56, 2005, doi: 10.1617/14058.
- [11] V. M. C. F. Cunha, J. A. O. Barros, and J. M. Sena-Cruz, "An integrated approach for modelling the tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete," *Cem. Concr. Res.*, vol. 41, no. 1, pp. 64–76, 2011, doi: 10.1016/j.cemconres.2010.09.007.
- [12] I. Löfgren, H. Stang, and J. F. Olesen, "The WST method, a fracture mechanics test method for FRC," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 41, no. 1, pp. 197–211, 2008, doi: 10.1617/s11527-007-9231-3.
- [13] T. Marti, P. Pfy, T., Sigrist, V., & Ulaga, "harmonized test procedures for steel fiber-reinforced concrete," *ACI Mater. J.*, vol. 96, no. 6, pp. 676–685, 1999.
- [14] E. S. Bernard, "Development of a 1200-mm-Diameter Round Panel Test for Post-Crack Assessment of Fiber-Reinforced Concrete," *Adv. Civ. Eng. Mater.*, vol. 2, no. 1, p. 20120021, 2013, doi: 10.1520/acem20120021.
- [15] S. C. Malatesta, A. A. De Cea, and C. M. Borrell, "Generalization of the Barcelona test for the toughness control of FRC," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 45, no. 7, pp. 1053–1069, 2012, doi: 10.1617/s11527-011-9816-8.
- [16] S. Aidarov, "Fibre reinforced concrete column-supported flat slabs: from material and structural characterization to design and economic optimization," no. March, 2022.
- [17] C. KARV, "Shear and punching resistance of steel fibre reinforced concrete slabs," pp. 1–62, 2017.
- [18] P. Serna, S. Arango, T. Ribeiro, A. M. Núñez, and E. Garcia-Taengua, "Structural cast-in-place SFRC: Technology, control criteria and recent applications in Spain," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 42, no. 9, pp. 1233–1246, 2009, doi: 10.1617/s11527-009-9540-9.
- [19] B. Standards, "Test method for metallic fibre concrete — Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)," vol. 3, pp. 1–17, 2007.
- [20] A. Abrishambaf, M. Pimentel, and S. Nunes, "Influence of fibre orientation on the tensile behaviour of ultra-high performance fibre reinforced cementitious composites," *Cem. Concr. Res.*, vol. 97, pp. 28–40, 2017, doi: 10.1016/j.cemconres.2017.03.007.
- [21] A. Venkateshwaran, K. H. Tan, and Y. Li, "Residual flexural strengths of steel fiber reinforced concrete with multiple hooked-end fibers," *Struct. Concr.*, vol. 19, no. 2, pp. 352–365, 2018, doi: 10.1002/suco.201700030.
- [22] J. Carrillo, J. D. Vargas, and O. Arroyo, "Correlation between Flexural–Tensile Performance of Concrete Reinforced with Hooked-End Steel Fibers Using US and European Standards," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 33, no. 8, 2021, doi: 10.1061/(asce)mt.1943-5533.0003840.
- [23] G. Tiberti, F. Germano, A. Mudadu, and G. A. Plizzari, "An overview of the flexural post-cracking behavior of steel fiber reinforced concrete," *Struct. Concr.*, vol. 19, no. 3, pp. 695–718, 2018, doi: 10.1002/suco.201700068.

Avaliação da resistência à flexão de vigas esbeltas de dois tramos em betão reforçado com fibras e armadura convencional segundo o *fib* Model Code 2020

M.M.A. Filho¹ J.A.O. Barros² H. Salehian³ A. Ventura-Gouveia⁴ F.P. Figueiredo⁵

RESUMO

Para avaliar o efeito do reforço proporcionado por fibras de aço na resistência à flexão de lajes apoiadas em estacas ou pilares foi efetuado um programa experimental com protótipos representativos de uma zona de dois vãos no alinhamento dos pilares/estacas. Esse programa é constituído por 8 vigas esbeltas de 400×125 mm² de secção transversal, com dois tramos em continuidade de 3000 mm de comprimento, carregadas a meio de cada um dos dois vãos e com três pontos de apoio. O programa incluiu vigas com e sem armadura de momentos negativos na zona do apoio central, e com e sem fibras de aço. À conjugação de reforço composto por armaduras convencionais e fibras de aço atribui-se a designação de reforço híbrido de flexão (RHF), tendo-se avaliado a capacidade das fibras substituírem a armadura de momentos negativos, bem como o seu impacto na capacidade de carga e de deformação deste tipo de elementos. Dos ensaios efetuados verificou-se que as fibras aumentaram a rigidez durante a fase de propagação de fissuras, bem como a capacidade de carga e ductilidade das vigas.

A capacidade de carga das vigas ensaiadas foi estimada recorrendo às recomendações do *fib* Model Code 2020 (MC2020). Para tal foram consideradas as propriedades dos materiais empregues e as leis constitutivas recomendadas pelo MC2020, tendo-se obtido a relação força vs curvatura das secções críticas das vigas ensaiadas e a relação força-flecha. As curvas obtidas segundo esta metodologia foram comparadas com as registados experimentalmente, tendo-se concluído que a metodologia proposta pelo MC2020 garante níveis de previsão aceitáveis no quadro do projeto deste tipo de estruturas.

Palavras-chave: Betão reforçado com fibras de aço (SFRC), Vigas esbeltas com rotura por flexão, Reforço de flexão em fibras e armadura convencional, *fib* Model Code 2020.

1. INTRODUÇÃO

A investigação experimental tem demonstrado a eficiência dos mecanismos de arranque de fibras de aço distribuídas no betão em termos de substituição parcial, ou mesmo total, de armaduras convencionais de flexão, corte e punçoamento [1–4]. Essa eficiência depende não somente das propriedades geométricas das fibras, mas também da qualidade da matriz e da tecnologia de fabrico e aplicação do betão reforçado com fibras de aço (SFRC), pois a distribuição e orientação das fibras têm influência muito significativa na resistência pós fissuração do SFRC [5–7].

¹ ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, University of Minho, Guimarães, Portugal, mariano@civil.uminho.pt

² ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, University of Minho, Guimarães, Portugal, barros@civil.uminho.pt

³ ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, University of Minho, Guimarães, Portugal, salehian@civil.uminho.pt

⁴ ISISE, Department of Civil Engineering, Polytechnic Institute of Viseu, Viseu, Portugal, ventura@estgv.ipv.pt

⁵ External collaborator of Structural Composites Research Group of ISISE, Londres, UK, f.figueiredo@civil.uminho.pt

Apesar da demonstração da eficiência técnica e mesmo económica do reforço de fibras [8–11], o seu uso para o desenvolvimento de sistemas estruturais inovadores e sustentáveis continua a ser um desafio devido às complexidades assinaladas anteriormente e desafios que os projetistas enfrentam no seu dimensionamento [12–14].

As lajes apoiadas em pilares ou estacas são um sistema construtivo onde as fibras de aço poderão diminuir ou mesmo eliminar armaduras convencionais com vantagens técnicas e económicas. De facto, a possibilidade de eliminar a armadura de momentos negativos nas zonas sobre pilares/estacas permitiria diminuir o tempo de execução deste tipo de estruturas com impacto significativo na competitividade do uso de SFRC em detrimento de solução baseada exclusivamente em armaduras convencionais dispostas nas faces inferior e superior da laje. No conceito baseado em SFRC, a laje terá apenas uma faixa de armadura convencional na face inferior no alinhamento dos pilares/estaca [15]. As fibras terão de garantir um momento resistente negativo suficiente que garanta uma redistribuição dúctil de esforços entre zonas com maior dano e de menor dano. Terão ainda de constituir um reforço ao corte/punçoamento que assegure a rotura dúctil por flexão deste sistema construtivo [16].

Este artigo descreve o trabalho experimental realizado para avaliar o potencial do reforço de fibras de aço na eliminação de armaduras de momentos negativos num contexto de lajes apoiadas em pilares/estacas. Para tal selecionou-se uma região da laje que se julga representativa dos fenómenos a analisar, nomeadamente uma faixa no alinhamento dos pilares/estacas constituída por dois tramos em continuidade. Assim os protótipos do programa experimental são constituídos por vigas esbeltas de 2 tramos em continuidade, pelo que apresentam 1 grau de hiperstaticidade. Esse programa é composto por 4 séries de duas vigas esbeltas gémeas. Para além da evidência experimental do efeito das fibras de aço, pretendeu-se neste trabalho avaliar a capacidade preditiva das recomendações do *fib Model Code 2020* [17] para estimar a capacidade de carga e de deformação deste tipo de sistemas construtivos. Os resultados relevantes são apresentados e analisados.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

A Fig. 1 e o Quadro 1 apresentam os detalhes das oito vigas ensaiadas. O programa experimental foi composto por quatro séries com as seguintes características (Fig. 1): betão com e sem reforço de fibras de aço (SFRC e PC, respetivamente); protótipos com armadura convencional de flexão na zona inferior em todo o seu comprimento e na zona superior da região do apoio intermédio ao longo de um comprimento de 500 mm para cada lado deste apoio (designação BT); protótipos com armadura convencional de flexão somente na zona inferior (designação B); uma percentagem de reforço convencional nas regiões de momento positivo ($4\text{Ø}10$, $\rho_{sf}=0.79\%$) e duas percentagens na região de momento negativo (sem reforço, $\rho_{sf}=0\%$, e com $4\text{Ø}10$, $\rho_{sf}=0.79\%$) em que $\rho_{sf}=A_{st}/b_w d_{st}$, sendo A_{st} a área da seção transversal da armadura de tração, d_{st} o seu braço interno e b_w a largura da seção transversal do protótipo (400 mm).

No SFRC foram utilizadas fibras de aço (SF) da ArcelorMittal HE++ de extremidades dobradas, com 60 mm de comprimento e 0.9 mm de diâmetro (esbelteza $90/0.9=67$), e resistência à tração de 1900 MPa. As composições dos betões utilizados estão indicadas no Quadro 2. O Quadro 3 apresenta os valores médios e os desvios padrão do módulo de Young (E_{cm}) e da resistência à compressão (f_{cm}) [18,19] para os dois lotes de SFRC, e do PC. O Quadro 3 também inclui o valor médio e desvio padrão das resistências residuais à flexão (f_{Rmi} , $i=1$ a 4) determinadas de acordo com as recomendações do MC2020 [17]. A relação entre a força média e a abertura da boca do entalhe (CMOD) registada nos ensaios de flexão da viga entalhada sob três pontos para os dois lotes de SFRC está representada na Fig. 2. Apesar da composição solicitada ter sido a mesma quer para as vigas de SFRC como para o PC (à exceção das fibras e do ajuste na composição granulométrica para ter em conta a não presença das fibras), o betão SFRC2 apresentou valores de f_{Rmi} bem superiores aos do SFRC1, conquanto o f_{cm} ter sido similar em ambos os lotes de SFRC. O PC apresentou valor f_{cm} significativamente inferior ao do SFRC, não tendo havido justificação do fabricante para a diferença da classe de resistência solicitada e realmente aplicada no fabrico das séries 10BT-PC e 10B-PC.

Quatro provetes das armaduras Ø10 (aço S500) foram ensaiados à tração [20], tendo-se obtido um valor médio de tensão de cedência de 577 MPa, extensão de cedência de 2.49 % e resistência à tração de 656 MPa.

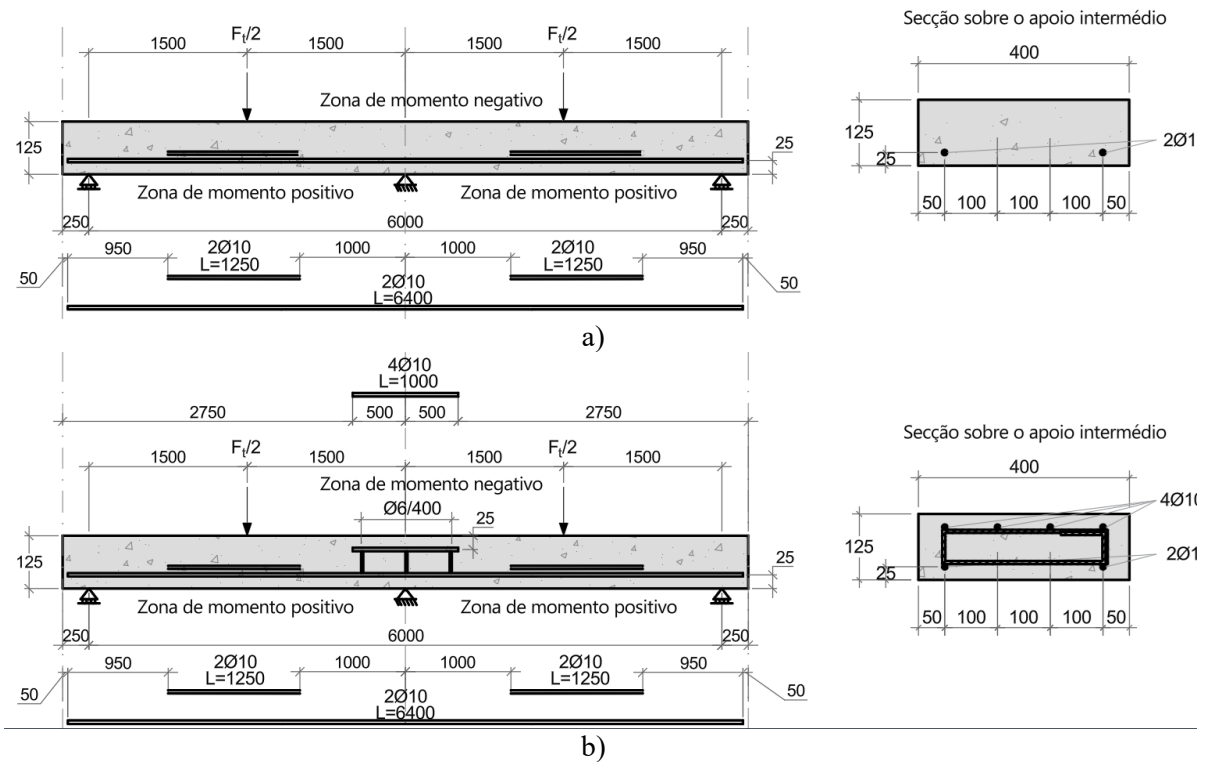


Figura 1. Geometria, condições de apoio e de carregamento, e detalhes das armaduras convencionais de flexão das vigas das séries com armadura na zona: a) inferior (B); b) inferior e superior (BT) (unidades em mm).

Quadro 1. Vigas do programa experimental e suas capacidades de carga experimental ($F_{t,exp}$) e analítica ($F_{t,MC2020}$).

Designação da viga	Configuração de armaduras	Designação do betão	$F_{t,exp}$ [kN]	$F_{t,MC2020}$ [kN]
10BT-SFRC2-1	Armatura convencional de flexão nas zonas inferior e superior	SFRC2	80.67	84.22
10BT-SFRC2-2	Armatura convencional de flexão na zona inferior	SFRC1	61.80	64.08
10BT-PC-1	Armatura convencional de flexão nas zonas inferior e superior	PC	47.75	63.25
10BT-PC-2	Armatura convencional de flexão na zona inferior	PC	45.05	42.84
10B-PC-1	Armatura convencional de flexão na zona inferior		35.62	
10B-PC-2	Armatura convencional de flexão na zona inferior		39.82	

Quadro 2. Composições de mistura de SFRC e betão simples.

Tipo de betão	Tipo de cimento	Agregados [kg/m³]				CEM [kg/m³]	Adjuvantes [L/m³]		C_f [kg/m³]	a/c
		AG1	AG2	AF	CA		P	SP		
SFRC	CEM I 52.5R	701	92	726	250	388	2.87	4.80	60	0.44
PC	CEM I 52.5R	701	92	726	250	388	2.87	4.80	-	0.44

Legenda: AG1 - Agregado grosso 6-14 mm, AG2 - Areia grossa, AF - Areia fina, CA - Filler calcário, CEM - Cimento, P - Plastificante (Chrysoplast 620), SP - Superplastificante (Optima 72), a/c - Relação água/cimento, C_f - Quantidade de fibras por m³ de betão.

Quadro 3. Propriedades mecânicas dos betões empregues nas vigas ensaiadas (desvio padrão).

Designação do betão	Compressão			Flexão					Número de provetes
	E_{cm} [GPa]	f_{cm} [MPa]	Número de provetes	$f_{cm,L}$ [MPa]	$f_{Rm,1}$ [MPa]	$f_{Rm,2}$ [MPa]	$f_{Rm,3}$ [MPa]	$f_{Rm,4}$ [MPa]	
SFRC1	33.9 (1.9)	61.85 (1.3)	4	5.4 (0.9)	6.2 (1.5)	7.9 (1.9)	8.5 (2.2)	8.6 (2.2)	4
SFRC2	35.8 (2.22)	69.32 (5.90)	8	6.2 (1.1)	8.8 (2.0)	10.2 (2.3)	9.4 (1.6)	8.9 (1.5)	11
PC	27.1 (1.20)	44.39 (2.70)	8	-	-	-	-	-	-

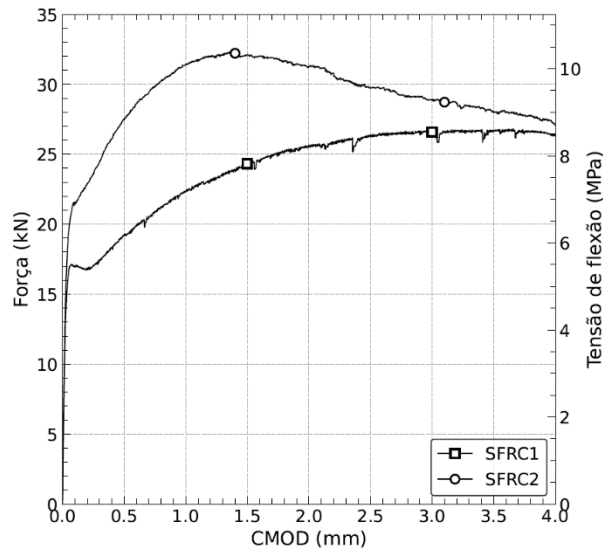


Figura 2. Curvas médias de força e tensão de flexão versus CMOD em vigas entalhadas dos dois lotes de SFRC.

A configuração do ensaio é mostrada na Fig. 3. Os ensaios foram executados sob controlo de deslocamento à velocidade de 50 $\mu\text{m/s}$. Células de carga foram dispostas nos dois atuadores hidráulicos e em 2 dos 3 suportes para registar a carga aplicada e as reações. A flecha dos protótipos foi medida por intermédio de transdutores de deslocamento (LVDTs) dispostos nas secções carregadas, e as extensões foram registadas nas faces externas das vigas e nas armaduras convencionais nas secções de momento positivo e negativo máximos, usando extensómetros elétricos como indicado na Fig. 4.

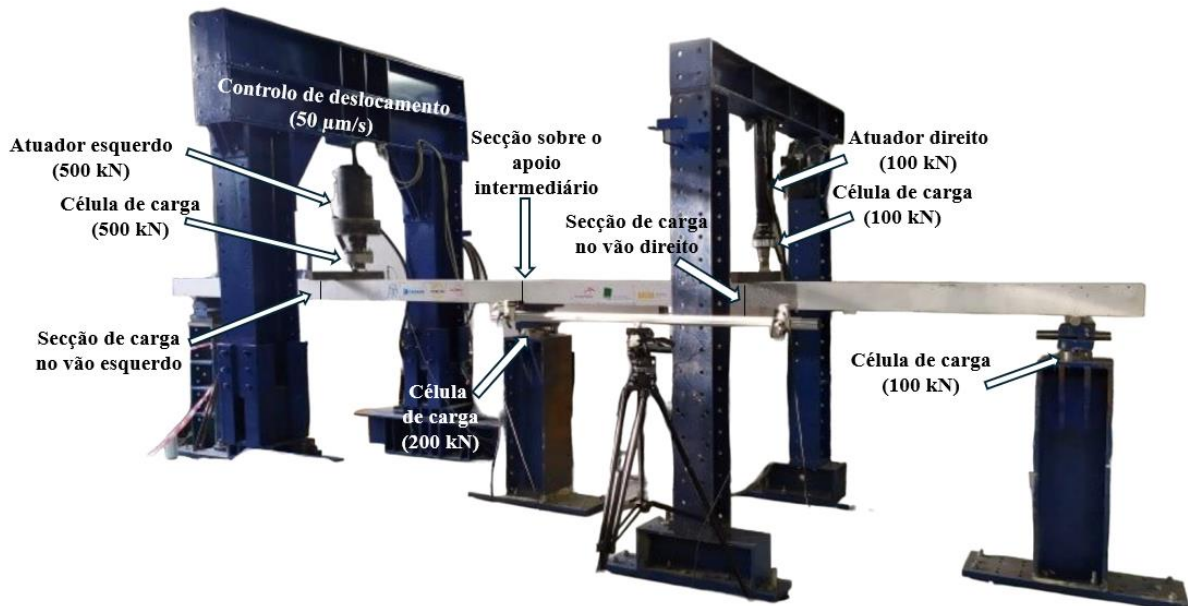


Figura 3. Configuração do ensaio experimental.

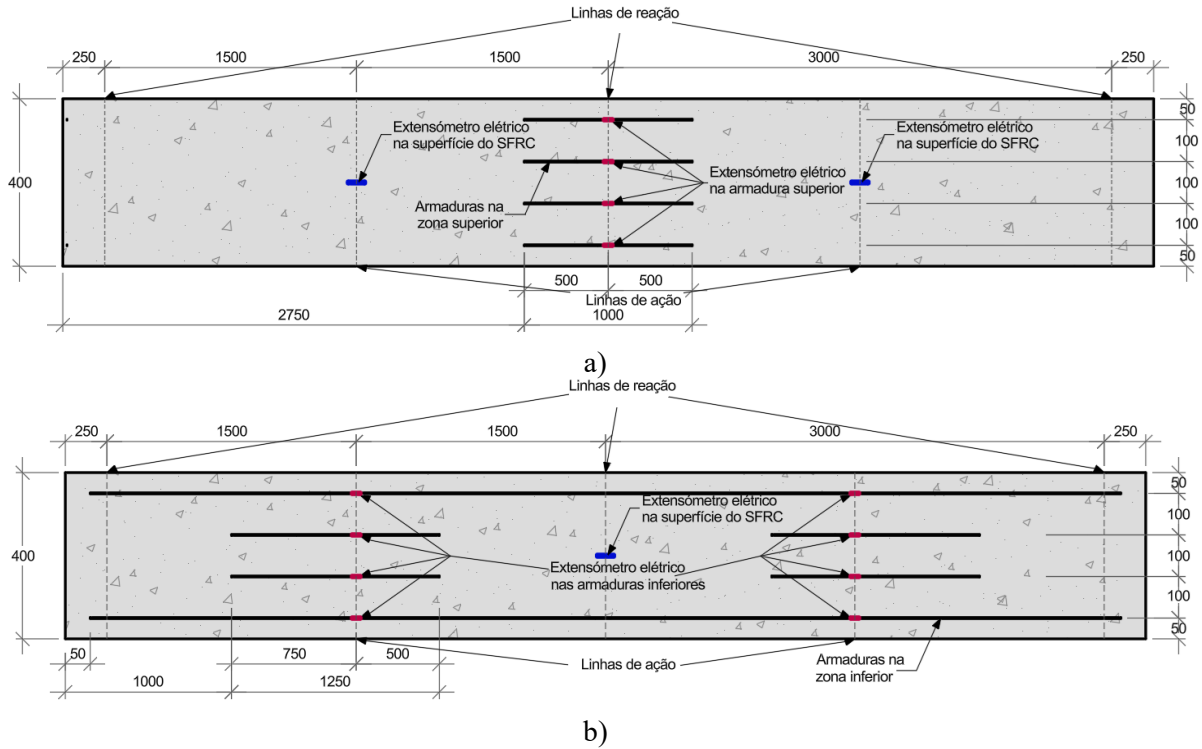


Figura 4. Disposição dos extensómetros eléctricos para medir: a) as extensões de compressão na superfície superior da viga e as extensões de tração na armadura longitudinal superior na região de momento negativo; b) as extensões de compressão na superfície inferior da viga e as extensões de tração na armadura longitudinal inferior nas regiões de momento positivo (unidades em mm).

3. APLICAÇÃO DO *fib* MODEL CODE 2020 NA DETERMINAÇÃO DA CARGA VERSUS FLECHA DAS VIGAS

3.1 Capacidade de carga

Com base nas leis constitutivas propostas pelo MC2020, empregando valores médios das propriedades dos materiais, a capacidade de carga das vigas foi estimada através do cálculo do momento fletor resistente nas regiões de momento negativo e positivo, respetivamente, M^-_R e M^+_R , considerando o diagrama de distribuição de tensões em fase pré-fendilhada (Fig. 5a) e pós-fendilhada (Fig. 5b), assumindo compatibilidade de extensões entre os materiais envolvidos (perfeita aderência) e os diagramas de momentos fletores durante o carregamento (Fig. 6). Para o PC admitiu-se resistência nula em tração na fase pós-fissuração, enquanto no SFRC considerou-se o diagrama recomendado pelo MC2020 para estados limites últimos (Fig. 5b).

Para atender ao efeito da orientação e distribuição de fibras na resistência pós-fissuração do SFRC, o MC2020 recomenda que os parâmetros f_{Ri} sejam afetados pelo k_0 , que segundo o modelo de Barros e Foster [21] é de 0.58 para o presente tipo de elementos. Desse modo, as resistências à tração efetivas do SFRC para ELS e ELU ($f_{Fts.ef}$ e $f_{Ftu.ef}$, respetivamente) são determinadas a partir das seguintes equações:

$$f_{Fts} = 0.37f_{R1} \quad (1)$$

$$f_{Fts.ef} = f_{Fts}k_0 \quad (2)$$

$$f_{Ftu.ef} = \left(f_{Fts} - \frac{w_u}{2.5mm} (f_{Fts} - 0.57f_{R3} + 0.26f_{R1}) \right) k_0 \quad (3)$$

em que $w_u=2.5$ mm é a abertura de fenda para ELU.

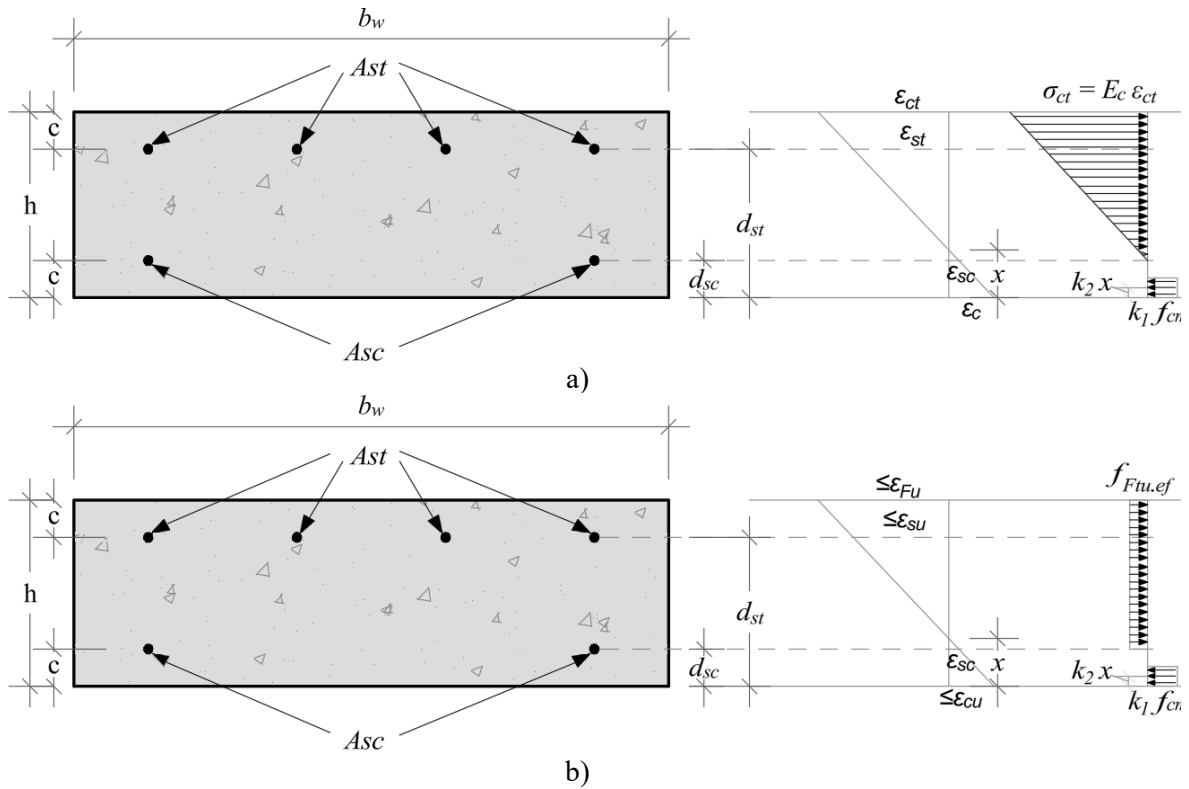


Figura 5. Diagramas de distribuição de extensões e tensões na seção de momento negativo em: a) betão não fissurado; b) SFRC fissurado.

A determinação da carga de rotura é efetuada em duas fases, tal como mostrado na Fig. 6. A primeira fase decorre até à formação de rótula plástica na zona de máximo momento negativo (momento resistente negativo, $M_F = M_R^-$). Na segunda fase a viga dispõe de rótula plástica no apoio central, onde M_R^- é preservado com valor constante, aumentando-se o carregamento até que nas seções de carga se alcance o correspondente momento resistente (momento resistente positivo, $M_F^+ = M_R^+$), com a consequente formação de um mecanismo.

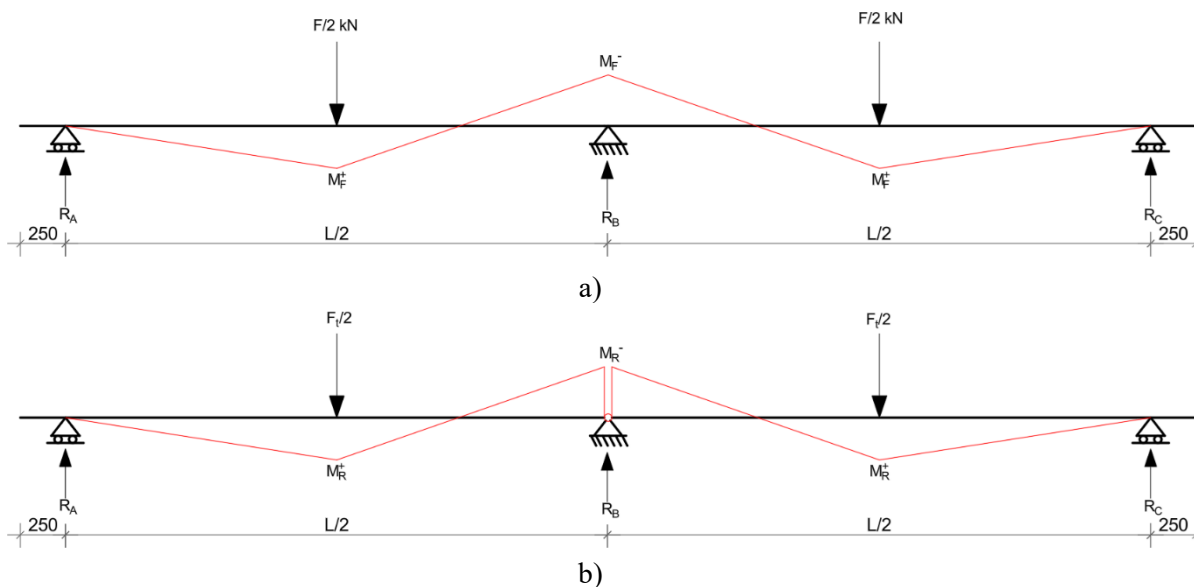


Figura 6. Diagrama de momento fletor: a) Fase 1; b) Fase 2 (dimensões em mm).

3.2 Relação momento-curvatura

Para o cálculo da relação força-curvatura foram realizados incrementos de carga de 0.5 kN até à formação de mecanismo na estrutura. A cada incremento de carga $F_i=0.5 \text{ kN}+F_{i-1}$, os respectivos valores de momento fletor foram calculados através do diagrama apresentado na Fig. 6, bem como as extensões no aço ($\varepsilon_{st,i}$) e no betão ($\varepsilon_{c,i}$) utilizando o modelo que permite determinar a resistência à flexão de dada secção (Fig. 5), determinando-se a curvatura χ_i :

$$\chi_i = (|\varepsilon_{st,i}| + |\varepsilon_{c,i}|) / d_{st} \quad (4)$$

em que d_{st} é o braço interno da armadura de tração (Fig. 5). Assim, para cada nível de força aplicada, e considerando os dois cenários de carregamento representados na Fig. 6, determinou-se a relação $M-\chi$ (Fig. 7). Dado que a resistência a tração do betão ($f_{ct,i}$) da superfície superior das vigas tem tendência para ser inferior à da superfície inferior devido ao desenvolvimento de microfissuras decorrentes dos efeitos de retração, o momento de início de fissuração na secção de momentos positivos e negativo foi calculado utilizando os valores médio (f_{ctm}) e característico ($f_{ctk,min}$) de resistência à tração do betão determinados de acordo com o MC2020, respetivamente.

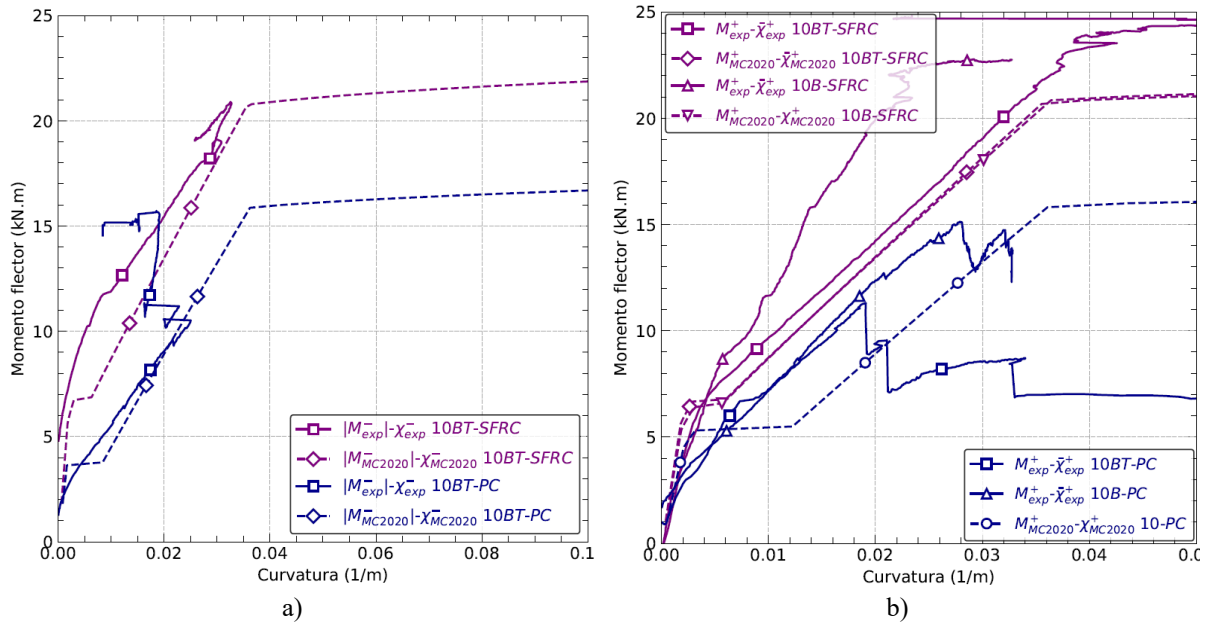


Figura 7. Curvas médias: a) $M^- - \chi^-$; b) $M^+ - \chi^+$.

3.3 Relação força-flecha

Para cada nível de força F_i , tendo-se o respetivo diagrama de momento fletor e a curvatura na secção carregada (M_i^+ , χ_i^+), a respetiva rigidez de flexão secante (EI^+) é determinada a partir de:

$$EI_i^+ = M_i^+ / \chi_i^+ \quad (5)$$

Assumindo distribuição linear de curvatura entre os pontos notáveis do diagrama de distribuição de curvaturas (Fig. 8) a flecha correspondente à força F_i é determinada aplicando o método da viga conjugada:

$$u_i = R_{Ai}L/4 - M_i^+ / (EI_i^+) (L/8)(L/12) \quad (6)$$

em que

$$R_{Ai} = (M_{1i}^+ + M_{2i}^+ - M_{3i}^-) / (L/2) \quad (7)$$

com

$$M_{1i}^+ = M_i^+ / (EI_i^+) (L/8)(L/4 + L/12) \quad (8)$$

$$M_{2i}^+ = M_i^+ / (EI_i^+) ((L/4 - x)/2)(x + (2/3)(L/4 - x)) \quad (9)$$

$$M_{3i}^- = M_i^- / (EI_i^+) (x/2)(x/3) \quad (10)$$

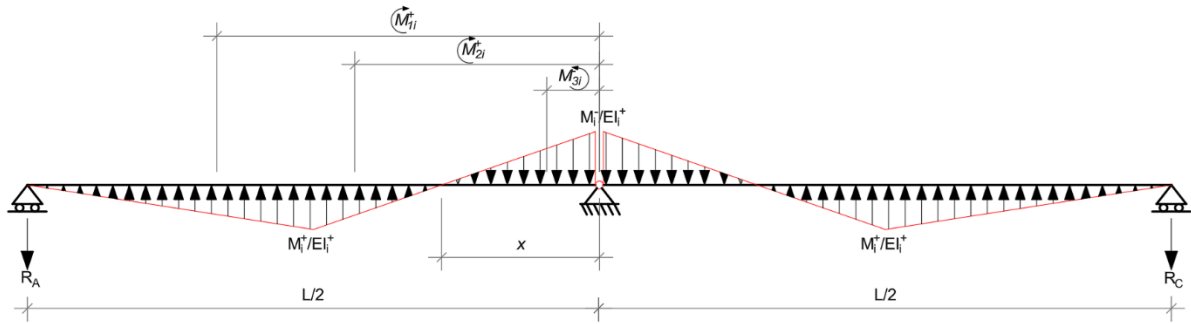


Figura 8. Aplicação do método da viga conjugada.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Fig. 9 apresenta as curvas médias (entre as duas vigas que formam cada série) força-flecha na secção carregada ($u-F_t$) para as quatro séries. Tendo em conta os resultados experimentais verifica-se que as fibras permitiram um aumento significativo de rigidez e de capacidade de carga. Consta-se mesmo que a quantidade de fibras utilizadas permite eliminar a armadura de momentos negativos. De facto, a capacidade de carga média da série 10B-SFRC (em SFRC e com armadura convencional exclusivamente na face inferior) foi de 62.94 kN, enquanto a da série 10BT-PC (sem fibras e com resistência a compressão do betão inferior, mas com armadura na face inferior e na face superior da zona do vão central) foi de 46.4 kN. As capacidades de carga experimentais ($F_{t,exp}$) e analíticas ($F_{t,MC2020}$) das vigas ensaiadas encontram-se no Quadro 1.

Em termos de capacidade preditiva do modelo, os resultados são muito bons nas vigas em SFRC, com erro de 1.3% e 1.8% no valor de $\bar{F}_{t,max}$ nas séries 10BT-SFRC e 10B-SFRC, respetivamente. O erro é superior nas séries PC, principalmente na viga $F_{t,MC2020_10BT-PC}$, com previsão numérica de capacidade de carga bem superior à registada experimentalmente. No entanto, esta viga rompeu precocemente devido a deficiente comprimento de ancoragem da armadura de momentos negativos na região sobre o apoio central.

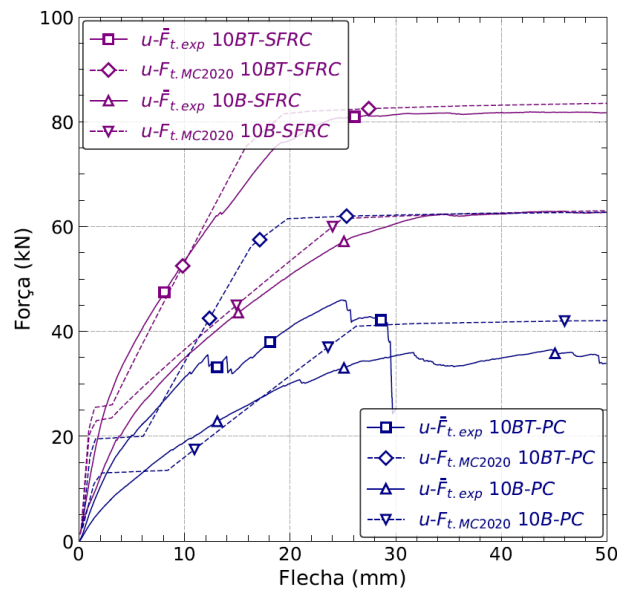


Figura 9. Curvas médias $u-F_t$

CONCLUSÕES

Com base nos programas experimentais executados e na metodologia analítica aplicada, as seguintes conclusões podem ser apontadas:

- Nas séries de vigas com a mesma taxa de reforço à flexão (ρ_{st}) nas zonas de momento positivo e negativo, o reforço de fibras combinado a um betão com maior resistência a compressão das séries realizadas com SFRC, resultaram em um aumento até 90% na capacidade de carga em relação às séries PC.
- As fibras demonstraram-se capazes de substituir a armadura convencional de resistência ao momento negativo sobre o apoio intermédio.
- As leis constitutivas do MC2020 apresentaram boa capacidade preditiva no que diz respeito a capacidade de carga, com um erro máximo de 4.4% no caso das vigas SFRC. Embora para as vigas PC tenha sido observado um erro de até 40.4%, isso deveu-se ao modo de rotura numa das vigas (10B-PC-1), por deficiente comprimento de ancoragem da armadura de momentos negativos, pois na viga em que este modo de rotura não ocorreu (10B-PC-2), o erro foi de apenas 7.6%.
- A metodologia combinada das leis constitutivas do MC2020 com a aplicação do método da viga conjugada demonstrou-se eficiente para prever de forma simples e fiável a relação $u-F_t$ de estruturas com reforço híbrido submetidas a carregamento que induzem rotura por flexão.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é apoiado por fundos nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia no âmbito do projeto " FemWebAI - Metodologia integrada para projeto de sistemas construtivos sustentáveis em betão reforçado com fibras segundo modelos computacionais avançados e robustos " PTDC/ECI-EST/6300/2020. O primeiro autor agradece a bolsa de doutoramento 2022.12428.BD concedida pela FCT.

REFERÊNCIAS

- [1] Huang, L.; Xu, L.; Chi, Y.; Xu, H. (2015). Experimental investigation on the seismic performance of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete columns. *Constr Build Mater*; Vol. 87, pp. 16–27. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.073>.
- [2] Barros, J.; Cunha, V.; Ribeiro, A.; Antunes J. (2005). Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*. Vol. 38, pp. 47–56. <https://doi.org/10.1617/14058>.
- [3] Cunha, V (2010). Steel Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete (from Micro-Mechanics to Composite) Behaviour). University of Minho, PhD Thesis.
- [4] Berrocal, C.; Lundgren, K.; Löfgren, I.; Karin, L. (2013). Influence of steel fibres on corrosion of reinforcement in concrete in chloride environments: a review. *In 7th International Conference Fibre Concrete 2013 Proceedings*.
- [5] Abrishambaf, A.; Cunha, V.; Barros, J. (2015). The influence of fibre orientation on the post-cracking tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete. *Frattura Ed Integrita Strutturale*, Vol. 31, pp. 38–53. <https://doi.org/10.3221/IGF-ESIS.31.04>.
- [6] Ferrara, L.; Ozyurt, N.; Di Prisco, M. (2011). High mechanical performance of fibre reinforced cementitious composites: The role of “casting-flow induced” fibre orientation. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, Vol. 44, pp. 109–128. <https://doi.org/10.1617/s11527-010-9613-9>.
- [7] Ozyurt, N.; Mason, T.; Shah, S. (2007). Correlation of fiber dispersion, rheology and mechanical performance of FRCs. *Cem Concr Compos*, Vol. 29; pp. 70–79. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.08.006>.

- [8] Maturana, A.; Sanchez, R.; Canales, J.; Orbe, A.; Ansola, R.; Veguería, E (2010). Technical economic analysis of steel fibre reinforced concrete flag slabs. A real building application. *XXXVII IAHS World Congress on Housing*.
- [9] Michels, J.; Waldmann, D.; Maas, S.; Zürbes, A (2012). Steel fibers as only reinforcement for flat slab construction – Experimental investigation and design. *Constr Build Mater*, Vol. 26; pp. 145–155. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.004>.
- [10] Destrée, X.; Mandl, J (2008). Steel fibre only reinforced concrete in free suspended elevated slabs: case studies, design assisted by testing route, comparison to the latest SFRC standard documents. In: *Proceedings of the fib Symposium “Tailor Made Concrete Structures”*.
- [11] Casanova, P.; Rossi, P.; Schaller, I (1997). Can steel fibers replace transverse reinforcements in reinforced concrete beams?. *Materials Journal*, Vol. 94; pp. 341–354.
- [12] Barros, J (2016). Fiber reinforced concrete and glass fibre reinforced polymer systems for the development of more sustainable construction systems. *9th RILEM International Symposium on Fiber Reinforced Concrete*.
- [13] Nogales, A.; de la Fuente, A. (2021). Numerical-aided flexural-based design of fibre reinforced concrete column-supported flat slabs. *Eng Struct*, Vol. 232. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111745>.
- [14] Harzallah, S.; Chabaat, M.; Saidani, M.; Moussaoui, M. (2022). Numerical investigation of the seismic vulnerability of bridge piers strengthened with steel fibre reinforced concrete (SFRC) and carbon fibre composites (CFC). *Case Studies in Construction Materials*, Vol 17. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01235>.
- [15] ACI Committee, 2015. ACI 544.6R-15: Report on Design and Construction of Steel Fiber-Reinforced Concrete Elevated Slab.
- [16] Barros, J.; Moraes Neto, B.; Melo, G.; Frazão, C. (2015). Assessment of the effectiveness of steel fibre reinforcement for the punching resistance of flat slabs by experimental research and design approach. *Compos B Eng*, Vol .78, pp. 8–25. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.03.050>.
- [17] Matthews, Mancini, Walraven, Bigaj-van Vliet, Dieteren, Allaix, et al. (2023). fib Bulletin 2020. Model Code 2020. *International Federation for Structural Concrete (fib)*.
- [18] NP EN 12390-13. 2014, Testing Hardened Concrete. Part 13: Determination of Secant Modulus of Elasticity in Compression. Caparica, Portugal: Instituto Português da Qualidade (IPO).
- [19] NP EN 12390-3. 2011, Testing Hardened Concrete. Part 3: Compressive Strength of Test Specimen. Caparica, Portugal: Instituto Português da Qualidade (IPO).
- [20] EN ISO 6892-1:2016. Metallic materials-Tensile testing - Part 1: Method of test at room temperature. CEN-European Committee for Standardization.
- [21] Barros, J.; Foster, S. (2018). An integrated approach for predicting the shear capacity of fibre reinforced concrete beams. *Eng Struct*, Vol. 174, pp. 346–357. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.071>.

Mitigating concrete shrinkage cracking: Enhancing performance with macro fibres and modern additives

J. Smet¹

W. Ronsse²

A. Karpauskas³

A. Rimkus⁴

ABSTRACT

The present research investigates the utilization of polypropylene macro fibres, specifically Durus EasyFinish fibers developed by Adfil, for the purpose of mitigating plastic shrinkage cracking and drying shrinkage cracking in structural concrete. The incorporation of synthetic macro-fibres is analysed to ascertain their advantages in preventing plastic shrinkage cracking, a phenomenon that arises when the surface of freshly poured concrete undergoes rapid drying. The study focuses on evaluating the performance of concrete beams during the early stages, with a comprehensive assessment of their strength at various time intervals. The residual flexural strength is evaluated by conducting 3-point bending tests following the EN14651 standard. To assess the efficacy of synthetic macro-fibres, testing methodologies such as plastic shrinkage testing and restraint concrete testing are employed. The obtained results indicate a noteworthy reduction in shrinkage cracks with an increase in fibre dosage, thereby indicating improved physical properties of concrete during the initial stages. Moreover, in order to optimize performance, attention is given to the curing processes and concrete mix design. A shrinkage-reducing agent is introduced as an additional measure to minimize shrinkage potential and subsequently decrease the likelihood of crack formation. Overall, this research conclusively establishes the effectiveness of synthetic macro-fibres in mitigating concrete shrinkage cracking.

Keywords: Concrete Shrinkage, Plastic Shrinkage, Polypropylene Fibres, Macro Synthetic Fibres.

1. INTRODUCTION

Concrete is one of the most widely used construction materials due to its excellent durability, strength, and versatility [1]. However, it is susceptible to various forms of deterioration, including shrinkage cracking. Concrete shrinkage, a natural phenomenon caused by moisture loss, can lead to unsightly and structurally compromising cracks, adversely affecting the long-term performance and serviceability of concrete structures. Addressing this issue is crucial to ensure the longevity and functionality of concrete infrastructure.

In recent years, researchers and practitioners have focused on developing effective strategies to mitigate concrete shrinkage cracking. Traditionally, approaches such as control joints, increased cement content, and supplementary cementitious materials have been employed. While these methods have demonstrated some success, they have limitations in terms of crack prevention and structural integrity enhancement. To overcome these limitations, recent advancements have introduced the incorporation of

¹ Adfil NV, Zele, Belgium. flavio.mota@chryso.com

² Adfil NV, Zele, Belgium. wim.ronsse@adfil.com

³ PP Baltic, Vilnius, Lithuania. flavio.mota@chryso.com

⁴ Laboratory of Innovative Building Structures, VILNIUS TECH, Vilnius, Lithuania. flavio.mota@chryso.com

macro fibres and modern additives into concrete mixtures. Macro fibres, typically made of synthetic materials such as polypropylene or steel, offer improved crack control by distributing tensile stresses across the matrix [3]. Their inclusion enhances the post-cracking behaviour of concrete, increasing its resistance to shrinkage-induced cracking. Additionally, modern additives, including shrinkage-reducing agents, expansive agents, and internal curing agents, have shown promising results in reducing shrinkage and improving the overall performance of concrete [2].

Adfil, a leading developer and producer, specializes in polypropylene macro fibres designed to provide superior early-age performance of concrete. Synthetic macro fibres are particularly beneficial in construction projects where plastic shrinkage cracking and drying shrinkage cracking are critical factors. Macro fibres help to prevent plastic shrinkage cracking, a common issue occurring when the surface of freshly poured concrete dries out too quickly, resulting in cracks. These fibres also contribute to controlling drying shrinkage cracking, which occurs as the concrete dries out and contracts, potentially leading to cracks. This is especially important in regions with low humidity or inadequate curing practices.

In addition to incorporating macro fibres, other measures should be considered to ensure optimal results. Concrete mix design plays a crucial role in the success of any construction project [4]. The curing process is vital to maximize the concrete's strength and durability. Proper curing involves keeping the concrete moist for a certain period after pouring, which can be achieved by applying a curing compound to cover the concrete surface.

This paper aims to investigate the effectiveness of using synthetic macro fibres and modern additives as a combined strategy to mitigate concrete shrinkage cracking. The research will encompass a comprehensive experimental program, including laboratory testing, mechanical property analysis, and crack monitoring. The outcomes of this study are expected to contribute to the understanding of the mechanisms underlying concrete shrinkage cracking and demonstrate the potential of macro fibres and modern additives in enhancing concrete performance. The findings will provide valuable insights for engineers, contractors, and researchers involved in the design and construction of durable and crack-resistant concrete structures.

2. TESTING AND PERFORMANCE EVALUATION

This section considers experimental testing of concrete investigating early age cracking of fibre reinforced concrete. Brief discussion of the test results of residual flexural strength and plastic shrinkage of restrained concrete using plate and ring specimens are provided.

2.1 Early age residual flexural strength testing

Early age residual flexural strength tests were executed to investigate the performance of concrete beams during the critical early stages of concrete development, specifically at 9, 14, and 24 hours after casting. The progress over a longer period was also monitored, observing the strength and stability at 7 and 28 days after casting. By carefully analysing the results, valuable insights were gained regarding the behaviour of cracks during their formative stages.

This study aimed to examine beams produced using plain concrete as well as fibre-reinforced concrete. Specifically, CE certified synthetic macro fibres known as Durus EasyFinish were utilized in two different dosages: 2.5 kg/m³ and 5.0 kg/m³. To provide a basis for comparison, specimens containing hooked-end steel fibres at a dosage of 30.0 kg/m³ were also subjected to testing.

The residual flexural strength of investigated materials was assessed by 3 point bending tests in accordance with the EN14651 standard [5]. Obtained test results are presented in Figure 1. To meet the standard's requirements, the residual flexural tensile strength f_{R1} value at crack mouth opening

displacement (CMOD) 0,5 mm needs to be minimum 1,5 MPa, and the residual flexural tensile strength FR4 at CMOD 3,5 mm needs to be minimum 1,0 MPa.

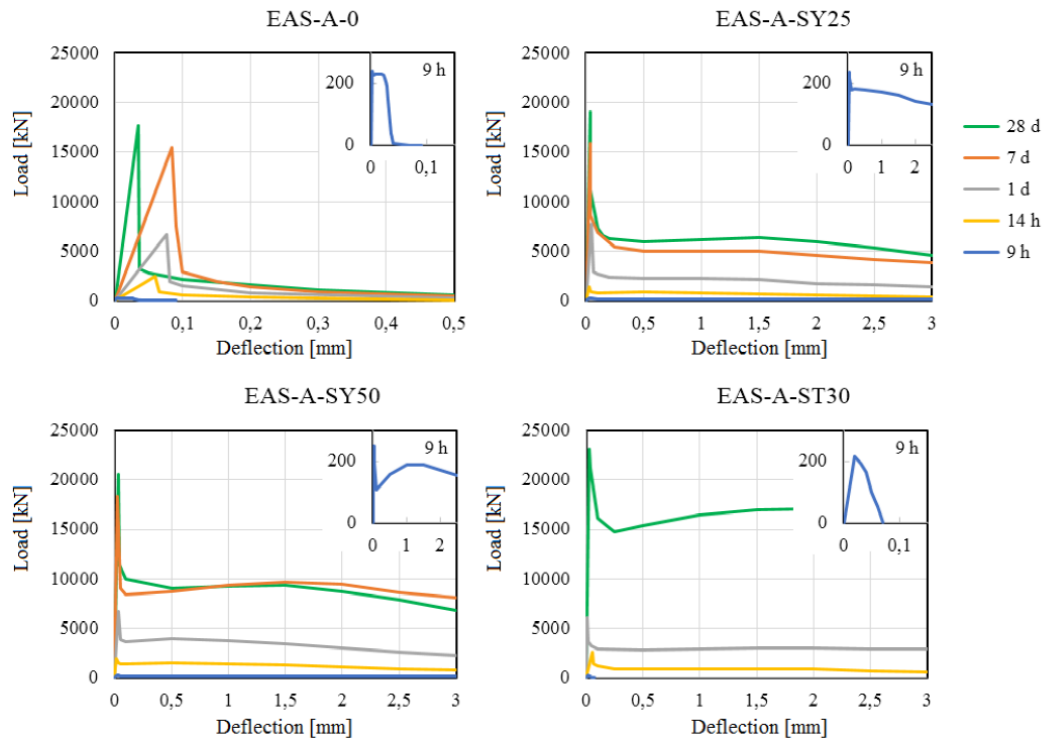


Figure 1. Average test results of (a) plain and fibre reinforced concretes with (b) 2.5 kg/m³ and (c) 5.0 kg/m³ synthetic fibres, and (d) 3.0 kg/m³ of steel fibres at different ages.

The above test results show that even after 9 hours, the synthetic fibres (Fig. 1b and c) are already active, keeping all the components in the concrete together to avoid early age cracking. The main reason for this effect can be found in the profile/structure over the full length of the polymer fibre, which blocks the fines of the concrete mix in the 3D fibre matrix, and so provides a kind of residual flexural strength already at this very early stage of the hydration process. Steel fibres (Fig. 1d) can never show such performance due to their shape: the fibre surface glides, and the hooks at both ends of the fibres are creating too aggressive point loads in the stage with still weak concrete.

2.2 Plastic shrinkage testing

The plastic shrinkage tests were carried out in accordance with the standard requirements of ASTM 1579–13 “Standard Test Method for Evaluating Plastic Shrink-age Cracking of Restrained Fiber Reinforced Concrete (Using a Steel Form Insert)” [6]. Tests were performed at the Laboratory of Innovative Building Structures of Vilnius Gediminas Technical University.

The test results of six panels are reported. Two panels were made of plain concrete and referred to as “Control panels”, while the other two were reinforced with polymer fibres Durus EasyFinish with dosages of 2 kg/m³ and 4 kg/m³.

A standard prismatic 355 × 560 × 100 mm mould was made of 18 mm laminated plywood with a hydrophobic surface (reducing the moisture absorption). The stress risers were made of a 5 mm steel plate following the geometry specified by ASTM C1579–13. The trapezoidal risers were fixed to the bottom surface of the mould (Fig. 2) to precisely control the location of any resulting cracks. The test setup is presented in Figure 3. Throughout the testing process, the airflow was closely monitored, maintaining a consistent rate of 5.07 m/s. The observed evaporation rates satisfied the ASTM C1579–13 standard requirement (≥ 1.0 kg/m²·h).

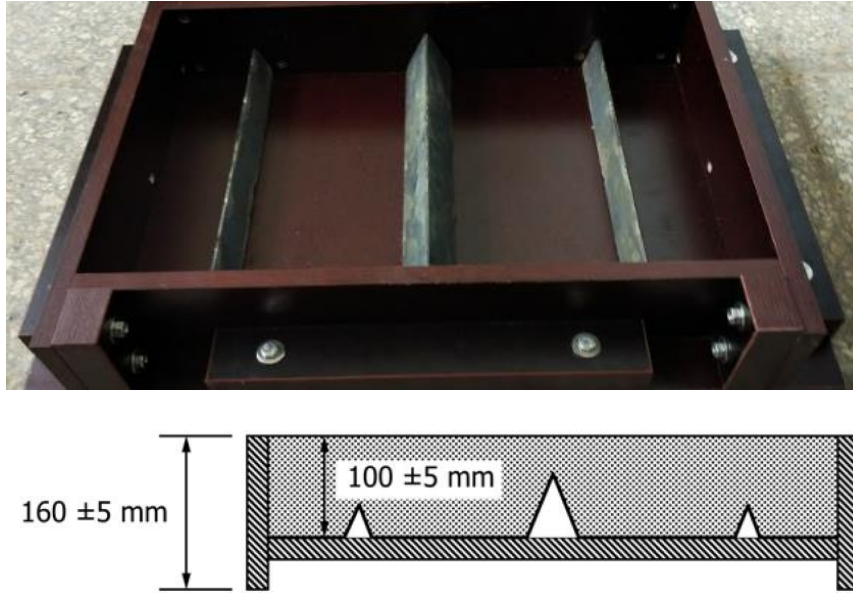


Figure 2. Formworks for concrete plastic shrinkage testing according to ASTM 1579-13.

Crack width at the specimen's surface was measured after 24 hours of the concrete mixing. The crack widths were measured using a digital microscope; the measurements were controlled using an optical microscope with a 0.01 mm precision. Figure 4 shows the final crack patterns. The cracks were measured along the cracking path over the stress riser with 10 mm intervals (except for the 25 mm boundary area of the test panel facing the side restraint). The images with crack patterns show a clear reduction of the shrinkage crack with 2 kg dosage, and a 100% reduction with a 4kg dosage of synthetic macro fibre Durus EasyFinish. This provides valuable insights into the effects of the fibres on the physical characteristics of concrete in the early stage.

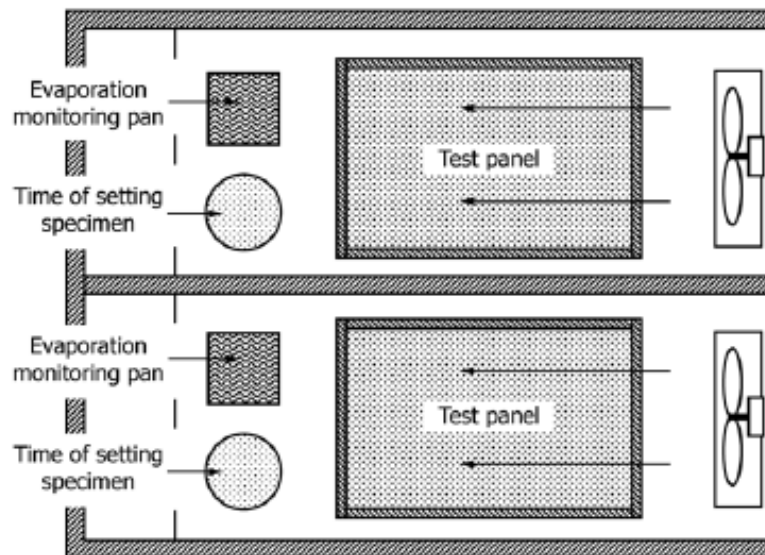


Figure 3. Concrete plastic shrinkage test setup according to ASTM 1579-13.

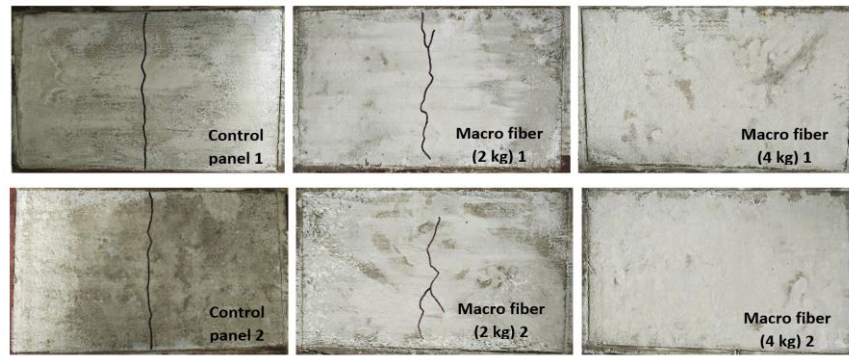


Figure 4. Crack patterns of concrete specimens tested according to ASTM 1579-13.

2.3 Restraint concrete ring testing

By utilizing the ring test, the behaviour of concrete with and without fibres under conditions of restraint shrinkage can be evaluated effectively. A unique ring shape specimens (**Fig. 5**), that effectively combines the best features of both American Society for Testing and Materials (ASTM) and American Association of State Highway and Transportation Officials (AAHSTO) testing standards, were developed by Adfil company. With this test, a comparison between the behaviour of plain and fibre reinforced concrete was performed. The concrete mix with a 4 kg/m³ of macro fibre Durus EasyFinish was used.

The drying process was measured at the top and the bottom of the circumference. Throughout the test, the environmental conditions were tightly controlled, with the relative humidity maintained at 60%, temperature held at 20°C, and the degree of restoration set to a range of 85-88%. Additionally, the test employed Fibre Bragg Grating (FBG) optical sensors to measure and monitor various parameters.

Upon visual inspection, no cracks were apparent to the naked eye in the Durus EasyFinish reinforced rings. However, a high-resolution camera enabled to detect micro cracking as indicated by the FBG sensors. In the restraint unreinforced concrete a crack width of 400 µm was measured, whereas in the restraint Durus EasyFinish reinforced concrete, the crack width fluctuated between only 5 and 20 µm.



Figure 5. Restraint concrete shrinkage ring test setup.

3. CONCRETE MIX DESIGN AND SHRINKAGE CONTROL

Concrete mix design optimization plays a crucial role in effectively mitigating shrinkage cracking in concrete structures. By establishing an ideal skeletal structure within the concrete mix, a wide array of shrinkage-related issues can be successfully prevented. For this investigation, an optimized concrete mix design provided by Adfil was employed. The composition of the concrete mix used in this study is

depicted in Figure 6. Fibers are effective in controlling the crack width, but they do not have a significant impact on the total amount of free shrinkage. While fibres have been observed to effectively control crack width, their impact on the total amount of free shrinkage is relatively negligible. Thus, the incorporation of shrinkage-reducing agent into the concrete mix emerges as a highly efficacious approach to govern shrinkage and further mitigate the risk of shrinkage-induced cracks throughout the entirety pro-cess of concrete setting.

The objective of this section is to demonstrate the significant influence of a well-balanced shrinkage-reducing agent on concrete shrinkage cracking. In particular, the study utilizes Crackstop Liquid, a shrinkage-reducing agent developed by Adfil, with the primary aim of minimizing the shrinkage potential of the concrete mix and effectively preventing the formation of cracks throughout the entire process of concrete setting.

Accurate determination of the total shrinkage of investigated concrete with and without shrinkage-reducing agent was achieved through comprehensive testing conducted in Adfil's proprietary laboratory and an independent laboratory (KU Leuven Gent - WTCB), in strict accordance with the guidelines outlined in the NBN EN 12390-16 "Testing hardened concrete - Part 16: Determination of the shrinkage of concrete" standards [7].

The results presented in Figure 7 illustrate that the incorporation of 3 l/m³ of Crackstop Liquid into the existing concrete mix, the shrinkage potential can easily be decreased by 40%. The reduction in shrinkage offers numerous benefits, including a decreased likelihood of crack formation, enhanced durability of concrete structures, and reduced dependence on shrinkage reinforcement. Furthermore, it facilitates the construction of larger bay sizes in flooring applications and unlocks possibilities in cast wall and precast applications. The optimization of concrete mix design, accompanied by the incorporation of shrinkage-reducing agents, plays a pivotal role in mitigating shrinkage cracking in concrete. This approach not only diminishes the risk of crack formation but also enhances the overall performance and durability of concrete structures.

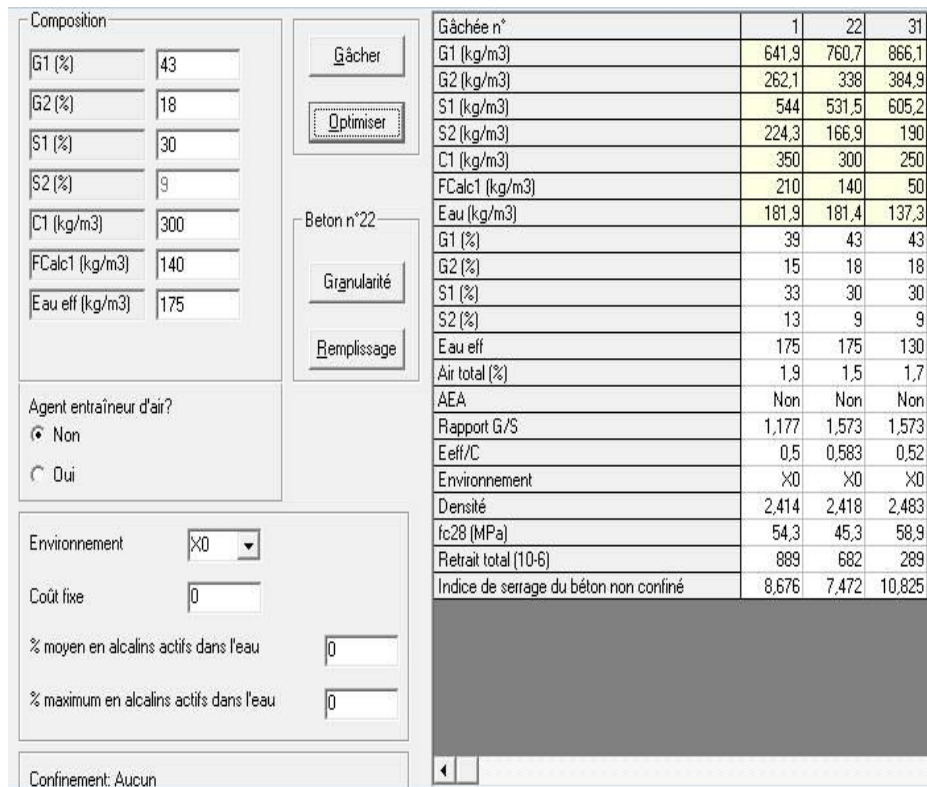


Figure 6. Composition of optimised concrete mix.

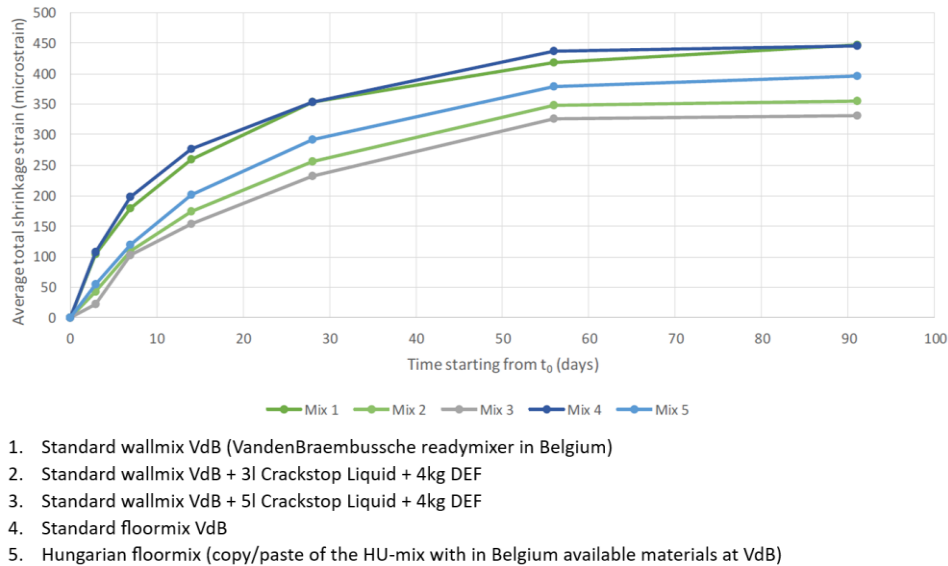


Figure 8. Average total shrinkage strain – time behaviour of mixtures with and without Crackstop Liquid.

CONCLUSIONS

The test results presented in this publication provide compelling evidence that when a high-quality concrete mix is utilized in conjunction with synthetic macro-fibres, the overall shrinkage can be effectively controlled to prevent the development of micro cracks that could potentially escalate into larger cracks throughout the concrete setting process. This outcome holds significant implications for the construction industry, as it enables the creation of watertight structures and facilitates the implementation of larger bay sizes in flooring applications. Numerous case studies conducted in Belgium, primarily focusing on wall applications, have already demonstrated the notable effectiveness of synthetic macro fibres in achieving these desirable outcomes.

REFERENCES

- [1] Mindess, S., & Young, J. F. (2015). Concrete. Prentice Hall.
- [2] Soroushian, P., & Zhang, X. (2009). Reducing early age shrinkage of concrete containing blended cements. *ACI Materials Journal*, 106(6), 523-530.
- [3] Yazıcı, H., Baradan, B., & Erdem, S. (2006). Effects of polypropylene fibers on the properties of high-strength concretes. *Cement and Concrete Research*, 36(6), 1369-1373.
- [4] Yu, R., Spiesz, P., & Brouwers, H. J. H. (2014). Mix design and properties assessment of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPRFC). *Cement and concrete research*, 56, 29-39.
- [5] EN 14651. (2005). “Test method for metallic fibre concrete - Measuring the flexural ten-sile strength (Limit of proportionality (LOP), residual). Brussels: European Committee for Standardization.
- [6] ASTM C 1579. (2006). Standard test method for evaluating plastic shrinkage cracking of restrained fiber reinforced concrete (using a steel form insert). American Society for Testing and Materials.
- [7] DIN, E. (2019). 12390-16, Prüfung von festbeton-teil 16: Bestimmung des schwindens von beton; deutsche fassung en 12390-16: 2019.

Influência da cura térmica em geopolímeros à base de metacaulim

M.C. Maturama ¹ L.C.S. Alves ² F.G.S. Ferreira ³

RESUMO

A busca pela redução dos impactos ambientais causados pela produção do cimento Portland torna interessante o uso de ligantes alternativos, tais como os geopolímeros. Esse material pode ser definido como sendo a junção de materiais fontes de aluminossilicatos que endurecem em meio alcalino e podem possuir alta resistência mecânica e boa durabilidade. Entretanto, as propriedades finais desse ligante podem variar em função do tempo e da temperatura de cura. Por isso, o presente trabalho visa investigar a influência de diferentes tempos e temperaturas de cura, comparando-os com a cura ambiente, na resistência à compressão de geopolímeros produzidos à base de metacaulim. Para este propósito, foram empregadas pastas geopoliméricas com 2 a 4 horas de tempo de cura com temperaturas variando de 40 °C a 80 °C, rompidas aos 28 dias de idade. Notou-se que existe uma tendência de diminuição desse parâmetro com o acréscimo da temperatura, sendo alcançado 28 MPa de resistência com 2 horas de cura a 40 °C. Ademais, foi percebido uma diferença de valores, entre o maior valor de resistência e o obtido em cura ambiente, de aproximadamente 15%. Conclui-se que a temperatura de cura é um parâmetro significativo na determinação da resistência à compressão, sendo a cura ambiente viável para aplicação em pastas geopoliméricas.

Palavras-chave: Cura térmica; Ligante álcali-ativado; Teste de Tukey; Resistência à compressão

1. INTRODUÇÃO

A fim de diminuir o impacto ambiental, é imprescindível a busca por materiais mais sustentáveis na esfera da construção civil [1]. Isso pode ser alcançado através da diminuição gradativa do uso de cimento Portland, já que o processo de fabricação desse material consome muita energia e gera, consequentemente, altas taxas de emissões de dióxido de carbono na atmosfera [2,3].

Os geopolímeros aparecem, nesse contexto, como uma alternativa mais sustentável para reduzir os impactos oriundos da indústria da construção civil [4]. Esse material pode ser fabricado através da junção de dois componentes principais: uma solução alcalina, como o hidróxido de sódio (NaOH) e/ou o silicato de sódio (Na₂SiO₃), e um material fonte de aluminossilicato, chamado de material base, que pode ser oriundo de fontes naturais (como o caulim) ou resíduos da indústria (tais como as cinzas volantes) [5,6].

O geopolímero pode possuir alta resistência inicial e/ou final, boa passivação ao reforço, microestrutura densa e resistência ao calor e ao ataque químico [7]. Dentre suas aplicações, o geopolímero pode ser empregado em fábricas de pré-moldados, para produção de concretos leves, armados ou não armados, sendo importante destacar a necessidade do uso de equipamentos de proteção individual pelos

¹ Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil. murilomaturana@estudante.ufscar.br

² Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil. lorayne_cristina@hotmail.com

³ Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil. fgianotti@ufscar.br

funcionários para o seguro manejo dos álcalis cáusticos [8,9]. Outra utilização é para imobilização de resíduos tóxicos e nucleares e uso em locais que exigem resistência ao fogo ou isolamento adiabático, devido à baixa condutividade térmica do material [9]. Por fim, vale destacar sua aplicação na tecnologia de impressão 3D, inclusive voltado a construção civil [9,10].

Entretanto, ressalta-se que as propriedades finais desse ligante geopolimérico vão depender do material de origem e do processo de ativação empregado, assim como do tempo e temperatura de cura [7,11]. Normalmente, maiores temperaturas tendem a acelerar o processo de geopolimerização, agilizando o ganho de resistência à compressão e flexão. Tal efeito também pode ser obtido com crescentes tempos de cura [12].

Ainda sobre esse processo de ativação, temperaturas mais altas aceleram a dissolução das fases amorfas do material base, principalmente na fase inicial de cura (até 12 h) e, conseqüentemente, gera uma estrutura mais densa, aumentando a resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade [13]. Entretanto, temperaturas muito altas, em torno de 80 °C a 100 °C, com tempos de cura prolongados, podem levar a evaporação da água e ao surgimento de microcavidades [4].

O Quadro 1 expõe uma compilação de metodologias de alguns autores que analisaram a influência da temperatura e/ou condição de cura em geopolímeros, apresentando os parâmetros empregados e as datas de ensaios adotadas em cada estudo.

Quadro 1. Resumo de pesquisas que estudaram a temperatura e condição de cura.

<i>Referência</i>	<i>Material base / Ativador(es)</i>	<i>Temperatura de cura (°C)</i>	<i>Condição de cura</i>	<i>Datas de ensaio (dias)</i>
Heah et al. [4]	Caulim / NaOH + Na ₂ SiO ₃	40, 60, 80 e 100	Cura em forno por 1, 2 e 3 dias	1, 3, 7 e 28
Mo et al. [13]	Metacaulim / NaOH + Na ₂ SiO ₃	temp. ambiente, 40, 60, 80 e 100	---	1, 3 e 7
Aliabdo et al. [14]	Cinzas volantes + Cimento Portland / NaOH + Na ₂ SiO ₃	28, 50, 70 e 90	24, 48 e 72 h	7 e 28
Sajan et al. [2]	Cinzas volantes / NaOH + Na ₂ SiO ₃	20, 40, 60 e 80	---	3, 7 e 14

Heah et al. [4] examinaram o efeito de cura em pastas geopoliméricas adotando temperaturas de 40 °C, 60 °C, 80 °C e 100 °C, com cura em forno de 1 a 3 dias. Para isso, empregaram um caulim ativado com uma combinação de hidróxido de sódio e silicato de sódio. Os autores concluíram que o acréscimo da temperatura aumenta a resistência mecânica devido ao melhor processo de dissolução das espécies reativas. Entretanto, maiores valores distorcem essa reação, sendo 60 °C a temperatura ideal para geração de uma microestrutura mais densa.

A pesquisa de Mo et al. [13] analisou o processo de geopolimerização em pastas geopoliméricas à base de metacaulim. Foram adotadas temperaturas de cura variando de 20 °C a 100 °C. Observou-se que o acréscimo da temperatura melhora as características mecânicas, já que ela acelera a dissolução das partículas do material base, se empregado temperaturas até 60 °C. Entretanto, o emprego de valores mais altos (entre 80 °C e 100 °C) restringe a formação de uma estrutura compacta e resistente. Com 7 dias a 60 °C, foram obtidos geopolímeros com resistência à compressão aproximada de 100 MPa.

O concreto estudado por Aliabdo et al. [14] empregou as cinzas volantes e o cimento Portland (como aditivo) para produção de compósitos geopoliméricos. Os autores analisaram a variação da temperatura, entre 28 °C e 90 °C, no processo de cura e concluíram que há uma melhora da resistência à compressão, e conseqüente redução dos parâmetros de absorção de água e porosidade, até um limite de 70 °C, onde

foi possível obter aproximadamente 37 MPa de resistência à compressão aos 28 dias. Notou-se também que, em relação a condição de cura, maiores tempos podem levar a melhores propriedades.

Sajan et al. [2] estudaram o efeito da molaridade do ativador, da temperatura e do período de cura em diversas pastas geopoliméricas à base de cinzas volantes submetidas a carga uniaxial. Os autores notaram que esse parâmetro aumenta quando a temperatura sobe de 20 °C para 60 °C. Com baixos valores, a menor taxa de geopolimerização, que gera partículas não reagidas, pode ser a responsável pela menor resistência. Entretanto, acima de 60 °C, a resistência à compressão diminui nas concentrações mais altas do ativador.

Visto isso, a presente pesquisa tem como objetivo analisar a atuação da cura térmica em pastas geopoliméricas que utilizam o metacaulim como material precursor. Para isso, foi estudado a influência dos parâmetros de tempo e temperatura de cura no resultado de resistência à compressão axial aos 28 dias.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais empregados

O metacaulim, utilizado como material base principal para produção das pastas, consistiu no Metacaulim HP Ultra (Brasil), cuja composição química é dada no Quadro 2. Nota-se que o metacaulim é composto basicamente por sílica e alumina, sendo que a soma desses óxidos ultrapassa 90% da composição total.

Quadro 2. Composição química do metacaulim.

<i>Componente (%)</i>	<i>Metacaulim</i>
SiO ₂	59,0
Al ₂ O ₃	32,5
Fe ₂ O ₃	1,9
TiO ₂	1,0
CaO	0,2
MgO	0,4
K ₂ O	1,5
Na ₂ O	0,1
SO ₃	0,2
Perda ao fogo	3,1
Massa específica (kg/dm ³)	2,53

O silicato de sódio (Na₂SiO₃) utilizado nesta pesquisa foi adquirido da empresa Una-Prosil - Usina Nova América (Brasil), com nome Silicato de sódio alcalino em pó 2.0, contendo aproximadamente 56% de sílica e 26% de óxido de sódio. O hidróxido de sódio (NaOH) foi comprado da empresa Cromoline Química Fina, com nome Hidróxido de sódio (micropérolas) P.A., contendo 98,0% de NaOH.

2.2 Mistura dos compósitos

Para a moldagem, primeiramente, foram pesados, conforme o traço, os materiais necessários para preparação da solução ativadora. A produção das soluções de silicato de sódio (Na₂SiO₃) e hidróxido de sódio (NaOH), respeitaram as molaridades de 12 e 15 mols, respectivamente. Depois de 24h, os líquidos foram armazenados em vidros de coloração âmbar até o momento da moldagem.

No dia da mistura, a solução, juntamente com a água extra, foi adicionada ao metacaulim, nas proporções estabelecidas no Quadro 3, determinados de acordo com estudos preliminares realizados pelo grupo de

geopolímero da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). O processo de homogeneização foi definido em 1 min.

Quadro 3. Relações estabelecidas na dosagem, em kg/m³.

<i>Solução de hidróxido de sódio (15 M)</i>		<i>Solução de silicato de sódio (12 M)</i>		<i>Água adicional</i>	<i>Metacaulim</i>
<i>Água</i>	<i>NaOH</i>	<i>Água</i>	<i>Na₂SiO₃</i>		
1783,38	1070,03	1826,33	2675,16	781,94	6273,17

As pastas, por fim, foram inseridas em moldes cilíndricos, de dimensão 5 cm (diâmetro) x 10 cm (altura). A desmoldagem foi realizada com 24 h de cura. Após isso, os corpos de prova foram submetidos a diferentes condições de cura, variando o tempo e temperatura à exposição ao calor até a data de ensaio, de acordo com os planos experimentais apresentados no Quadro 4. Vale ressaltar que o plano experimental 1 consistiu na referência, com cura ambiente.

Quadro 4. Planos experimentais de estudo variando o tempo e temperatura de exposição das argamassas à temperatura.

<i>Plano experimental</i>	<i>Temperatura de cura</i>	<i>Tempo de cura</i>
1	Ambiente	---
2	40 °C	2 horas
3	40 °C	4 horas
4	60 °C	2 horas
5	60 °C	4 horas
6	80 °C	2 horas
7	80 °C	4 horas

Para evitar fissuração dos corpos de prova durante o processo de cura térmica devido à rápida evaporação da solução alcalina, resultando em processo de encolhimento a seco [15], as amostras foram aquecidas durante 5 min, em água, até obtenção da temperatura de ensaio. Posteriormente, foram levados a estufa em recipientes de plástico e deixados conforme tempo de exposição determinado em cada plano. Após esse processo, as amostras foram retiradas da estufa e envolvidas com plástico filme até a idade de ensaio.

O ensaio de resistência à compressão foi realizado aos 28 dias de cura, conforme normativa brasileira [16]. Foi utilizada uma Máquina Universal de Ensaio da marca EMIC, modelo DL60000, com célula de carga de 60 t. Evidencia-se que foram moldados 4 CPs para cada plano experimental, totalizando 28 amostras para pasta e a mesma quantidade para argamassas. A Figura 1 exemplifica o processo de produção e rompimento das amostras.



Figura 1. Esquema para produção das pastas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O resultado de resistência à compressão aos 28 dias das pastas geopoliméricas está apresentado na Figura 2.

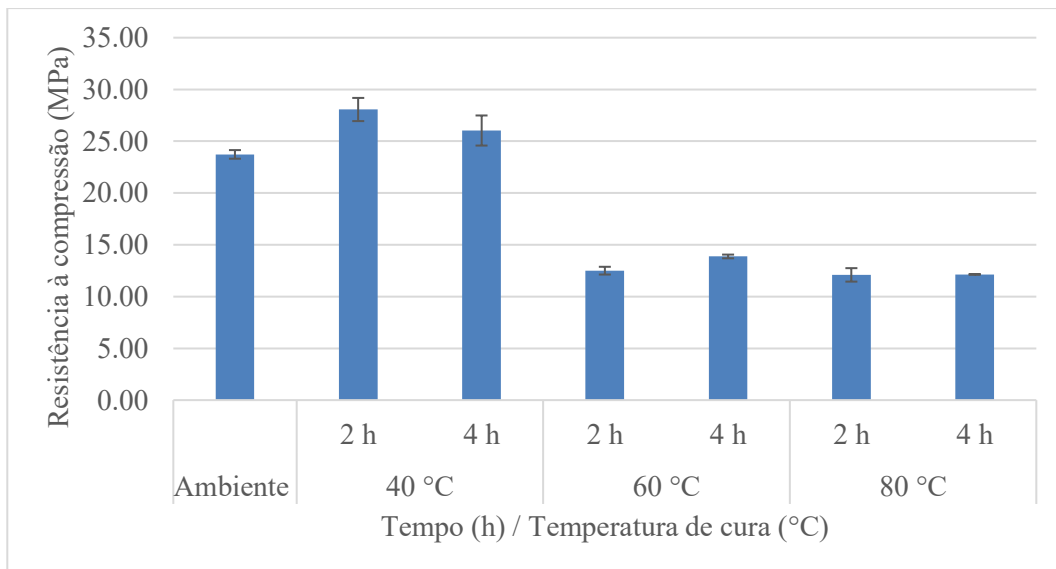


Figura 2. Resistência à compressão das pastas geopoliméricas.

Nota-se que os maiores valores de resistência à compressão foram obtidos com as pastas curadas a temperatura de 40°C, sendo o tempo de cura de 2 horas o ideal para otimização desse parâmetro mecânico. Este aumento pode ter ocorrido devido a maior atividade de geopolimerização a essa temperatura que, conseqüentemente, gerou mais produtos de reação [15,17].

Ainda, observa-se que o emprego da temperatura ambiente no processo de endurecimento foi capaz de gerar compósitos com resistências razoáveis (acima de 20 MPa aos 28 dias de cura) [18]. Destaca-se que a diferença percentual entre o maior valor obtido e aquele correspondente a cura ambiente é de aproximadamente 15%. Diversos autores da literatura aplicam cura ambiente na produção de geopolímeros [19–22].

Os menores valores de resistência foram encontrados para pastas com temperaturas de 60 °C e 80°C. Isso pode ter ocorrido porque curas com temperaturas elevadas podem interferir na formação da estrutura do gel na síntese do geopolímero [23]. Vale ressaltar, entretanto, que esse resultado pode ter sido influenciado pelo processo de produção do geopolímero, já que, durante a moldagem das amostras, parte da solução ativadora se mostrou cristalizada no recipiente de armazenamento. Isso pode ter alterado a composição química da solução final e, conseqüentemente, modificado as propriedades finais do geopolímero, já que baixas relações líquido/material precursor podem prejudicar o processo de geopolimerização e tendem a diminuir a resistência mecânica [24].

O Quadro 5 traz a o resultado da análise de variância (ANOVA) para os resultados de resistência à compressão das pastas geopoliméricas.

Quadro 5. Quadro ANOVA para resistência à compressão das pastas geopoliméricas.

<i>Fonte de variação</i>	<i>Soma dos quadrados</i>	<i>Graus de liberdade</i>	<i>Quadrado médio</i>	<i>F calculado</i>	<i>Valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Tempo de cura	0,18	1	0,18	0,10	0,754566	4,26
Temperatura	1346,73	3	448,91	246,64	3,67E-18	3,01
Interações	11,85	3	3,95	2,17	0,117791	3,01
Dentro	43,68	24	1,82			
Total	1402,44	31				

Percebe-se que os valores encontrados no item “valor-P” para o tempo de cura e a interação entre o tempo de cura e a temperatura são maiores do que o nível de significância (α) de 5%, evidenciando que esses parâmetros não são determinantes na obtenção da resistência à compressão. O mesmo padrão foi observado por Rovnaník [12], que constatou que amostras curadas por duas ou mais horas, para geopolímeros submetidos a temperatura de cura de 60 °C, produzem resistências mecânicas finais semelhantes. Visto isso, é interessante a adoção de tempos de cura mais curtos para minimização da energia elétrica gasta [19].

Entretanto, comportamento diferente acontece com a variável de temperatura, em que o “valor-P” é menor que 5%. O temperatura de cura interfere no pico de polimerização e no calor total das reações, interferindo nos resultados das propriedades mecânicas [25].

Como complemento, para identificar quais médias são significativamente diferentes uma das outras, o software “Past” foi empregado para realização do teste de Tukey. Analisou-se a comparação entre médias obtidas, levando em conta a temperatura e tempo de cura isoladamente, sendo os resultados apresentados no Quadro 6, onde os valores com diferença significativa estão destacados em negrito e sombreados em cinza claro.

Quadro 6. Teste de Tukey para temperatura e tempo de cura em pastas geopoliméricas.

<i>Temperatura</i>	27 °C	40 °C	60 °C	80 °C	<i>Tempo de cura</i>	2 h	4 h
Ambiente	---	2,77E-04	2,80E-13	5,02E-14	2 h	---	0,754
40 °C	2,77E-04	---	1,80E-14	1,75E-14	4 h	0,754	---
60 °C	2,80E-13	1,80E-14	---	0,406			
80 °C	5,02E-14	1,75E-14	0,406	---			

Nota-se, portanto, que a temperatura de cura é um parâmetro significativo na obtenção da resistência à compressão de pastas geopoliméricas, como já comentado anteriormente [23,26–28]. O resultado aponta que há diferença relevante entre os resultados obtidos a temperaturas ambiente, a 40 °C e a 60 °C. Isso porque o aumento da temperatura insere mais energia cinética ao sistema e auxilia nas quebras das

ligações moleculares do soluto pelo solvente, conservando uma atração intermolecular de forma eficaz [28]. Porém, acima de 60 °C, não há contraste entre as médias analisadas, condizendo com os resultados obtidos nos ensaios, em que a diferença percentual entre as resistências mecânicas alcançada nessas temperaturas aos 28 dias não diferem de 12,5%. Somado a isso, o aumento do tempo de cura, assim como mencionado, não é um parâmetro determinante, gerando resistências mecânicas análogas [12,19].

4. CONCLUSÕES

Este estudo investigou a influência da cura térmica em pastas geopoliméricas à base de metacaulim. A adoção de diferentes temperaturas e tempos de curas foi analisada em relação a resistência à compressão axial aos 28 dias. Os principais resultados obtidos foram:

- Considerando os planos experimentais realizados, o resultado que obteve melhor desempenho foi a pasta curada a 40°C por 2 horas, com um valor de 28,06 MPa;
- A temperatura de cura é uma variável significativa na determinação da resistência de pastas geopoliméricas. Esse parâmetro tende a influenciar em temperaturas até 60 °C;
- O tempo de cura não é significativo nas pastas, tendendo a diminuir os parâmetros de resistência.

Esse trabalho destaca a importância de um estudo acerca da interferência de parâmetros de cura para definição de uma mistura que otimize os parâmetros mecânicos do geopolímero. A cura térmica pode aumentar a resistência mecânica em pastas geopoliméricas até um certo limite de temperatura. Entretanto, visto a similaridade entre os valores obtidos de resistência mecânica, torna a cura ambiente uma alternativa viável. Para trabalhos futuros, importante a análise de parâmetros de gasto energético e sustentabilidade do material.

AGRADECIMENTOS

A Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro, a Metacaulim do Brasil pela doação de material e a Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) pela infraestrutura para realização dos ensaios.

REFERÊNCIAS

- [1] M.H. Raza, M. Khan, R.Y. Zhong, Strength, porosity and life cycle analysis of geopolymer and hybrid cement mortars for sustainable construction, *Science of the Total Environment* 907 (2024). <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2023.167839>.
- [2] P. Sajan, T. Jiang, C.K. Lau, G. Tan, K. Ng, Combined effect of curing temperature, curing period and alkaline concentration on the mechanical properties of fly ash-based geopolymer, *Cleaner Materials* 1 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.clema.2021.100002>.
- [3] S. Wang, B. Wang, H. Zhu, G. Chen, Z. Li, L. Yang, Y. Zhang, X. Zhou, Ultra-high performance concrete: Mix design, raw materials and curing regimes-A review, *Mater Today Commun* 35 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.mtcomm.2023.105468>.
- [4] C.Y. Heah, H. Kamarudin, A.M. Mustafa Al Bakri, M. Binhussain, M. Luqman, I. Khairul Nizar, C.M. Ruzaidi, Y.M. Liew, Effect of curing profile on kaolin-based geopolymers, in: *Phys Procedia*, Elsevier B.V., 2011: pp. 305–311. <https://doi.org/10.1016/j.phpro.2011.11.048>.
- [5] P. Duxson, J.L. Provis, G.C. Lukey, J.S.J. van Deventer, The role of inorganic polymer technology in the development of “green concrete,” *Cem Concr Res* 37 (2007) 1590–1597. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.018>.
- [6] G.F. Huseien, J. Mirza, M. Ismail, M.W. Hussin, Influence of different curing temperatures and alkali activators on properties of GBFS geopolymer mortars containing fly ash and palm-oil fuel

- ash, *Constr Build Mater* 125 (2016) 1229–1240. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.153>.
- [7] M. Schneider, M. Romer, M. Tschudin, H. Bolio, Sustainable cement production-present and future, *Cem Concr Res* 41 (2011) 642–650. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.03.019>.
- [8] J.L. Provis, Alkali-activated materials, *Cem Concr Res* 114 (2018) 40–48. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.02.009>.
- [9] Y. Wu, B. Lu, T. Bai, H. Wang, F. Du, Y. Zhang, L. Cai, C. Jiang, W. Wang, Geopolymer, green alkali activated cementitious material: Synthesis, applications and challenges, *Constr Build Mater* 224 (2019) 930–949. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.112>.
- [10] R. Robayo-Salazar, R. Mejía de Gutiérrez, M.A. Villaquirán-Caicedo, S. Delvasto Arjona, 3D printing with cementitious materials: Challenges and opportunities for the construction sector, *Autom Constr* 146 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104693>.
- [11] Y.H.M. Amran, R. Alyousef, H. Alabduljabbar, M. El-Zeadani, Clean production and properties of geopolymer concrete; A review, *J Clean Prod* 251 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.119679>.
- [12] P. Rovnaník, Effect of curing temperature on the development of hard structure of metakaolin-based geopolymer, *Constr Build Mater* 24 (2010) 1176–1183. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.12.023>.
- [13] B.H. Mo, H. Zhu, X.M. Cui, Y. He, S.Y. Gong, Effect of curing temperature on geopolymerization of metakaolin-based geopolymers, *Appl Clay Sci* 99 (2014) 144–148. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2014.06.024>.
- [14] A.A. Aliabdo, A.E.M. Abd Elmoaty, H.A. Salem, Effect of cement addition, solution resting time and curing characteristics on fly ash based geopolymer concrete performance, *Constr Build Mater* 123 (2016) 581–593. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.07.043>.
- [15] O.A. Mayhoub, A. Mohsen, Y.R. Alharbi, A.A. Abadel, A.O. Habib, M. Kohail, Effect of curing regimes on chloride binding capacity of geopolymer, *Ain Shams Engineering Journal* 12 (2021) 3659–3668. <https://doi.org/10.1016/j.asej.2021.04.032>.
- [16] ABNT NBR 5739, Concreto — Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos, 2018.
- [17] A.O. Habib, I. Aiad, T.A. Youssef, A.M. Abd El-Aziz, Effect of some chemical admixtures on the physico-chemical and rheological properties of oil well cement pastes, *Constr Build Mater* 120 (2016) 80–88. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.044>.
- [18] K. Somna, C. Jaturapitakkul, P. Kajitvichyanukul, P. Chindaprasirt, NaOH-activated ground fly ash geopolymer cured at ambient temperature, *Fuel* 90 (2011) 2118–2124. <https://doi.org/10.1016/j.fuel.2011.01.018>.
- [19] G. Görhan, R. Aslaner, O. Şinik, The effect of curing on the properties of metakaolin and fly ash-based geopolymer paste, *Compos B Eng* 97 (2016) 329–335. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.05.019>.
- [20] B. Nikmehr, B. Kafle, A.W. Al Zand, R. Al-Ameri, The effect of hybrid basalt fibres on the mechanical and structural characteristics of geopolymer concrete containing geopolymer-coated recycled concrete aggregates, *Constr Build Mater* 450 (2024) 138649. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.138649>.
- [21] X. Feng, N. Liu, X. Lu, Investigation of un-calcined coal gangue together with ground granulated blast furnace slag and fly ash to ambient-curing production high-strength geopolymer, *Journal of Materials Research and Technology* 25 (2023) 3985–3997. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2023.06.249>.

- [22] P. Godani, T.S. Priya, U.J. Alengaram, Evaluation of chemo-physio-mechanical characteristics of GGBS-MBS-based ready-mix geopolymer under ambient curing condition, *Constr Build Mater* 449 (2024). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.138202>.
- [23] J.G.S. Van Jaarsveld, J.S.J. Van Deventer, G.C. Lukey, The effect of composition and temperature on the properties of fly ash-and kaolinite-based geopolymers, 2002.
- [24] A. Arulrajah, T.A. Kua, S. Horpibulsuk, M. Mirzababaei, A. Chinkulkijniwat, Recycled glass as a supplementary filler material in spent coffee grounds geopolymers, *Constr Build Mater* 151 (2017) 18–27. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.06.050>.
- [25] Y. Ling, K. Wang, X. Wang, S. Hua, Effects of mix design parameters on heat of geopolymerization, set time, and compressive strength of high calcium fly ash geopolymer, *Constr Build Mater* 228 (2019). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116763>.
- [26] A. Noushini, A. Castel, The effect of heat-curing on transport properties of low-calcium fly ash-based geopolymer concrete, *Constr Build Mater* 112 (2016) 464–477. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.210>.
- [27] Y. Bai, W. Guo, J. Wang, Z. Xu, S. Wang, Q. Zhao, J. Zhou, Geopolymer bricks prepared by MSWI fly ash and other solid wastes: Moulding pressure and curing method optimisation, *Chemosphere* 307 (2022). <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2022.135987>.
- [28] C. Kuenzel, N. Ranjbar, Dissolution mechanism of fly ash to quantify the reactive aluminosilicates in geopolymerisation, *Resour Conserv Recycl* 150 (2019). <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2019.104421>.

Durabilidade da aderência de varões de GFRP a betão produzido com água do mar

E. Nepomuceno¹

J. Sena-Cruz²

L. Lourenço³

E. Pereira⁴

RESUMO

Nos últimos anos tem-se assistido a um crescente aumento do interesse pelo uso de varões de polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP) como reforço em estruturas de betão armado, por substituição das armaduras tradicionais de aço, especialmente em ambientes de adversidade ambiental elevada. Como principais vantagens dos varões de GFRP, em relação ao aço, destacam-se a resistência à corrosão, a elevada resistência à tração e o baixo peso. Neste contexto, torna-se viável o uso direto de água do mar na composição de betões. Contudo, o sucesso no uso deste tipo de soluções requer, entre outros aspetos, o estudo da durabilidade da aderência entre os varões de GFRP e o betão produzido com água do mar.

O presente estudo investiga a durabilidade da aderência entre varões de GFRP e betões produzidos com água potável (BAP) e com água do mar (BAM) através de ensaios de arranque direto (DPT) após a imersão dos provetes em água do mar por um período de 2 anos, a diferentes temperaturas (20 °C, 40 °C e 60 °C). Os provetes foram produzidos com varões de GFRP com 12 mm de diâmetro nominal (\emptyset), embebidos em cubos de betão de 200 mm de aresta, com comprimento de aderência de 5 \emptyset . Os resultados dos ensaios em provetes sujeitos à imersão foram comparados com os de provetes de referência, isto é, curados ao ar durante 28 dias.

Os resultados obtidos com os provetes de referência (ensaiados aos 28 dias de idade do betão) relevaram que a resistência da aderência dos varões de GFRP ao BAM é cerca de 57% da do BAP. No entanto, considerando os resultados obtidos a partir dos provetes imersos, este valor aumenta para 63%, 80% e 87%, respetivamente para temperaturas de imersão de 20 °C, 40 °C e 60 °C. Os resultados obtidos mostram ainda que, com o tempo, a resistência da aderência GFRP-BAM se aproxima da GFRP-BAP.

Palavras-chave: Betão com água do mar (BAM); GFRP; aderência; durabilidade; ensaios de arranque direto (DPT)

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a crescente escassez de água potável tem impulsionado o desenvolvimento de alternativas sustentáveis para a produção de betão, dado que o setor da construção consome grandes quantidades deste recurso natural. A utilização de água do mar na mistura de betão surge como uma solução promissora [1], [2], [3], [4], [5], [6], [7], especialmente em áreas costeiras e regiões onde a disponibilidade de água potável é limitada. No entanto, uma das principais restrições ao uso do betão

¹ISISE, ARISE, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, id8933@alunos.uminho.pt

²ISISE, ARISE, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, jose.sena-cruz@civil.uminho.pt

³CiviTest, Rua da Indústria, n. 144, 4770-160 Jesufrei, VN Famalicão, Portugal, luciolourenco@civitest.com

⁴ISISE, ARISE, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, eduardo.pereira@civil.uminho.pt

produzido com água do mar (BAM) é a sua incompatibilidade com armaduras de aço convencionais, que são suscetíveis à corrosão devido à presença de íons de cloreto. Com o advento das armaduras de polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP – '*Glass Fiber Reinforced Polymer*' da literatura inglesa), que não sofrem corrosão, a viabilidade do uso de água do mar diretamente na mistura de betão aumenta significativamente. Os varões de GFRP oferecem diversas vantagens, como a elevada resistência à tração, leveza e resistência à corrosão, sendo ideais para estruturas expostas a ambientes marinhos [8], [9].

Compreender o comportamento da aderência entre varões de GFRP e o betão é essencial para garantir a eficácia estrutural destes elementos reforçados e fomentar o uso mais amplo deste material. Ensaio de arranque direto (DPT – '*Direct Pullout Tests*' da literatura inglesa) são amplamente utilizados para investigar essa interação e avaliar a resistência da aderência. Estudos anteriores, como os de [10], [11], [12], mostram que a aderência entre varões de GFRP e o betão produzido com água potável (BAP) é influenciada por fatores como a resistência do betão, o comprimento de embebedimento dos varões e o tipo de tratamento superficial aplicado aos varões. No que se refere à durabilidade da aderência, os autores indicam baixos níveis de degradação quando os provetes são expostos a condições ambientais severas, sendo os resultados menos satisfatórios observados em temperaturas elevadas devido à diferença nos coeficientes de expansão térmica (CTE) entre o GFRP e o betão.

Estudos realizados por [5], [6], [7], [13], [14] indicam que, a curto prazo, a resistência da aderência entre GFRP e BAP é geralmente superior à observada entre GFRP e BAM, tanto em termos de força máxima como de resistência residual. Além disso, investigações conduzidas por [3] com provetes imersos em água do mar a 60 °C até dois anos analisaram a durabilidade da aderência entre GFRP e o betão produzido com água do mar. Os resultados revelaram que, ao longo desse período, a resistência da aderência permaneceu estável, com variações mínimas, mesmo sob condições de diferentes níveis de temperatura. Após dois anos de imersão em água do mar a 60 °C, as variações de aderência entre GFRP e BAP foram de +6%, enquanto para o BAM houve uma redução de 11%.

Este estudo visa contribuir para o aprofundamento do conhecimento sobre a durabilidade da aderência entre varões de GFRP e betão produzido com água do mar. A investigação é realizada através da análise de provetes de aderência imersos em água do mar durante 2 anos, a diferentes temperaturas (20 °C, 40 °C e 60 °C), comparando o comportamento da aderência entre GFRP e BAM com o de GFRP e BAP. Adicionalmente, é avaliada a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos provetes de betão.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental consistiu na avaliação do comportamento de aderência entre varões de GFRP e betão com água do mar (BAM) e betão com água potável (BAP), bem como das propriedades mecânicas destes betões, nomeadamente o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, após imersão em água do mar durante 2 anos sob diferentes temperaturas: 20 °C, 40 °C e 60 °C. No total, foram ensaiados 24 provetes cúbicos (aderência) e 32 provetes cilíndricos de betão (módulo de elasticidade e resistência à compressão).

2.1 Materiais

No presente programa experimental foram utilizados varões de GFRP *ComBAR*[®] com superfície nervurada, fornecidos pela empresa *Schöck*. Estes varões são fabricados pelo processo de pultrusão, possuindo fibras de vidro orientadas na direção longitudinal, embebidas numa resina de vinil-éster. Os varões de GFRP têm um diâmetro nominal (\varnothing) de 12 mm e área de secção transversal (A_b) de 113 mm². Segundo o fabricante, a resistência à tração última (f_{ult}) é de 1350 MPa, e o módulo de elasticidade (E_f) é de 60 GPa. Em estudo anterior [7], foram confirmados valores médios de $f_{ult} = 1447$ MPa e $E_f = 70$ GPa.

Foram analisadas duas composições de betão, cuja única diferença diz respeito ao tipo de água utilizada: água potável e água do mar. A água do mar foi recolhida no Oceano Atlântico, na Póvoa de Varzim (norte de Portugal), com uma salinidade média de 3,5% [15]. A composição do betão incluiu: cimento Portland CEM I 42.5 R (350 kg/m³), filler (80 kg/m³), areia (980 kg/m³), brita 5-15 mm (812 kg/m³), água (130 kg/m³) e superplastificante Sika® Viscocrete 650 DUO A (1,4 L/m³).

2.2 Métodos de envelhecimento e caracterização

2.2.1 Condições de cura e envelhecimento acelerado

Os provetes foram sujeitos a duas condições de cura: (i) ao ar durante 28 dias, representando a condição de referência (REF), e (ii) imersão em água do mar a diferentes temperaturas (20 °C, 40 °C e 60 °C) até 2 anos, representando a condição de envelhecimento acelerado.

Após a cura ao ar por 28 dias, os provetes sob a condição de envelhecimento acelerado foram distribuídos em três tanques com água do mar a diferentes temperaturas (20 °C, 40 °C e 60 °C). A temperatura máxima de 60 °C foi escolhida para evitar alterações nas propriedades dos varões de GFRP, cuja temperatura de transição vítrea (T_g) é de 180 °C [16]. No entanto, segundo [17], podem ocorrer mudanças nos mecanismos de degradação termomecânica dos GFRP a temperaturas inferiores à T_g , justificando a limitação da temperatura de envelhecimento a 60 °C.

2.2.2 Ensaios mecânicos no betão

Para a avaliação das propriedades mecânicas das composições de betão (BAM e BAP), foram utilizados provetes cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. O módulo de elasticidade e a resistência à compressão foram determinados de acordo com as normas EN 12390-13 [18] e RILEM TC 148-SSC [19], respetivamente. Os ensaios foram realizados aos 28 dias e após 2 anos de imersão a 20 °C, 40 °C e 60 °C. Foram testados 4 provetes por condição (REF, imersão a 20 °C, 40 °C e 60 °C) e por composição (BAP e BAM). Na Figura 1 apresenta-se a configuração de ensaio adotada.

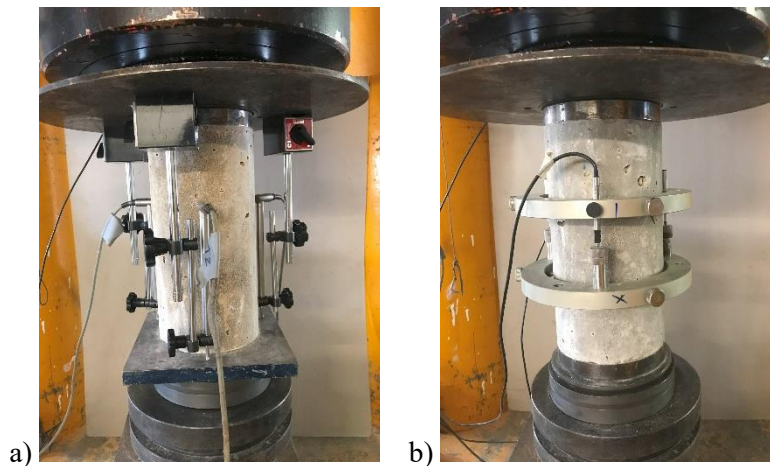


Figura 1. Configurações de ensaio utilizadas para determinação: a) da resistência à compressão e b) do módulo de elasticidade.

2.2.3 Ensaios de aderência

O comportamento de aderência entre os varões de GFRP e os betões foi avaliado através de ensaios de arranque direto (DPT), realizados em controlo de deslocamento, com uma taxa de 0,021 mm/s, conforme a norma ASTM D7913 [20].

Os provetes foram constituídos por varões de GFRP de 12 mm de diâmetro, embebidos em cubos de betão com 200 mm de aresta, com um comprimento de embebedimento (L_b) de 5 vezes o diâmetro nominal ($5\varnothing$), equivalente a 60 mm. A força aplicada (F) foi registada com uma célula de carga com capacidade máxima de 200 kN, e o deslocamento relativo entre o GFRP e o betão na zona carregada foi monitorizado por três LVDTs posicionados a 120° em torno do varão. O deslizamento carregado foi

determinado subtraindo a deformação elástica do GFRP, calculada com base na distância entre a zona carregada e a localização dos LVDTs, da leitura média dos LVDTs, conforme Eq. (1). O deslizamento na extremidade livre foi medido por um LVDT adicional colocado diretamente no final do GFRP. No total, 3 provetes foram ensaiados para cada composição e condição. A configuração do DPT está ilustrada na Figura 2.

$$s_1 = \delta_{LVDTs} - \frac{FL_c}{E_b A_b} \quad (1)$$

sendo, δ_{LVDTs} é a média das leituras dos LVDTs, L_c é a distância entre a zona carregada e a localização dos LVDTs, E_b e A_b são o módulo de elasticidade e a área da secção transversal do varão de GFRP.

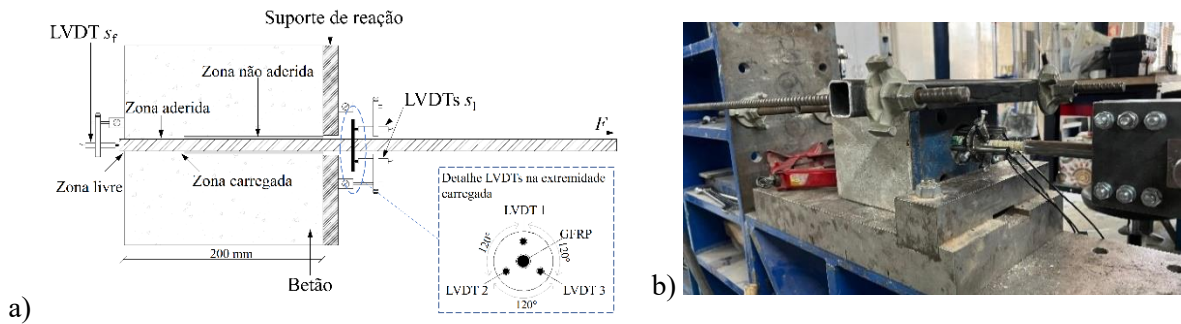


Figura 2. Configuração do ensaio de arrancamento: a) esquema e b) fotografia.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Desempenho mecânico do betão

No Quadro 1 apresenta-se os resultados da caracterização mecânica das composições de betão com água potável (BAP) e com água do mar (BAM), incluindo valores médios do módulo de elasticidade (E_{cm}) e da resistência à compressão (f_{cm}), bem como os respetivos coeficientes de variação (CoV), para as diferentes condições de cura e envelhecimento. Aos 28 dias, o BAP demonstrou desempenho superior ao BAM, com uma resistência à compressão de 33,7 MPa e um módulo de elasticidade de 25,4 GPa, enquanto o BAM apresentou 28,6 MPa e 23,6 GPa, respetivamente. Estes resultados correspondem às classes de resistência C25/30 para o BAP e C20/25 para o BAM, conforme a norma EN 206-1 [21].

Quadro 1. Resultados médios das propriedades mecânicas do betão.

Composição	Condição de cura	E_{cm} [GPa]	f_{cm} [MPa]
BAP	REF	25,4 (5,2%)	33,7 (6,5%)
	Imersão a 20 °C	25,4 (4,7%)	43,1 (12,0%)
	Imersão a 40 °C	28,4 (4,9%)	42,6 (4,1%)
	Imersão a 60 °C	30,6 (0,2%)	49,2 (11,8%)
BAM	REF	23,6 (4,4%)	28,6 (0,8%)
	Imersão a 20 °C	26,5 (6,3%)	36,1 (3,3%)
	Imersão a 40 °C	28,5 (7,4%)	39,4 (4,8%)
	Imersão a 60 °C	31,3 (6,1%)	45,4 (7,9%)

Nota: Os valores entre parênteses são os coeficientes de variação (CoV).

A evolução das propriedades mecânicas das duas composições após 2 anos de imersão em água do mar, nas temperaturas de 20 °C, 40 °C e 60 °C, encontra-se ilustrada na Figura 3. Verificou-se um aumento generalizado das propriedades em ambas as composições, sendo o efeito mais pronunciado a temperaturas mais elevadas, nomeadamente a 60 °C. Este comportamento pode estar associado à hidratação contínua do cimento e à formação de produtos como etringite e sais de Friedel, conforme reportado em [1], [22].

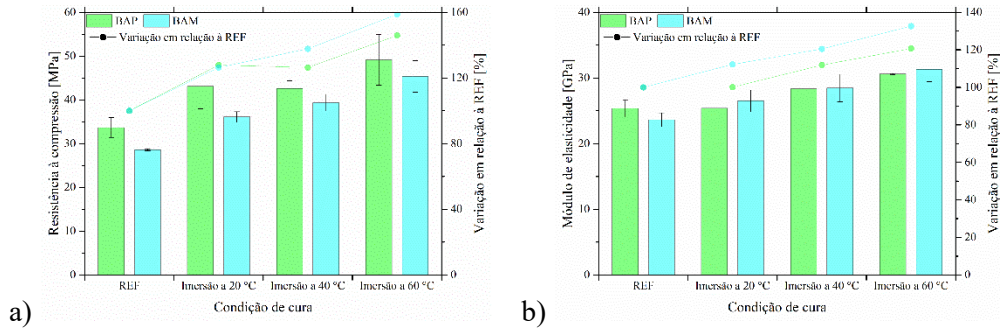


Figura 3. Propriedades mecânicas do betão: a) resistência à compressão e b) módulo de elasticidade.

A influência da temperatura revelou-se particularmente importante. O aumento da temperatura de imersão resultou numa melhoria substancial na resistência à compressão e no módulo de elasticidade, especialmente no BAM. Aos 60 °C de temperatura, o BAM apresentou um crescimento de 59% na resistência à compressão em relação ao valor de referência (REF), enquanto o BAP registou um aumento de 46%. No que diz respeito ao módulo de elasticidade, o BAM obteve um aumento de 33% relativamente ao valor de referência, enquanto o BAP registou um ganho de 21%. Estes resultados estão de acordo com a literatura, que demonstram que a imersão prolongada em água do mar sob temperaturas elevadas pode levar a melhorias das propriedades mecânicas do betão devido à progressiva hidratação e à formação sais [1], [22].

Após dois anos de imersão em água do mar, a diferença entre as composições BAP e BAM tende a diminuir, principalmente para temperaturas mais altas. Aos 60 °C de temperatura, a diferença na resistência à compressão foi de cerca de 8%, com o BAM apresentando 45,4 MPa em comparação com 49,2 MPa para o BAP. No entanto, a níveis mais baixos de temperatura, nomeadamente 20 °C, essa diferença foi mais acentuada, com o BAM exibindo uma resistência à compressão 16% inferior ao BAP. Relativamente ao módulo de elasticidade, após o período imersão em água do mar, o BAM apresentou resultados ligeiramente superiores aqueles apresentados pelo BAP.

3.2 Comportamento da aderência

O Quadro 2 apresenta os resultados médios obtidos nos ensaios de DPT para caracterizar a aderência entre os varões de GFRP e as duas composições de betão (BAP e BAM) sob diferentes condições de exposição. Os parâmetros avaliados incluem: (i) F_{\max} , que corresponde à força máxima de arrancamento atingida durante o ensaio; (ii) τ_{\max} , a tensão média de aderência, calculada como o rácio entre F_{\max} e a área de contacto entre o GFRP e o betão, conforme expresso na Eq. (2); (iii) $s_{l\max}$, o deslizamento na extremidade carregada na F_{\max} ; (iv) $s_{f\max}$, o deslizamento na extremidade livre na F_{\max} ; (v) F_R/F_{\max} , o rácio entre a força residual de arrancamento (para a um s_l igual a 10 mm) e a força máxima; (vi) τ_n , a tensão normalizada de aderência, que corresponde ao rácio entre a tensão de aderência e a raiz quadrada da resistência à compressão do betão na respetiva condição, conforme definido na Eq. (3); e (vii) os modos de rotura (FM) observados.

$$\tau_{\max} = \frac{F_{\max}}{\pi \phi L_b} \quad (2)$$

$$\tau_n = \frac{\tau_{\max}}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3)$$

Quadro 2. Resultados médios dos parâmetros de aderência entre GFRP e betão.

Composição	Condição de cura	F_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]	s_{lmax} [mm]	s_{fmax} [mm]	F_R/F_{max} [%]	τ_n [MPa]	FM
BAP	REF	34,4 (15%)	15,2 (15%)	0,71 (33%)	0,35 (43%)	30,86 (6%)	2,62 (15%)	PO ³
	Imersão a 20 °C	42,6 (13%)	18,8 (13%)	0,97 (15%)	0,52 (18%)	34,31 (13%)	2,87 (13%)	PO ³
	Imersão a 40 °C	38,7 (10%)	17,1 (10%)	0,94 (13%)	0,50 (11%)	49,14 (39%)	2,62 (10%)	PO ¹ PR ²
	Imersão a 60 °C	37,5 (4%)	16,6 (4%)	0,81 (23%)	0,39 (44%)	38,65 (8%)	2,37 (4%)	PO ¹ PR ²
BAM	REF	19,7 (18%)	8,7 (18%)	1,01 (10%)	0,81 (13%)	21,73 (8%)	1,63 (18%)	PO ³
	Imersão a 20 °C	26,9 (6%)	11,9 (6%)	0,88 (5%)	0,60 (11%)	18,98 (19%)	1,98 (6%)	PO ³
	Imersão a 40 °C	30,9 (23%)	13,7 (23%)	0,86 (12%)	0,53 (3%)	28,12 (4%)	2,18 (23%)	PO ³
	Imersão a 60 °C	32,7 (4%)	14,4 (4%)	0,84 (23%)	0,41 (17%)	26,80 (22%)	2,14 (4%)	PO ³

Nota: Os valores entre parênteses são os coeficientes de variação (CoV); Modos de rotura (FM): PO – rotura por arrancamento na interface betão/GFRP, PR – rotura por arrancamento na interface betão/GFRP com rotura parcial das nervuras de GFRP; os valores em sobrescrito são o número de provetes onde ocorreu esse modo de rotura.

Na Figura 4 apresentam-se as curvas $F-s_1$ (força de arranque *versus* deslizamento na extremidade carregada) médias obtidas para as duas composições de betão (BAP e BAM) nas diferentes condições de ensaio. As curvas demonstraram comportamentos semelhantes, independentemente da composição ou da temperatura de imersão. Na fase pré-pico, observou-se um aumento da força com deslizamento mínimo, sendo nesta fase a adesão química a governar o mecanismo de aderência entre o GFRP e o betão. Após o pico de força (fase pós-pico), ocorre uma redução não linear da força, acompanhada por um deslizamento mais acentuado. Nesta fase, a aderência é predominantemente regida pelo atrito entre os materiais; no entanto, uma descida mais suave na fase pós-pico pode indicar que as nervuras do varão contribuem para a resistência residual.

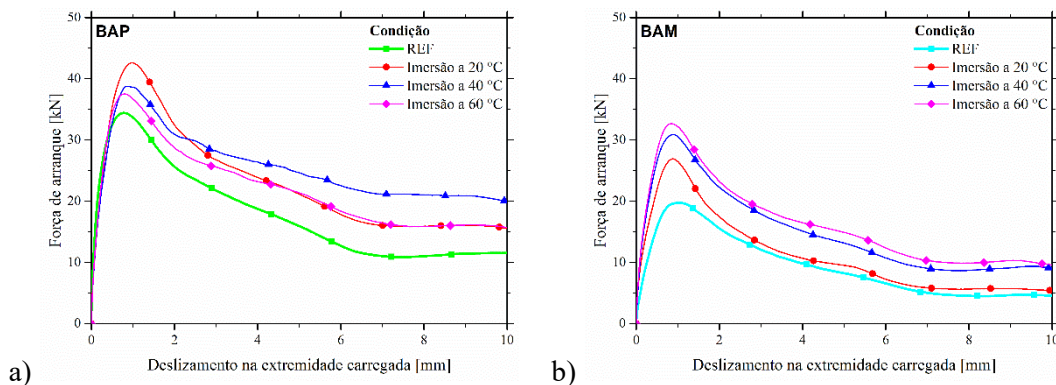


Figura 4. Curvas força de arranque versus deslizamento na extremidade carregada: a) BAP e b) BAM.

Os modos de rotura observados durante os ensaios de DPT foram predominantemente de rotura por arrancamento (PO), prevalecendo em ambas as composições e condições. No entanto, em alguns provetes de BAP, registou-se a presença de rotura por arrancamento com rotura parcial das nervuras do GFRP (PR), especialmente nas condições de imersão a 40 °C e 60 °C. No modo de rotura PO, foi observada aderência de betão nas nervuras dos varões de GFRP (Figura 5a), enquanto na rotura PR, fragmentos das nervuras do GFRP foram identificados na superfície de falha do betão (Figura 5b). Este último comportamento pode ser atribuído ao aumento das propriedades mecânicas do betão, intensificando a resistência pós-pico (ver Figura 4), com a participação da fricção e da resistência

mecânica das nervuras. Outros estudos, e.g. [7], [23], [24], também relataram este mesmo mecanismo de rotura.

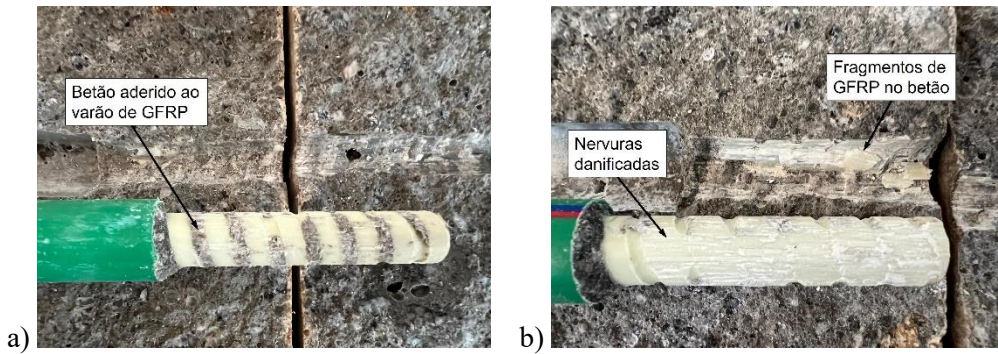


Figura 5. Modos de rotura observados no DPT: a) PO e b) PR.

A Figura 6 apresenta os valores médios e as variações em relação à condição de referência para a força máxima de arrancamento (F_{max}), a tensão de aderência normalizada (τ_n), o rácio entre a força residual de arrancamento e a força máxima (F_R/F_{max}) e o deslizamento na extremidade carregada na F_{max} (s_{lmax}).

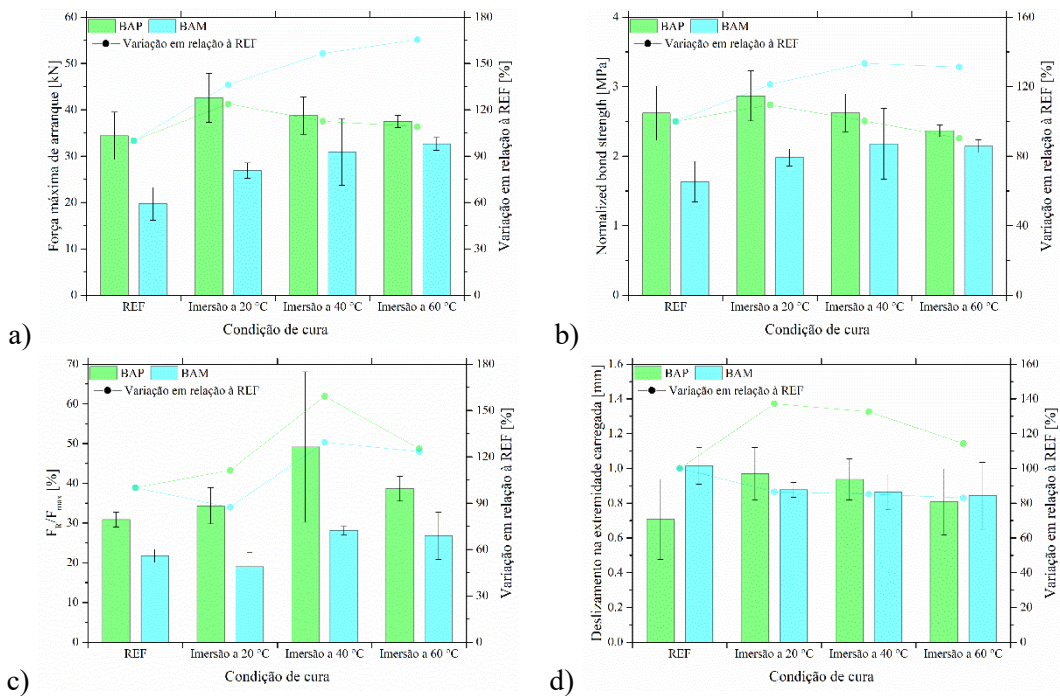


Figura 6. Principais resultados da aderência do GFRP ao betão: a) F_{max} , b) τ_n , c) F_R/F_{max} e d) s_{lmax} .

A análise dos resultados revelou que, no caso do BAP, tanto a F_{max} como a τ_n aumentaram com a temperatura 20 °C, mas diminuíram ligeiramente nas temperaturas mais elevadas (40 °C e 60 °C). Por outro lado, a composição BAM demonstrou um crescimento contínuo de F_{max} e τ_n com o aumento da temperatura de imersão. Relativamente ao rácio F_R/F_{max} , ambas as composições atingiram os maiores valores a 40 °C, embora o BAP tenha registado resultados substancialmente superiores aos do BAM. Esta diferença pode ser explicada pela resistência adicional oferecida pelas nervuras do varão no BAP, contribuindo para um aumento da resistência residual devido ao reforço mecânico, como anteriormente discutido. No caso do BAM, o condicionamento dos provetes por 2 anos em imersão levou a uma redução de s_{lmax} em comparação com os resultados da condição REF, sugerindo uma melhoria na adesão química entre os materiais, possivelmente relacionada com a dilatação do varão devido à imersão e à melhoria das propriedades mecânicas do betão, conforme observado por [25], [26], [27]. Por outro lado, o BAP apresentou um aumento do deslizamento.

Em geral, os resultados dos ensaios de DPT indicam que o uso de água do mar na composição de betão resultou em valores mais baixos para os principais parâmetros de aderência analisados. Quando comparado ao BAP, a aderência do GFRP ao BAM foi inferior em 43% e 38% na F_{\max} e na τ_n , respetivamente, na condição REF. Contudo, após o período de imersão, a diferença entre as composições diminuiu consideravelmente, alcançando valores de 13% e 9% para F_{\max} e τ_n , respetivamente, na condição de imersão a 60 °C.

CONCLUSÕES

O presente estudo avaliou a durabilidade da aderência entre varões de GFRP e betão produzido com água potável (BAP) e com água do mar (BAM) após dois anos de imersão em água do mar a diferentes temperaturas (20 °C, 40 °C e 60 °C). As propriedades mecânicas principais do betão foram igualmente analisadas após exposição às mesmas condições.

Com base nos ensaios de caracterização do betão, podem ser retiradas as seguintes conclusões:

- Aos 28 dias, o betão produzido com água potável (BAP) apresentou um desempenho superior ao betão produzido com água do mar (BAM), registando-se aumentos de 18% na resistência à compressão e de 7% no módulo de elasticidade;
- Independentemente da composição do betão, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade aumentaram com o aumento da temperatura de imersão;
- Após dois anos de imersão, o BAM demonstrou melhorias significativas nas suas propriedades mecânicas, particularmente a temperaturas mais elevadas, reduzindo a diferença inicial em relação ao BAP.

Relativamente aos ensaios de arranque direto (DPT), as principais conclusões são:

- Aos 28 dias de cura, a aderência do GFRP ao BAP superou a aderência ao BAM, sendo que o GFRP/BAM apresentou reduções de 43% na F_{\max} e de 38% na τ_n por comparação com GFRP/BAM;
- Foram identificados dois modos de rotura: por arrancamento (PO) e por arrancamento com rotura parcial das nervuras do GFRP (PR). A imersão a temperaturas mais elevadas alterou o modo de rotura em alguns provetes de BAP, enquanto os provetes de BAM mantiveram sempre o mesmo tipo de rotura;
- Após dois anos de imersão em água do mar, o BAM alcançou valores de aderência semelhantes aos do BAP nos principais parâmetros analisados, nomeadamente F_{\max} , τ_{\max} e τ_n , sobretudo a temperaturas mais elevadas.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pela FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito da Unidade de I&D Instituto para a Sustentabilidade e Inovação em Estruturas de Engenharia (ISISE), sob a referência UIDB/04029/2020 (doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020), e sob o Laboratório Associado de Produção Avançada e Sistemas Inteligentes (ARISE) sob a referência LA/P/0112/2020. Este trabalho é financiado por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), no âmbito da bolsa de doutoramento DFA/BD/6484/2020 (doi.org/10.54499/2020.06484.BD) atribuído à 1ª autora. Os autores gostariam de agradecer à empresa *Schöck* pela disponibilização dos varões de

GFRP *ComBAR*[®]. Os autores agradecem também à empresa Tecnipor, Lda, pelo apoio na produção dos provetes.

REFERÊNCIAS

- [1] M. Khatibmasjedi, “Sustainable concrete using seawater and glass fiber reinforced polymer bars,” Ph.D. dissertation, University of Miami, 2018.
- [2] H. Kazemi, M. Yekrangnia, M. Shakiba, M. Bazli, and A. Vatani Oskouei, “Bond-slip behaviour between GFRP/steel bars and seawater concrete after exposure to environmental conditions,” *Eng Struct*, vol. 268, p. 114796, Oct. 2022, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.114796.
- [3] M. Khatibmasjedi, S. Ramanathan, P. Suraneni, and A. Nanni, “Durability of Commercially Available GFRP Reinforcement in Seawater-Mixed Concrete under Accelerated Aging Conditions,” *Journal of Composites for Construction*, vol. 24, no. 4, p. 04020026, Aug. 2020, doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001035.
- [4] B. X. Yang, T. Y. Xie, Y. Yu, Y. Zheng, and J. J. Xu, “Mechanical properties and environmental performance of seawater sea-sand self-compacting Concrete,” *Advances in Structural Engineering*, vol. 25, no. 15, pp. 3114–3136, Nov. 2022, doi: 10.1177/13694332221119863/ASSET/IMAGES/LARGE/10.1177_13694332221119863-FIG11.JPEG.
- [5] J. E. M. Pereira, “Estruturas de betão reforçadas com materiais compósitos em ambiente marítimo e concebidas com água do mar,” MSc Dissertation, University of Minho, Guimarães, 2016.
- [6] N. E. Domingues Freitas, “Sustentabilidade de estruturas de betão em ambiente marítimo com recurso a FRP,” MSc Dissertation, University of Minho, Guimarães, 2016.
- [7] S. Soares, N. Freitas, E. Pereira, E. Nepomuceno, E. Pereira, and J. Sena-Cruz, “Assessment of GFRP bond behaviour for the design of sustainable reinforced seawater concrete structures,” *Constr Build Mater*, vol. 231, p. 117277, Jan. 2020, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2019.117277.
- [8] Y. Chen, J. F. Davalos, I. Ray, and H. Y. Kim, “Accelerated aging tests for evaluations of durability performance of FRP reinforcing bars for concrete structures,” *Compos Struct*, vol. 78, no. 1, pp. 101–111, Mar. 2007, doi: 10.1016/J.COMPSTRUCT.2005.08.015.
- [9] fib, “fib Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures,” *Fédération Internationale du Béton*, Sep. 2007, doi: 10.35789/FIB.BULL.0040.
- [10] F. Yan, Z. Lin, and M. Yang, “Bond mechanism and bond strength of GFRP bars to concrete: A review,” *Compos B Eng*, vol. 98, pp. 56–69, Aug. 2016, doi: 10.1016/J.COMPOSITESB.2016.04.068.
- [11] E. Nepomuceno, J. Sena-Cruz, L. Correia, and T. D’Antino, “Review on the bond behavior and durability of FRP bars to concrete,” *Constr Build Mater*, vol. 287, p. 123042, Jun. 2021, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2021.123042.
- [12] J. Wang, F. Xiao, Z. Lai, J. Yang, and S. Tian, “Bond of FRP bars with different surface characteristics to concrete,” *Structures*, vol. 59, p. 105731, Jan. 2024, doi: 10.1016/J.ISTRUC.2023.105731.
- [13] W. Sun, Y. Zheng, L. Zhou, J. Song, and Y. Bai, “A study of the bond behavior of FRP bars in MPC seawater concrete,” <https://doi.org/10.1177/1369433220956816>, vol. 24, no. 6, pp. 1110–1123, Sep. 2020, doi: 10.1177/1369433220956816.
- [14] J. J. Zeng *et al.*, “Bond behavior between GFRP bars and seawater sea-sand fiber-reinforced ultra-high strength concrete,” *Eng Struct*, vol. 254, p. 113787, Mar. 2022, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.113787.

- [15] M. M. Zweng *et al.*, *World Ocean Atlas 2018, Volume 2: Salinity*. NOAA Atlas NESDIS 82, 2019. [Online]. Available: <http://www.nodc.noaa.gov/>
- [16] A. Schmitt, V. Carvelli, and M. Pahn, “Thermo-mechanical loading of GFRP reinforced thin concrete panels,” *Compos B Eng*, vol. 81, pp. 35–43, Nov. 2015, doi: 10.1016/J.COMPOSITESB.2015.06.020.
- [17] M. Robert, P. Wang, P. Cousin, and B. Benmokrane, “Temperature as an Accelerating Factor for Long-Term Durability Testing of FRPs: Should There Be Any Limitations?,” *Journal of Composites for Construction*, vol. 14, no. 4, pp. 361–367, Feb. 2010, doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000102.
- [18] CEN, “Testing hardened concrete. Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression, EN 12390-13:2013,” *Comité Européen De Normalisation*, 2013.
- [19] J. van Mier *et al.*, “RILEM TC 148-SSC: Test methods for the strain-softening response of concrete: Strain-softening of concrete in uniaxial compression,” *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, vol. 30, pp. 195–209, 1997.
- [20] ASTM D7913/D7913M-14, “Standard test method for bond strength of fiber-reinforced polymer matrix composite bars to concrete by pullout testing,” 2020. doi: 10.1520/D7913_D7913M-14R20.
- [21] CEN, “Concrete. Part 1: Specification, performance, production and conformity, EN 206-1:2013+A2,” *Comité Européen De Normalisation*, 2021.
- [22] T. U. Mohammed, H. Hamada, and T. Yamaji, “Performance of seawater-mixed concrete in the tidal environment,” *Cem Concr Res*, vol. 34, no. 4, pp. 593–601, Apr. 2004, doi: 10.1016/J.CEMCONRES.2003.09.020.
- [23] D. Y. Yoo, K. Y. Kwon, J. J. Park, and Y. S. Yoon, “Local bond-slip response of GFRP rebar in ultra-high-performance fiber-reinforced concrete,” *Compos Struct*, vol. 120, pp. 53–64, Feb. 2015, doi: 10.1016/J.COMPSTRUCT.2014.09.055.
- [24] Z. Achillides and K. Pilakoutas, “Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions,” *Journal of Composites for Construction*, vol. 8, no. 2, pp. 173–181, Apr. 2004, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2004)8:2(173).
- [25] A. Altalmas, A. El Refai, and F. Abed, “Bond degradation of basalt fiber-reinforced polymer (BFRP) bars exposed to accelerated aging conditions,” *Constr Build Mater*, vol. 81, pp. 162–171, Apr. 2015, doi: 10.1016/J.CONBUILDMAT.2015.02.036.
- [26] F. Yan and Z. Lin, “Bond durability assessment and long-term degradation prediction for GFRP bars to fiber-reinforced concrete under saline solutions,” *Compos Struct*, vol. 161, pp. 393–406, Feb. 2017, doi: 10.1016/J.COMPSTRUCT.2016.11.055.
- [27] A. El Refai, F. Abed, and A. Altalmas, “Bond Durability of Basalt Fiber–Reinforced Polymer Bars Embedded in Concrete under Direct Pullout Conditions,” *Journal of Composites for Construction*, vol. 19, no. 5, p. 04014078, Dec. 2014, doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000544.

Avaliação das propriedades física e mecânica de cimentos com a incorporação do pó de vidro

A.S.L. Vasconcelos¹ L.C.S. Alves² A.M.M.T. Barbosa³ F.G.S. Ferreira⁴

RESUMO

A utilização do pó de vidro como material cimentício suplementar na produção de materiais à base de cimento Portland pode, além de mitigar a quantidade utilizada de clínquer empregado na própria fabricação do cimento, consistir em uma alternativa para diminuição da disposição desses resíduos em aterros. Além disso, a incorporação desse pó no betão pode trazer benefícios nas propriedades das matrizes cimentícias tanto no estado fresco quanto no endurecido. Esse trabalho tem como objetivo analisar as propriedades físicas e mecânicas de cimentos com a incorporação do pó de vidro. Para tanto, foram determinados os tempos de pega e consistência normal da pasta e resistência à compressão de argamassas, aos 3, 7 e 28 dias de idade, de cimento Portland com incorporação de pó de vidro nos teores de 0%, 5%, 15% e 25%. Notou-se que o aumento da incorporação do vidro moído nos cimentos proporcionou um maior módulo de finura e tempo de pega inicial, além de reduzir a trabalhabilidade do composto e diminuir a resistência mecânica inicial. Aos 28 dias de cura, observou-se uma redução da resistência à compressão de cerca de 9%, 19%, e 27% para os cimentos com teor de 5%, 15% e 25% de pó de vidro, respectivamente, em relação a referência (0%), que atingiu 54,12 MPa. Ademais, a análise estatística da resistência mecânica apontou que não há diferença estatística significativa entre as idades analisadas para o traço de referência e com 5% de pó de vidro. Conclui-se que o teor que relaciona a maior incorporação de pó de vidro na composição do cimento, atendendo aos requisitos mínimos estabelecidos por norma brasileira, é o cimento com a incorporação de 15% de vidro moído.

Palavras-chave: Pó de vidro; Resistência à compressão; Tempo de pega; Consistência normal da pasta.

1. INTRODUÇÃO

Em 2023, o consumo global de cimento atingiu aproximadamente 4,1 bilhões de toneladas [1]. Este nível de produção tem um impacto significativo nas emissões de dióxido de carbono (CO₂), com uma média de 650 kg de CO₂ emitidos por tonelada de cimento produzida [2]. Além disso, a matéria-prima principal do cimento, o clínquer, é derivada de fontes não renováveis, e seu processo de fabricação envolve um alto consumo de energia, contribuindo para a emissão de gases de efeito estufa [3].

Diante desses desafios, a adição de materiais cimentícios suplementares (MCS), como o pó de vidro, surge como uma alternativa promissora para mitigar as emissões de CO₂ e promover a reutilização de materiais recicláveis. Os MCS são adições minerais que podem substituir parcialmente o clínquer Portland na produção de cimento, trazendo benefícios como a redução da pegada de carbono, o aproveitamento de resíduos industriais (como cinzas volantes e escórias) e a melhoria das propriedades

¹ Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil. arthurvasconcelos@estudante.ufscar.br

² Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil. lorayne_cristina@hotmail.com

³ CONSTRUCT-Labest, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. anamatos@fe.up.pt

⁴ Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, Brasil. fgianotti@ufscar.br

do concreto, como resistência à compressão e durabilidade [4]. A incorporação de pó de vidro reciclado, proveniente da reciclagem de garrafas, surge como uma solução eficaz para reduzir os impactos ambientais associados à produção de cimento, aumentar a durabilidade do concreto e promover o reaproveitamento de resíduos de vidro [5]. Essa abordagem está alinhada com os compromissos do Acordo de Paris e contribui para três Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) da ONU: Indústria, Inovação e Infraestrutura; Consumo e Produção Responsáveis; e Ação contra a Mudança Global do Clima [6]. Tais iniciativas reforçam práticas sustentáveis na construção civil, promovendo maior eficiência no uso de recursos e contribuindo para a mitigação das mudanças climáticas.

Assim, o pó de vidro desponta como um material alternativo que pode ser incorporado ao cimento, uma vez que, o vidro é um material formado basicamente por sílica amorfa e quando finamente moído apresenta propriedades de materiais pozolânicos, que em presença de água, reagem quimicamente com o hidróxido de cálcio, formando compostos com propriedades ligantes [5,7,8], além do efeito filer, atuando no preenchimento de vazios [9]. A composição química dos vidros depende, principalmente, das matérias primas utilizadas e difere sutilmente para cada tipo de vidro. Em especial, o vidro soda-cal que é o tipo mais comum apresenta os seguintes componentes em sua estrutura: 70% SiO₂, 12-17% Na₂O e 5-10% de CaO [10,11].

Embora o vidro contenha um alto teor de álcalis, estudos indicam que o vidro moído não contribui significativamente para a Reação Álcali-Agregado (RAA), especialmente quando suas partículas são finas (idealmente partículas passantes na peneira #325). Isso ocorre porque a reatividade pozolânica do vidro pode consumir os álcalis antes que eles promovam expansões prejudiciais e contribuir na formação da estruturas C-S-H adicionais [12,13]. Para assegurar o uso seguro do pó de vidro, é fundamental monitorar a reatividade dos agregados e considerar a adição de aditivos, como sais de lítio [14]. Além disso, a combinação do pó de vidro com outros materiais cimentícios suplementares, como cinzas volantes ou escória de alto-forno, pode auxiliar na mitigação da expansão e aumentar a durabilidade do concreto [15].

Estudos indicam que o aumento na substituição parcial do cimento por pó de vidro melhora a trabalhabilidade do concreto devido à superfície lisa das partículas de vidro e à sua baixa absorção de água [16–18]. Quanto às propriedades mecânicas de compósitos cimentícios, tais pesquisas demonstraram que, embora a resistência à compressão aos 28 dias seja inferior nas amostras com vidro em comparação com as amostras de referência, há um aumento significativo da resistência em idades maiores, devido à reação mais lenta dos materiais pozolânicos. No Quadro 1 são apresentadas algumas pesquisas que relacionam a teor ótimo de pó de vidro relacionada a sua maior resistência, dimensão das partículas e a mistura em que foi aplicada [19].

Quadro 1. Estudos relacionados com o teor ótimo de pó de vidro aplicado a argamassas e concretos.

<i>Teor ótimo de pó de vidro</i>	<i>Dimensão das partículas</i>	<i>Tipo de mistura</i>	<i>Referência</i>
40%	<75 µm	Concreto	[20]
10%	<45 µm	Argamassa	[21]
30%	<38 µm e <75 µm	Concreto	[22]
20%	<90 µm	Argamassa	[23]
10%	<40 µm, 40–80 µm 80–100 µm	Argamassa	[24]
10%	<90 µm	Argamassa e Concreto	[25]
40%	<90 µm	Concreto	[26]
20%	<45 µm	Argamassa	[27]

Este estudo avaliou a incorporação de pó de vidro como adição na produção de cimento, em conformidade com os requisitos da norma NBR 16697 [28]. A primeira etapa consistiu na caracterização fundamental do pó de vidro. Posteriormente, foram analisados teores de 0% (referência), 5%, 15% e 25% de incorporação de pó de vidro nas propriedades do cimento, tanto no estado fresco (consistência normal e tempos de pega) quanto no estado endurecido (resistência à compressão).

2. METODOLOGIA

Para avaliar a incorporação de pó de vidro na composição do cimento Portland, foi desenvolvido um programa experimental baseado nas diretrizes da NBR 16697 [28]. Foram definidas quatro argamassas, variando a quantidade de pó de vidro em substituição ao cimento (em massa): REF (sem adição), CP95VD5 (5% de pó de vidro), CP85VD15 (15% de pó de vidro) e CP75VD25 (25% de pó de vidro). Os ensaios realizados incluíram determinação do índice de finura [29], tempos de pega [30], consistência normal [31] e resistência à compressão [32] conforme indicado na Fig. 1.

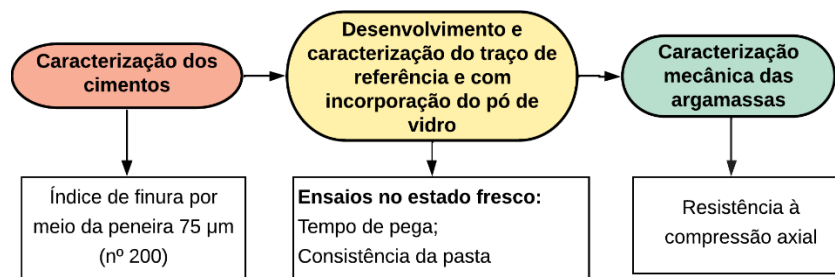


Figura 1. Etapas gerais do programa experimental.

Os resultados obtidos dos ensaios foram analisados, utilizando-se a Análise de Variância (ANOVA) de fator único, metodologia utilizada para comparar três ou mais tratamentos. Os dados que apresentaram diferença significativa foram submetidos ao teste de Tukey, em que é feita a comparação das médias.

Os materiais utilizados foram cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI) da Holcim do Brasil, agregado miúdo da série normal (nº 16, 30, 50 e 100) proveniente do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), e pó de vidro reciclado de garrafas âmbar, que foi moído e peneirado através da malha #200 com tamanho de partícula inferior a 75 µm (Fig. 2).



Figura 2. Materiais utilizados nas argamassas.

A composição química, bem como as propriedades físicas do cimento e do pó de vidro utilizados neste trabalho são apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2. Características e composição química do cimento e pó de vidro.

	Composição química (% em massa)									ME [g/cm ³]	d ₅₀ [µm]
	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	SO ₃	Fe ₂ O ₃	P ₂ O ₅	MgO	Na ₂ O	K ₂ O		
CP V-ARI	61,40	23,00	4,31	2,97	2,49	0,52	-	-	0,96	3,16	8
Pó de vidro	9,10	74,00	3,70	-	-	-	0,74	11,00	0,56	2,54	14

Notas:

ME = Massa específica; d₅₀ = diâmetro médio das partículas

2.1 Moldagem dos corpos de prova

A fase de moldagem dos corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão foi realizada de acordo com a NBR 7215 [32], seguindo as proporções dos traços na proporção de 1:3 (cimento: agregado) e fator a/l de 0,40 previstos, conforme o Quadro 3.

Quadro 3. Traço em massa para moldagem dos corpos de prova (50x100) mm.

Traço	Cimento [g]	Vidro [g]	Agregado miúdo [g]				Água [g]	a/l
			Fração grossa (n° 16)	Fração média grossa (n° 30)	Fração média fina (n° 50)	Fração fina (n° 100)		
REF	624,00	-	468,00	468,00	468,00	468,00	300,00	0,40
CP95VD5	592,80	31,20	468,00	468,00	468,00	468,00	300,00	0,40
CP85VD15	530,40	93,60	468,00	468,00	468,00	468,00	300,00	0,40
CP75VD25	468,00	156,00	468,00	468,00	468,00	468,00	300,00	0,40

Os corpos de prova cilíndricos (50x100) mm foram moldados para análise de resistência à compressão em idades de 3, 7 e 28 dias. As misturas foram realizadas com a argamassadeira planetária com capacidade total de 5 L e foram moldados 4 corpos de provas para cada idade, sendo estes mantidos inicialmente em câmara seca (Fig. 3a) por 24 horas. Posteriormente, após desmoldagem as amostras foram colocadas no tanque de cura (Fig. 3b) e permaneceram imersos em água com cal até a idade de ensaio.



Figura 3. (a) Corpos de prova na câmara seca no período inicial de cura; (b) corpos de prova imersos no tanque de cura.

Já para o ensaio de determinação dos tempos de pega, a preparação da pasta obedeceu aos parâmetros da NBR 16606 [31], usando a relação água/cimento do ensaio de consistência normal. Para armazenar os moldes, utilizou-se um recipiente que simulava a câmara úmida, com água no fundo do recipiente (Fig. 4). Apesar disso, a umidade e temperatura ficaram um pouco abaixo dos valores mínimos estipulados pela norma de 90% e (23 ± 2) °C, respectivamente.



Figura 4. Recipiente para armazenamento das amostras utilizadas durante o ensaio de tempo de pega

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A incorporação de pó de vidro nas proporções de 5%, 15% e 25% ao cimento aumentou a quantidade de resíduo retido na peneira de 75 μ m (n $^{\circ}$ 200) em relação ao traço de referência (somente o cimento Portland), e, conseqüentemente o seu módulo de finura, mas ainda ficou dentro dos limites estabelecidos, inferiores a 6%, pela norma [28]. A finura do cimento afeta a sua reatividade com a água e, conseqüentemente, quanto mais fino o cimento, mais rápida será sua reação de hidratação e aumento da resistência mecânica. Ademais, partículas com tamanhos maiores podem nunca hidratar completamente, impactando na menor resistência do concreto [33].

3.1 Ensaio no estado fresco

Para determinar algumas propriedades no estado fresco, prosseguiu-se com o ensaio de consistência normal e, posteriormente, o ensaio do tempo de pega nas pastas. No Quadro 4 são apresentados os parâmetros de umidade e temperatura do ambiente durante a moldagem, bem como a relação a/c e quantidade de água obtida no ensaio da determinação da pasta de consistência normal.

Quadro 4. Resultados da consistência normal nas pastas. (A = quantidade de água em %).

PASTAS	PARÂMETROS		NBR 16606	
	U [%]	T [°C]	a/c	A [%]
REF	58%	19,0	0,305	30,5%
CP95PV5	57%	19,0	0,305	30,5%
CP85PV15	58%	19,5	0,305	30,5%
CP75PV25	58%	19,1	0,308	30,8%

Nas pastas de REF, CP95PV5 e CP85PV15 não houve diferenças significativas entre si em relação à quantidade de água. Somente na pasta CP75PV25 houve um aumento de 0,3% na quantidade de água necessária para obtenção da mesma consistência. Na Fig. 5 é apresentado o aparelho de Vicat utilizado.



Figura 5. Ensaio de consistência normal da pasta com o auxílio do aparelho de Vicat.

O ensaio de determinação dos tempos de pega foi realizado seguindo as diretrizes da NBR 16607 [29]. O procedimento utilizou uma pasta com proporções determinadas pela NBR 16606 [30] e a relação água/cimento foi baseada na consistência normal da pasta. As amostras foram armazenadas em um recipiente que simulava uma câmara úmida. Para o tempo de início de pega, a agulha foi posicionada na pasta utilizando o aparelho de Vicat e a penetração foi medida em intervalos de 10 minutos, até que a distância entre a agulha e a placa-base fosse de 6 ± 2 mm. O tempo de fim de pega foi determinado invertendo o molde e realizando medições similares, com intervalos de 20 minutos, até que a agulha penetrasse apenas 0,5 mm na pasta. O ensaio permitiu registrar o tempo de início e fim de pega dos cimentos com pó de vidro e os resultados são apresentados na Fig. 6.

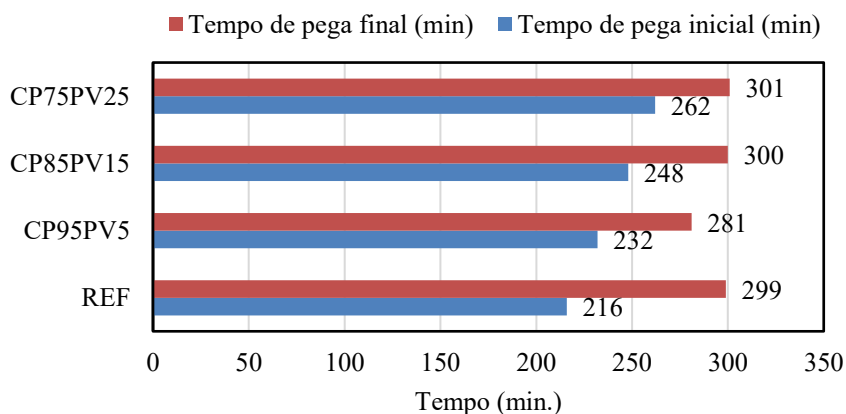


Figura 6. Tempos de pega inicial e final dos cimentos estudados.

O tempo de pega inicial aumentou conforme o teor de pó de vidro incorporado aos cimentos. O cimento com 25% de pó de vidro (CP75PV25) teve de aumento de 17,55% (46 minutos) no tempo de pega inicial em comparação ao traço de referência. Esse aumento está relacionado ao emprego de quantidades iguais de água nos traços, mesmo naqueles com menos cimento devido a incorporação do pó de vidro. Quanto ao tempo de pega final, todas as pastas apresentaram cerca de 300 minutos, exceto o de 5% de pó de vidro, que ficou em 281 minutos. O intervalo entre o início e o fim da pega diminuiu com o aumento do teor de pó de vidro, indicando uma fase de transição mais rápida. Os cimentos com 5%, 15% e 25% de pó de vidro tiveram intervalos de 49, 52 e 39 minutos, respectivamente.

3.2 Resistência à compressão axial

O ensaio de resistência à compressão seguiu a recomendação da NBR 7215 [32]. Os corpos de prova (50x100) mm foram rompidos com o auxílio da Máquina Universal de Ensaio EMIC, com capacidade de carga de 600 kN, no Laboratório de Sistemas Estruturais – UFSCar (Fig. 7).



Figura 7. Aparato e corpo de prova durante ensaio de determinação de resistência à compressão axial.

Os resultados de compressão axial para as argamassas com e sem a incorporação do pó de vidro nas idades analisadas podem ser observadas na Fig. 8.

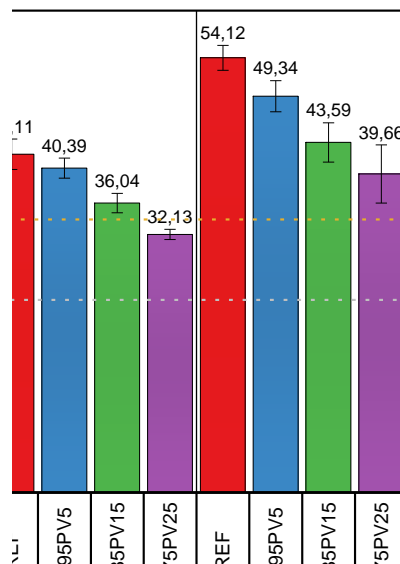


Figura 8. Comparação dos valores dos resultados à compressão axial dos compósitos cimentícios.

De acordo com a NBR 16697 [28], o cimento CP V deve apresentar valores de resistência à compressão nas idades de 3 e 7 dias de 24 e 34 MPa, respectivamente. Tal requisito foi atendido para os traços estudados, exceto para o CP75PV25, na idade de 7 dias, que ficou 5,5% abaixo do limite estabelecido. Para as idades de 3, 7 e 28 dias, os traços CP85PV15 e CP75PV25, em que tiveram maior incorporação de vidro em substituição ao cimento, apresentaram diferença estatística em relação à referência, ou seja, a incorporação do pó de vidro nos teores de 15% e 25% impactaram diretamente na diminuição da resistência à compressão e apresenta uma diferença substancial em relação ao cimento de referência.

Já para o cimento com teor de 5% de pó de vidro, não houve diferença significativa, isto é, o seu resultado foi equivalente ao cimento de referência e não há diferença na escolha de ambos os cimentos do ponto de vista estatístico. Assim, com o aumento da incorporação do pó de vidro nos cimentos observou-se a diminuição da resistência mecânica nas idades estudadas, fato que pode ser explicado pela ocorrência da atividade pozolânica do pó de vidro em idades mais avançadas. Para o cimento com a incorporação de 25% de pó de vidro, em comparação com cimento com teor de 15%, observou-se que não houve diferença significativa nas idades de 3 e 28 dias. Nesse sentido, comparando os cimentos

somente nessas idades, sugere-se que a utilização de ambos os cimentos não apresenta divergência em relação às suas características.

Para a idade de 28 dias, observou-se que a resistência para o traço de maior incorporação de vidro (CP75PV25) reduziu em 26,72% em relação à referência, obtendo o valor de 39,66 MPa. A diminuição da resistência à compressão da pasta de cimento com pó de vidro pode ser explicada pelo efeito de diluição. O efeito de diluição do pó de vidro reduz o teor de cimento e aumenta a relação água/cimento efetiva que melhora a sua trabalhabilidade e, conseqüentemente, reduz resistência à compressão da pasta de cimento [33,34]. Ainda assim, seu desempenho estabelece que ele possa ser utilizado para fins estruturais, pois possui resistência superior a 20 MPa (Classe C20), segundo a NBR 8953 [35].

3.3 Resumo dos resultados obtidos

No Quadro 5 pode ser observado o resumo dos resultados obtidos para as pastas (ensaios no estado fresco) e argamassas (resistência à compressão axial).

Quadro 5. Resumo dos resultados e comparação com os requisitos da norma. (^a = Requisito mínimo estipulado para o CP V).

Sigla	Módulo de Finura	Tempo de início de pega [min]	Tempo de fim de pega [min]	Resistência à compressão axial [MPa]			Diferença estatística em relação a REF
	Resíduo na peneira 75 μ m [%]			3 dias	7 dias	28 dias	
CP V ^a	$\leq 6,0$	≥ 60	$\leq 600,0$	$\geq 24,0$	$\geq 34,0$	—	
REF	0,96	216	299	35,99	41,11	54,12	-
CP95PV5	1,30	232	281	33,96	40,39	49,34	Não
CP85PV15	1,28	248	300	29,40	36,04	43,59	Sim
CP75PV25	1,88	262	301	27,48	32,13	39,66	Sim

Observa-se que os cimentos REF, CP95PV5 E CP85PV15 atenderam aos requisitos mínimos estabelecidos pela norma [28], todavia, o cimento com incorporação de 25% de pó de vidro (CP75PV25) apresentou resistência à compressão axial aos 7 dias inferior ao estipulado. O cimento com 5% de pó de vidro não apresentou diferença significativa em relação a REF em relação a esta propriedade mecânica, indicando a possibilidade de incorporar o pó de vidro sem alteração das suas características do ponto de vista estatístico.

CONCLUSÕES

A utilização do pó de vidro na composição do cimento é uma alternativa promissora para promover a sustentabilidade e reduzir o consumo de clínquer. A incorporação de até 15% de pó de vidro no cimento CPV atende aos requisitos mínimos da NBR 16697, com resistência à compressão de 43,5 MPa aos 28 dias, tornando essa proporção adequada para fins estruturais. Do ponto de vista sustentável, o uso de 25% de pó de vidro também é viável, desde que o concreto resultante atenda aos requisitos de projeto. No entanto, é fundamental realizar uma análise mais abrangente dos parâmetros químicos para assegurar a viabilidade técnica da incorporação do pó de vidro ao cimento e ensaios de durabilidade. Além disso, o custo associado ao processamento do vidro reciclado deve ser considerado, a fim de garantir um equilíbrio adequado entre custo e benefício na utilização do vidro moído como adição mineral.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGECiv da Universidade Federal de São Carlos - UFSCar, pelo apoio à pesquisa. O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de

Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001. Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC); e pela FCT-Fundação para a Ciência e a Tecnologia através do Estímulo ao Emprego Científico 2021.01765.CEECIND (chamada individual).

REFERÊNCIAS

- [1] L. Barcelo, J. Kline, G. Walenta, E. Gartner, Cement and carbon emissions, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 47 (2014) 1055–1065. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0114-5>.
- [2] CEMBUREAU, Activity Report 2023, Bruxelas, 2023. www.cembureau.eu.
- [3] M.B. Maury, R.N. Blumenschein, Produção de cimento Impactos à saúde e ao meio ambiente, *Sustentabilidade Em Debate* 3 (2012) 75–96.
- [4] R. Snellings, P. Suraneni, J. Skibsted, Future and emerging supplementary cementitious materials, *Cem Concr Res* 171 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2023.107199>.
- [5] Y. Jiang, T.C. Ling, K.H. Mo, C. Shi, A critical review of waste glass powder – Multiple roles of utilization in cement-based materials and construction products, *J Environ Manage* 242 (2019) 440–449. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2019.04.098>.
- [6] United Nations, Transforming our world: the 2030 Agenda for Sustainable Development, (2015). <https://sdgs.un.org/2030agenda> (accessed October 1, 2024).
- [7] A. Tagnit-Hamou, N. Soliman, A.F. Omran, M.T. Mousa, N. Gauvreau, M. Provencher, Novel Ultra-High Performance Glass, *Concrete International* 37 (2015) 41–47.
- [8] H. Lee, A. Hanif, M. Usman, J. Sim, H. Oh, Performance evaluation of concrete incorporating glass powder and glass sludge wastes as supplementary cementing material, *J Clean Prod* 170 (2018) 683–693. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.09.133>.
- [9] V. Vaitkevičius, E. Šerelis, H. Hilbig, The effect of glass powder on the microstructure of ultra high performance concrete, *Constr Build Mater* 68 (2014) 102–109. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.05.101>.
- [10] A. Mehta, D.K. Ashish, Silica fume and waste glass in cement concrete production: A review, *Journal of Building Engineering* 29 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100888>.
- [11] W. Wilson, N.A. Soliman, L. Sorelli, A. Tagnit-Hamou, Micro-chemo-mechanical features of ultra-high performance glass concrete (UHPGC), *Theoretical and Applied Fracture Mechanics* 104 (2019). <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2019.102373>.
- [12] A.M. Matos, J. Sousa-Coutinho, Durability of mortar using waste glass powder as cement replacement, *Constr Build Mater* 36 (2012) 205–215. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.027>.
- [13] S. Liu, S. Wang, W. Tang, N. Hu, J. Wei, Inhibitory effect of waste glass powder on ASR expansion induced by waste glass aggregate, *Materials* 8 (2015) 6849–6862. <https://doi.org/10.3390/ma8105344>.
- [14] B. Taha, G. Nounu, Using lithium nitrate and pozzolanic glass powder in concrete as ASR suppressors, *Cem Concr Compos* 30 (2008) 497–505. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2007.08.010>.
- [15] E.A. Byars, B. Morales-Hernandez, Z. Huiying, Waste glass as concrete aggregate and pozzolan: laboratory and industrial projects, *Concrete (London)* 38 (2004) 41–44. https://www.researchgate.net/publication/279898223_Waste_glass_as_concrete_aggregate_and_pozzolan_Laboratory_and_industrial_projects (accessed October 1, 2024).
- [16] A. Tagnit-Hamou, N. Soliman, A. Omran, Green Ultra-High Performance Glass Concrete, *International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete* (2016). https://www.researchgate.net/publication/305997196_Green_Ultra-High_Performance_Glass_Concrete (accessed October 1, 2024).

- [17] G.M.S. Islam, M.H. Rahman, N. Kazi, Waste glass powder as partial replacement of cement for sustainable concrete practice, *International Journal of Sustainable Built Environment* 6 (2017) 37–44. <https://doi.org/10.1016/j.ijbsbe.2016.10.005>.
- [18] M.A. Mosaberpanah, O. Eren, A.R. Tarassoly, The effect of nano-silica and waste glass powder on mechanical, rheological, and shrinkage properties of UHPC using response surface methodology, *Journal of Materials Research and Technology* 8 (2019) 804–811. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2018.06.011>.
- [19] H. Elaqla, R. Rustom, Effect of using glass powder as cement replacement on rheological and mechanical properties of cement paste, *Constr Build Mater* 179 (2018) 326–335. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.263>.
- [20] G. Vijayakumar, H.; Vishaliny, D. Govindarajulu, Studies on Glass Powder as Partial Replacement of Cement in Concrete Production, *Engineering, Environmental Science, Materials Science* 3 (2013). <https://www.semanticscholar.org/paper/Studies-on-Glass-Powder-as-Partial-Replacement-of-Vijayakumar-Vishaliny/e9e5846be36aa3c3b76f428b848492f25ba89b2b> (accessed October 1, 2024).
- [21] T.D. Dyer, R.K. Dhir, Chemical reactions of glass cullet used as cement component, *Journal of Materials in Civil Engineering* 13 (2001) 412–417.
- [22] Y. Shao, T. Lefort, S. Moras, D. Rodriguez, Studies on concrete containing ground waste glass, 2000.
- [23] C. Shi, Y. Wu, C. Riefler, H. Wang, Characteristics and pozzolanic reactivity of glass powders, *Cem Concr Res* 35 (2005) 987–993. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.05.015>.
- [24] S. Ibrahim, A. Meawad, Assessment of waste packaging glass bottles as supplementary cementitious materials, *Constr Build Mater* 182 (2018) 451–458. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.119>.
- [25] R. Vandhiyan, K. Ramkumar, R. Ramya, A. Professor, Experimental Study On Replacement Of Cement By Glass Powder, n.d. www.ijert.org.
- [26] J.B. Jangid, A.C. Saoji, Experimental investigation of waste glass powder as the partial replacement of cement in concrete production, n.d. www.iosrjournals.org.
- [27] D. Patel, R. Shrivastava, R.P. Tiwari, R.K. Yadav, Properties of cement mortar in substitution with waste fine glass powder and environmental impact study, *Journal of Building Engineering* 27 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.100940>.
- [28] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 16697: Cimento Portland — Requisitos, Rio de Janeiro, 2018.
- [29] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 11579: Cimento Portland — Determinação do índice de finura por meio da peneira 75 μm (no 200), Rio de Janeiro, 2013.
- [30] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 16607: Cimento Portland — Determinação dos tempos de pega, Rio de Janeiro, 2018.
- [31] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 16606: Cimento Portland — Determinação da pasta de consistência normal, Rio de Janeiro, 2018.
- [32] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7215: Cimento Portland — Determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos, Rio de Janeiro, 2019.
- [33] Y. Du, W. Yang, Y. Ge, S. Wang, P. Liu, Thermal conductivity of cement paste containing waste glass powder, metakaolin and limestone filler as supplementary cementitious material, *J Clean Prod* 287 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.125018>.
- [34] A.A. Aliabdo, A.E.M. Abd Elmoaty, A.Y. Aboshama, Utilization of waste glass powder in the production of cement and concrete, *Constr Build Mater* 124 (2016) 866–877. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.016>.
- [35] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 8953: Concreto para fins estruturais — Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência, Rio de Janeiro, 2015.

TEMA 2
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO.
NORMAS E REGRAS DE PROJETO.



Dimensionamento de estruturas de betão armado com base em análises não lineares

M.R.T. Arruda¹

RESUMO

Este artigo baseia-se numa apresentação sobre regras de dimensionamento de betão estrutural, com recurso a ferramentas numéricas não lineares, onde são propostas recomendações para a boa prática do uso de modelos numéricos não lineares em projecto de estruturas. Este trabalho apresenta também um resumo do estado da arte no uso de modelos não lineares de betão armado.

Em geral o projecto actual de estruturas em Portugal, baseia-se em análises linearizadas, com recurso a verificações de segurança baseadas no método dos coeficientes parciais. Estas, apesar de validadas e demonstradas ao longo dos anos, apresentam as seguintes desvantagens: (i) anti-económicas em casos de comportamentos mais frágeis, localizados ou desconhecidos; (ii) inviabilizar soluções arquitetónicas com redução do valor dos espaços construídos; (iii) tornar inviáveis estruturas já existentes construídas com regulamentos desactualizados. As análises linearizadas são aceites pela indústria de Engenharia Civil visto serem de rápida e fácil aplicação, com um mínimo de inputs e conhecimento para o seu domínio. Pelo contrário as análises não lineares, nos países desenvolvidos da Europa são usadas nos projectos, visto procurarem otimizar o valor do espaço construído. Embora se tenha em consideração as incertezas naturais decorrentes das propriedades do betão, a utilização de modelos constitutivos avançados permite, de forma racional e segura, preconizar soluções estruturais que potenciem a geração de valor do espaço construído e que satisfaçam as expectativas de potenciais investimentos, seja no sector privado como no público.

Neste artigo, são apresentadas as bases para modelação não linear na versão do MC2010 e, ainda alguns exemplos nos quais a sua aplicação pode ser vantajosa face às ferramentas clássicas lineares e análises simplificadas. Com este artigo espera-se introduzir no engenheiro de estruturas os conceitos básicos das análises não lineares no dimensionamento estrutural.

Palavras-chave: Modelos constitutivos para betão; Análises fisicamente não lineares; Simulação numérica da verificação de segurança; Coeficientes parciais e globais de segurança.

1. INTRODUÇÃO

Muitos engenheiros de estruturas, durante a sua vida profissional, encontraram vários problemas estruturais, que não conseguiam resolver usando o conhecimento base que aprenderam na faculdade [1], um problema que evoluiu com a história da construção [2]. Estes problemas ocorreram em várias formas, mas um em particular sempre aguçou a curiosidade e debate entre engenheiros de estruturas, o comportamento fisicamente não linear do betão armado. Este tipo de material é largamente usado em estruturas no âmbito de engenharia civil, como por exemplo: edifícios, pontes, estruturas de suporte de solo, silos, reservatórios, chaminés de centrais nucleares, e ainda barragens de gravidade. A principal componente do dimensionamento é efetuado usando análises lineares para casos estáticos [3], e pseudo

¹ Investigador Doutorado, CERIS-IST-ID, Lisboa, Portugal, mario.rui.arruda@tecnico.ulisboa.pt

análises dinâmicas não-lineares [4], usando software populares entre a comunidade de projectistas [5,6,7]. Tradicionalmente no ramo da engenharia civil, as análises não lineares são feitas por académicos, mas no ramo da engenharia mecânica, naval e aeronáutica o uso de análises não lineares é generalizado [8]. Em todo o caso, o uso de análises não lineares por parte de engenheiros civis, começa a ser aplicado especificamente: no cálculo de deformações em estado fendilhado [9]; na estimação de deformações a longo prazo devido ao processo construtivo [10]; e ainda na aplicação de análises pushover, para aferir coeficientes de ductilidade em paredes estruturais [11].

No âmbito da mecânica computacional, o método mais popular para resolver problemas de análises não lineares é o Método dos Elementos Finitos (MEF) [12]. Este método, nos dias de hoje, é a mais popular ferramenta numérica no âmbito dos meios contínuos, devido aos seu significado físico explícito [13], e ainda a robustez e eficácia da sua fundamentação teórica [14]. Apesar da sua popularidade e robustez computacional, a formulação do MEF ainda apresenta algumas desvantagens [15] e alguns problemas para resolver [16], que nunca devem ser esquecidos por parte dos engenheiros de estruturas.

Nos últimos anos, o uso de elementos finitos com base em modelos não lineares, para o dimensionamento de estruturas tem ganho alguma atenção por parte da indústria em engenharia civil. O grande entrave à sua adopção por parte dos projectistas prende-se com: (i) a falta de conhecimento especializado nesta temática, em geral não lecionado nas faculdades Portuguesas, incluindo as teorias e limitações do processo iterativo e incremental; (ii) a não sensibilidade por parte da classe dos engenheiros projectistas da existência de outros softwares de elementos finitos, para além dos usualmente usados na indústria; (iii) a falta de regulamentação, que permite a adopção de um dimensionamento económico e confiante nos resultados; (iv) a falta de poder computacional, apenas obtido através do uso de servidores para cálculo numérico usualmente existente em universidades e laboratórios.

1.1 Modelos Constitutivos de Betão

O nível de variabilidade de modelos constitutivos de betão, na comunidade científica é demasiado grande para ser exaustivamente descrito neste trabalho. Deste modo, apresentam-se apenas os modelos constitutivos mais conhecidos e usados por softwares comerciais. Para uma descrição mais detalhada dos modelos de betão usados pela comunidade científica recomenda-se a leitura de documentos mais especializados na área [17,18].

Para o melhor conhecimento do autor, a primeira aplicação não linear do método dos elementos finitos em estruturas de betão é nos trabalhos de [19,20], apesar de estarem restritos a tensões de fendilhação à tracção. Estes trabalhos basicamente mudavam a isotropia do betão, com base na direcção da fendilhação, sendo o primeiro através de um modelo discreto e o segundo através da ortotrópica equivalente.

Hoje em dia, o método mais popular nos softwares comerciais de simular o processo de fratura no betão segue as formulações de isotrópicas de dano contínuo [21,22] ou fenda distribuída [23,24], sendo a fendilhação simulada através de um processo localizado de deterioração no elemento finito em ambos os casos. A grande vantagem do uso da mecânica do dano contínuo, deve-se à robustez teórica por detrás da formulação [25,26,27], que é fundamentada com base nas leis da termodinâmica.

A ideia do dano isotrópico assume uma uniformidade de degradação da rigidez em todas as direcções, usando a clássica equação de Hooke $\sigma = (1 - d)E\varepsilon$. Dependendo dos autores, pode existir uma ou mais variáveis de dano no betão [28,29,30,31], isto para simular o diferente comportamento à tracção e compressão do betão (Figura 1). O modelo de dano com deformações inelásticas que mais popularidade obteve nos programas comerciais foi apresentado por Lee [32], e encontra-se implementado em softwares comerciais como [33,34,35], com grandes vantagens para as análises cíclicas dinâmicas.

Para a fenda distribuída existem três aproximações distintas a fenda fixa, a fenda rodada, e ainda multi-fendas fixas não ortogonais: a fenda fixa pode produzir resultados mais rígidos que os reais e tende-se a

usar valores arbitrários de “shear retention factors” [23]; a fenda rodada não consegue simular com exactidão a resposta pós-fendilhada e alguns autores questionam mesmo a modificação do coeficiente de Poisson durante o processo numérico [36]; a grande desvantagem na formulação das multi-fendas fixas não ortogonais é que os resultados podem ser numericamente instáveis durante o processo de fecho das fendas [27]. Estas três aproximações de fenda distribuídas encontram-se implementadas em softwares comerciais [37,38], e algumas delas encontram-se preparadas para simular deformações inelásticas.

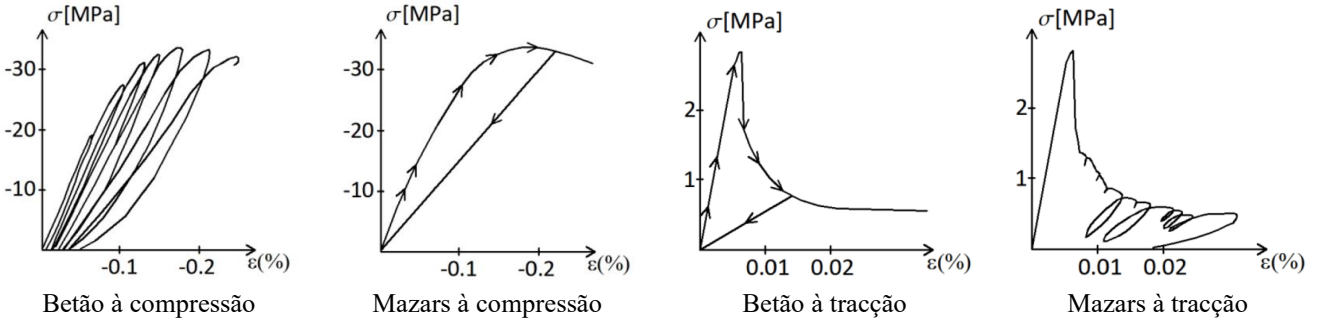


Figura 1. Modelo constitutivo do dano de Mazars [39].

1.2 Técnicas de Regularização

Em todas estas formulações existe um problema de localização de dano e fendas quando a relação constitutiva apresenta amolecimento, causando indirectamente um problema de dependência de malha. Isto é verdade tanto para o comportamento à tracção como para a compressão, independentemente da percentagem de armaduras na estrutura. Este deve-se a um problema matemático, que se prende com a perda de elipsidade das equações diferenciais, onde a sua descrição técnica pode ser encontrada em [18].

Este problema é conhecido desde os anos 70 [40,41], mas recentemente continuam aparecer trabalhos [42,43] que ignoram este problema e os resultados dependem fortemente da malha (Figura 2), sendo neste caso questionáveis e completamente contra a segurança.

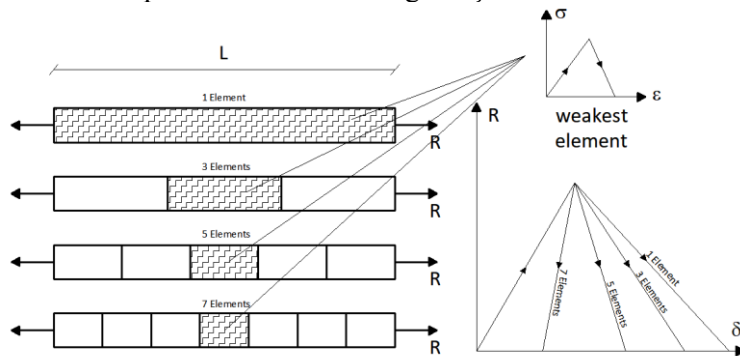


Figura 2. Concentração do dano com base da discretização da malha [44].

A técnica mais popular para eliminar este problema de localização de dano/fenda é usar técnicas de regularização de variáveis ou campos. O método mais popular é o uso da regularização da energia de fractura [45], que não resolve directamente a localização do dano/fenda, mas impede que existe dependência de malha [46]. Este método é fisicamente mais apelativo para os engenheiros, mas apresenta algumas desvantagens relacionadas com a necessidade de uniformidade da malha dos elementos finitos [47]. Existem outras técnicas de regularização baseadas em modelos não locais [48,49,50], estas não têm as desvantagens da regularização da energia de fractura, mas a sua aplicação ainda é limitada nos meios académicos, devido ao seu elevado nível de especialização que presentemente não é coerente com os respectivos regulamentos estruturais. Recentemente foi publicado resultados de modelos de dano com regularização da energia de fractura à tracção e compressão, onde as relações constitutivas estão em conformidade com os regulamentos estruturais [51].

2. DIFICULDADES EM ANTERIORES PROJECTOS DE ESTRUTURAS

No passado, alguns projectos de estruturas apresentaram alguns problemas de dimensionamento que podiam ter sido facilmente identificados através de uma análise não linear. Mostra-se de seguida alguns desses casos, apenas como exemplo, onde outras metodologias de verificação de segurança podem reforçar as tomadas de decisão durante o projecto de estruturas. Ou seja, uma vez mais, nestes casos as análises não lineares iriam apenas complementar as análises lineares. Naturalmente, alguns destes projectos de estruturas foram elaborados anos antes da existência do esforço computacional, que permite fazer análises não lineares.

2.1 A plataforma offshore Sleipner

O já conhecido e debatido caso da plataforma Sleipner 1991 [52], é usualmente aceite pela comunidade científica dum caso onde as análises lineares apresentaram limitações nos mecanismos de fendilhação, que apenas aparecem caso se utilize uma análise não linear. A precisão do dimensionamento das células e tri-células, era de tal modo complexa, que a espessura destas não podia ser muito fina ou grossa, caso contrário elas colapsavam ou não flutuavam respectivamente. O problema ocorreu durante a submersão da plataforma, nas quais as tri-células interiormente ficavam sujeitas a pressões hidrostáticas de 99 metros de água. Neste caso, devido à incorrecta colocação de estribos, existiu uma fendilhação inesperada que promoveu posteriormente uma rotura por corte, onde mais detalhes da referida rotura podem encontrar-se em [53]. Os modelos das análises lineares estavam correctos tendo em conta a base da sua simplificação e aplicação, mas claramente demonstraram uma redução do esforço de corte real. Mais tarde, com base em modelos de escoras e tirantes foi possível verificar como melhorar o desempenho estrutural, e esta conclusão foi validada com recurso a análises não lineares (Figura 3). Apesar do problema ter sido uma combinação de erro da análise linear de elementos finitos e ainda da pormenorização de armaduras, caso se tivesse usado uma análise não linear então esta teria pelo menos alertado para algum problema durante o processo iterativo.

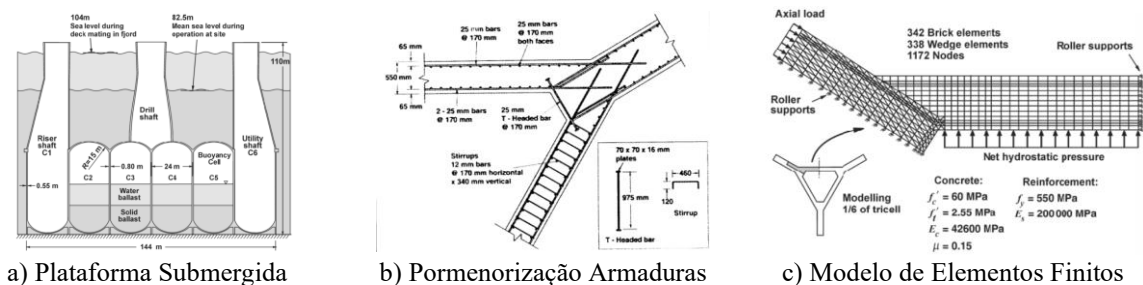


Figura 3. Plataforma offshore Sleipner [53].

2.2 O Armazém em Kimberley-Clark

O colapso do piso no armazém em Kimberley-Clark em 1978 [54] sempre foi alvo por parte dos projectistas, de acesa discussão relativamente à verdadeira razão da ruína dum piso. Resumindo, existiu uma mudança de sobrecarga para além de valores de serviço, onde passado algum tempo houve um colapso parcial dum piso em simultâneo com um incêndio (Figura 4). A grande questão prendia-se: Terá sido a mudança de sobrecarga ou o incêndio que provocou o colapso do piso do armazém? Usando apenas uma análise linear, não existia uma conclusão definitiva, isto porque não existia consenso quanto à resistência máxima do piso, principalmente à estimativa de redistribuição de esforços. Em todo o caso, já nos anos 90 [54], foi possível efectuar uma análise fisicamente e geometricamente não linear, onde foi possível concluir que, a laje do piso à temperatura ambiente tinha uma resistência 7.6 superior ao valor do dimensionamento. Esta resistência extra, acontece porque quando a laje está sujeita a grandes deformações/deslocamentos, deixa de funcionar apenas como elemento de laje e, começa também a funcionar como elemento membrana, aumentando consideravelmente a sua resistência. Pelo contrário, quando aplicada a carga de serviço em simultâneo com o incêndio, considerando as reduções dos

materiais devido a temperatura e respectivas dilatações, a análise não linear concluiu que, para a acção do incêndio o piso iria colapsar.

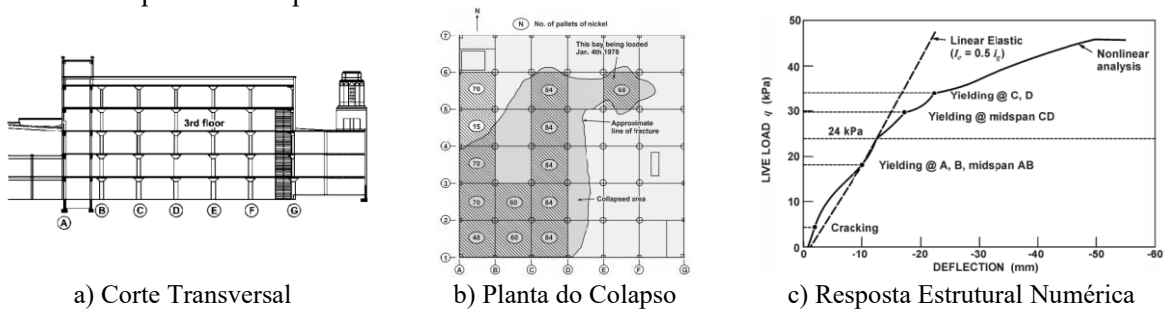


Figura 4. Armazém em Kimberley-Clark [54].

2.3 Reservatório Circular Enterrado

Quando houve a necessidade de dimensionar o maior reservatório de gás natural enterrado, houve algumas incógnitas que os engenheiros durante a fase de projecto não sabiam responder. Já sabiam, que o efeito da laje inferior em solo deformável reduzia o efeito de anel e, conseqüentemente a resistência ao corte. Os projectistas seguiram as anteriores regras [55,56], mas do lado da segurança decidiram efectuar o dimensionamento, admitindo uma ligação monolítica da laje às paredes laterais através de um maciço reforçado (Figura 5). Deste modo, executaram inicialmente uma campanha experimental, que depois foi confirmada anos mais tarde com recursos a uma análise não linear, onde a localização de abertura de fendas batia certa entre a campanha experimental e análise numérica [57]. Desta maneira foi possível saber como dispor optimamente os varões e efectuar as ligações, de maneira a evitar roturas inesperadas por corte.

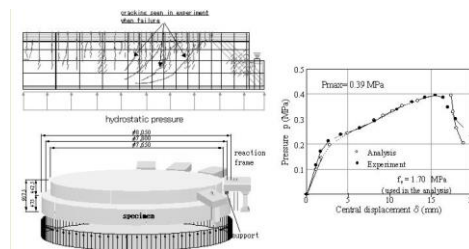


Figura 5. Reservatório Circular Enterrado [56,57].

3. DIMENSIONAMENTO E ANÁLISES NÃO LINEARES EM REGULAMENTOS DE ESTRUTURAS

O uso de modelos finitos no projecto de estruturas, mesmo em análises lineares sofreu no passado alguma resistência pelos principais projectistas de estruturas dos anos 70, que mais experiência tinham em projecto, e possuíam todo o “status quo” e “know-how” da indústria.

Resumindo a historia do uso de modelos de elementos finitos por parte de engenheiros de estruturas, é possível perceber a evolução do uso de ferramentas computacionais. Até ao fim dos anos 70, o uso de elementos finitos com análises lineares era de exclusivo uso nas universidade e laboratórios, apesar de já existirem alguns gabinetes de projecto que os aplicavam em casos particulares. No inicio dos anos 80, com a substituição da régua logarítmica de cálculo por calculadoras portáteis, também gabinetes de projecto começaram a adquirir microcomputadores (por coincidência) para efectuar análises lineares de elementos finitos. Devido ao elevado preço das ferramentas computacionais, gabinetes de projecto alugavam por hora o uso de computadores em laboratórios ou universidades. No inicio dos anos 90, com o aumento do poder computacional, redução de preços nos computadores pessoais e generalização de softwares comerciais, passou a ser corrente o uso total de elementos finitos em projecto de estruturas.

Esta evolução positiva do uso de elementos finitos em projecto de estruturas, fez com que os regulamentos se adaptassem à realidade das ferramentas e exigências pedidas pelos engenheiros. Um desses exemplos é o RSA 1983 [58] que generalizou a possibilidade de usar Densidades Espectrais para o dimensionamento de estruturas, que só podiam ser usadas com auxílio de um microcomputador na altura.

Deste modo, foi publicado pela primeira vez no MC2010 [59] e ainda no boletim da FIB 45 [60], as primeiras guidelines do uso de análises não lineares na verificação da segurança em ELU e ELS. Já no EC2-2-2 [61] existia algumas propostas, mas ainda sem grande fundamentação ou descrição, que fez com que alguns projectistas não as usassem. Outro regulamento a apresentar recomendações para análises não lineares é o EC3-1-5 no Anexo C [62], expondo 2 capítulos distintos. No primeiro, é apresentada as recomendações para a simulação não linear do material aço, onde é ilustrado as vantagens e desvantagens de considerar ou não o endurecimento. No segundo, é exposto como devem ser adoptadas as imperfeições globais e locais em elementos do tipo Shell, para que se possa apanhar efeitos geometricamente não lineares. Depois os 2 capítulos são fundidos numa só tabela onde são apresentadas regras básicas de modelação não linear.

Existem ainda outros regulamentos, como o FEMA356 [63] que recomendam mesmo algumas análises não lineares na análise de estruturas. Estas não são feitas para simular o colapso em estado limite último (de maneira a dimensionar secções), mas com o objectivo de simular danos em estruturas devido a sismos. Com esta análise, é possível saber quais os possíveis elementos estruturais da estrutura que podem sofrer elevados danos, sabendo antecipadamente quais os elementos que devem ser sujeitos a uma campanha de inspecção depois do sismo (recomenda-se mesmo que estes elementos sejam compatibilizados com a arquitectura de maneira a poderem ser inspecionados).

Nos últimos anos o centro de investigação CERIS sediado no departamento de engenharia civil do IST, tem desenvolvido várias consultorias e peritagens externas à indústria, na qual tem usado como ferramenta para a tomada de decisão análises não lineares. Apresentam se em baixo alguns desses exemplos, nos quais parte destes regulamentos foi aplicado no CERIS.

3.1 Exemplos de Aplicações com Análise Não Lineares

Apresentam-se de seguida alguns exemplos nos quais as análises não lineares foram usadas, para resolver problemas que não tinham respostas consensuais com base em análises lineares. Estes exemplos foram preconizados antes da existência das recomendações de dimensionamento do MC2010, mas seguiram a mesma filosofia de segurança.

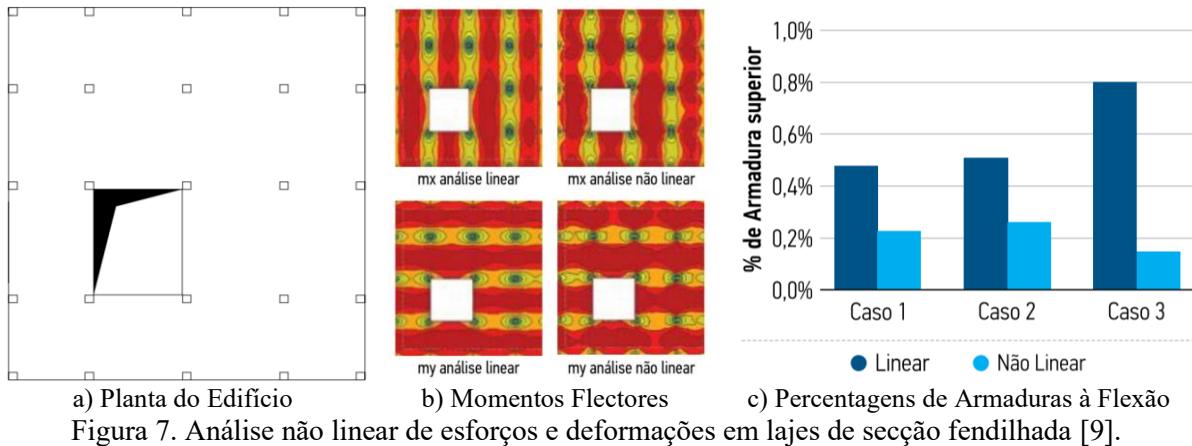
3.1.1 Análise Não Linear de Ductilidade

Um dos problemas que os engenheiros de estruturas têm é: para diferentes tipos de elementos estruturais, qual o coeficiente de comportamento, caso o regulamento seja ambíguo? Um desses exemplos é o caso de paredes em L ou U, quando o seu comportamento é diferente de um clássico pilar ou parede rectangular, caso estes sejam modelados com elementos Shell e não elementos Frame. Foi este o caso que do trabalho desenvolvido por [64,65], onde se procurou através de uma análise não linear de Pushover, constatar na realidade, que o uso de Pushover em paredes estruturais do tipo L ou U não pode ser efectuado com recurso a elementos finitos Frame, visto estes não calcularem correctamente o coeficiente de comportamento na análise final (Figura 6). Isto deveu-se à exagerada deformada por corte, e ainda à não linearidade devido à fendilhação durante a torção das paredes, comportamento apenas simulados com recursos aos elementos Shell.



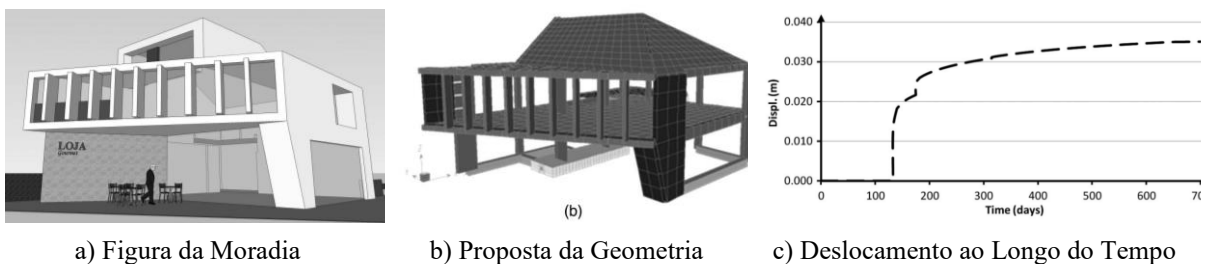
3.1.2 Análise Não Linear de Esforços em Secção Fendilhada

Numa tentativa de economizar as armaduras nos momentos negativos das lajes fungiformes, efectuou-se um estudo numérico, para saber qual o nível mínimo de armadura necessária nos apoios em ELU [9]? Com este estudo, foi possível concluir que na realidade, o uso de armaduras mínimas na zona dos apoios é o suficiente para verificar a segurança em ELU, isto devido à enorme capacidade de distribuição de esforços durante o processo de fendilhação (Figura 7). Em todo caso, verificou-se também que apenas com o uso de armaduras mínimas na zona de apoios, levava a uma enorme abertura de fendas nas zonas dos apoios, que podia em parte comprometer a verificação dos ELS.



3.1.3 Análise Não Linear Diferida no Tempo

Os clássicos Abacos [66] para o cálculo das deformações por flexão a longo prazo apresentam inúmeras limitações, que em geral se traduzem por uma adopção de altura/espessura de vigas/lajes não económica. Este fenómeno é ainda mais visível em lajes do que em vigas, visto nas primeiras existir uma grande distribuição de esforços durante o processo de fendilhação em todas as direcções, algo não tido em conta nos Abacos. Para estudar este problema, desenvolveu-se um modelo numérico com recurso aos elementos Shell [67,68], para aferir as deformações por flexão durante o processo de fendilhação, com recurso a uma análise não linear de elementos finitos (Figura 8). Estudaram-se casos correntes teóricos e ainda casos práticos reais, e chegou-se à conclusão que em geral o uso dos Abacos traduzem uma maior deformabilidade por flexão, o que pode não ser real. Neste trabalho verificou-se a importância do processo construtivo nos resultados da análise não linear, algo que também os Abacos não reproduzem.



3.1.4 Análise Não Linear em Estruturas Existentes

Os próximos exemplos, são casos onde foi necessário efectuar uma inspecção, para fundamentar ou não o reforço estrutural de duas estruturas existentes. A primeira foi uma laje fungiforme de cobertura, que apresentava uma deformação anormal [69]. Foi possível verificar através de uma análise não linear, que com as armaduras existentes em obra, não havia problemas de ELU mesmo para as acções mais exigentes dos novos regulamentos (Figura 9). O segundo exemplo foi a inspecção dum arco dum reservatório da EPAL do século 19 [70]. Neste caso não existia projecto original, e apenas eram apresentados alguns desenhos geométricos. Através da remoção das carotes, foi possível aferir a elasticidade e resistência do material, que era uma betão não estrutural com uma argamassa à base de cal. Tendo em conta a não existência ou informação de coeficientes de segurança, usou-se o clássico método dos coeficientes globais, e não era possível verificar a segurança, para uma sobrecarga extra com uma análise linear. Usou-se novamente o métodos dos coeficientes globais com uma análise não linear, e foi possível também com o auxilio dum ensaio de carga “in-situ”, verificar a segurança da estrutura existente para novas sobrecargas extra. Tendo em conta que não se conhecia o valor exacto da tensão de fendilhação nem a energia de fractura, efectuou-se uma análise paramétrica, para aferir a sensibilidade do coeficiente de segurança global, como preconizado no MC2010.

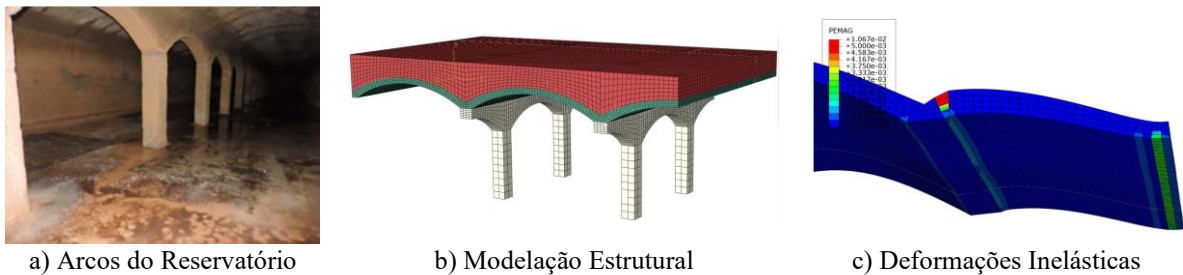


Figura 9. Análise não linear numa cobertura em arco do século 19 [70].

3.1.5 Análise Não Linear em Reforço de Estruturas

Soluções de reforço por CFRP já são largamente e correctamente descritas pela fib [71], quando as ancoragens não são efectuadas perto das zonas dos apoios (Figura 10). Pelo contrário, quando as ancoragens são efectuadas em zonas intermédias, com alta deformação por corte e ainda tracção, podem ser originados tensões de “peeling”, que podem comprometer a validação das expressões usadas pelos regulamentos para efectuar o dimensionamento. Assim sendo neste trabalho [72,73,74], foi necessário usar um modelo de elementos finitos, com base numa análise não linear, para verificar a segurança dum reforço de CFRP com EBR com curta zona de ancoragem.

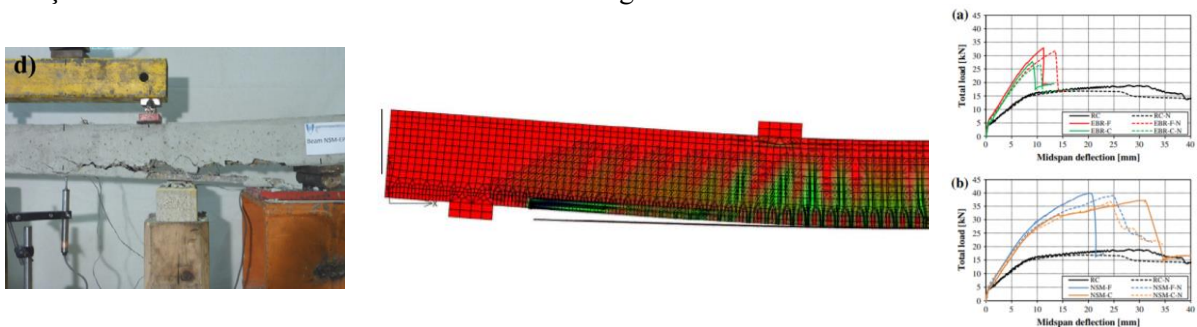


Figura 10. Análise não linear de vigas de betão armado reforçadas com CFRP EBR [72,73,74].

4. ANÁLISES NÃO LINEARES PARA DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O MC2010

Na actual versão do MC2010, finalmente são descritas alguma das condicionantes à verificação de segurança, com base em análises não lineares. Essas regras são sumariamente descritas em baixo, mas para melhor compreender todos os pontos e limitações deve-se consultar o próprio MC2010.

4.1 Metodologias preconizadas

O MC2010 admite três hipóteses para verificação de segurança com análises não lineares: (i) o método probabilístico; (ii) o método dos coeficientes parciais; (ii) e o método dos coeficientes globais, estando este último dividido em 2 metodologias. Em todo caso, em todos os métodos a condição de verificação de dimensionamento, segue os mesmos princípios das análises lineares, onde o valor das acções de dimensionamento tem de ser menor que o valor das resistências de dimensionamento.

$$F_d \leq R_d = \frac{R_m}{\gamma_R^* \gamma_{Rd}} \quad (1)$$

A única novidade na expressão (1), são os coeficientes γ_R^* e γ_{Rd} , que têm em conta o coeficiente de segurança global para a resistência e o coeficiente de incerteza do modelo respectivamente. Como referido anterior, o MC2010, permite que o valor do R_d , também seja calculado directamente com base nos clássicos coeficientes parciais de segurança, não sendo necessário o uso dos coeficientes referidos no início do parágrafo.

4.1.1 Método Probabilístico

Este método não é novidade, sendo já utilizado em algumas análises lineares, quando o valor das resistências, ou acções não é totalmente conhecido, sendo difícil estimar os coeficientes parciais de segurança (2). Neste caso a segurança é verificada com base no índice de fiabilidade β , a incerteza do modelo $\gamma_{Rd} > 1.0$, e ainda a avaliação da segurança da resistência α [75,76]. É também possível alternativamente usar probabilidade de colapso P_f , tendo em conta todas as incertezas devido à variabilidade dos materiais, dimensões e ainda efeitos aleatórios. Este método supõe a corrida de vários modelos numéricos, de maneira a ter-se uma curva de probabilidade, e sua correcta aplicação depende da versão do EC0 e EC1.

$$F_d \leq R_d = \frac{R(\alpha, \beta)}{\gamma_{Rd}} \quad (2)$$

4.1.2 Método dos Coeficiente Parciais

Neste método segue-se a clássica metodologia usada nas análises lineares, e admite que se conhece os coeficientes de segurança de dimensionamento para todas as propriedades dos materiais, incluindo energia de fratura, deformações inelásticas e propriedades de adesão/contacto. Este método (3) supõe apenas uma corrida numérica ao contrário do probabilístico.

$$F_d \leq R_d(f_d, \dots) \quad (3)$$

4.1.3 Método dos Coeficientes Globais

A primeira versão do método dos coeficientes globais é idêntica à existente no EC2-2-2 [61], onde se admite que existe uma verificação directa usando o valor médio da resistência (4), onde se usa apenas as propriedades médias dos materiais. Este método propõe diferentes coeficientes de conversão de resistências médias do betão $f_{cmd} = 0.85f_{ck}$ e aço $f_{ym} = 1.1f_{yk}$. Este método necessita apenas de uma corrida numérica usando os valores médios, com os respectivos coeficientes de segurança $\gamma_R = 1.2$ e $\gamma_{Rd} = 1.06$ ($\gamma_R \times \gamma_{Rd} = 1.27$).

$$F_d \leq R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \gamma_{Rd}} \quad (4)$$

4.1.4 Método dos Coeficientes Globais com Estimação da Variação da Resistência

Esta metodologia admite o cálculo das resistências médias R_m e características da estrutura R_k com base numa curva de Gauss, para estimar a resistência de dimensionamento. Funções probabilísticas Gaussianas, podem ser descritas com base em dois parâmetros, desde que se conheça o coeficiente de variação da resistência V_R , neste caso para uma probabilidade de característica de rotura de 0.05%. Com base nestas suposições é possível usar as expressões em (6), para efectuar a verificação de segurança com base numa análise não linear (5).

$$F_d \leq R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \gamma_{Rd}} \quad (5)$$

$$\begin{cases} V_R = \frac{1}{1.65} \ln\left(\frac{R_m}{R_k}\right) \\ \gamma_R = \exp(\alpha_R \beta V_R) \\ \gamma_{Rd} = 1.06 \end{cases} \quad (6)$$

O parâmetro $\alpha_R = 0.8$, está relacionado com a sensibilidade e fiabilidade da resistência, e o parâmetro $\beta = 3.8$ é o índice de fiabilidade, para uma probabilidade de colapso de $P_f \leq 10^{-3}$. Com este método é suposto a corrida de dois modelos numéricos não linear, e o conhecimento de todas as propriedades médias e características do material.

4.2 Crítica às recomendações descritas no MC2010

A primeira crítica desta verificação de segurança, prende-se com a incógnita do engenheiro projectista “qual a verificação usar destas 4?”. Para quem está habituado ao método dos coeficientes parciais, levanta automaticamente dúvidas sobre a aplicabilidade dos outros 3 métodos, visto em geral não ter treino para tal. Como demonstrado por Cervenka [77], os 4 métodos apresentam semelhantes rácios de segurança, com pequenos desvios que podem estar sempre condicionados ao tipo de software usado, mas tal não é referenciado no MC2010.

A segunda crítica prende-se com o facto que, caso se use o método dos coeficientes parciais, muitas das propriedades dos modelos não lineares de betão não tem coeficientes parciais de segurança referidos no MC2010. Por exemplo: qual o valor característico da Energia de Fractura do Betão? Qual o valor do coeficiente de segurança de dimensionamento da Energia de Fractura do Betão? Como é avaliado o amolecimento na curva do betão à compressão em ELU? Exactamente como descrito em baixo, os modelos não lineares de betão, têm inúmeras propriedades de input, onde não existe qualquer coeficiente de segurança? No caso de deslizamento entre o aço e o betão, como impor os valores característicos nas propriedades? Só estas 4 propriedades podem apresentar algumas condicionantes a uma correcta verificação de segurança, daí alguns investigadores alertarem que o método dos coeficientes parciais pode ser contra a segurança. Em todo caso, o Professor Jan Cervenka declarou que tal observação nunca foi verificada em casos de estudo ou demonstrada teoricamente [78].

4.3 Proposta de modificação

Primeiro, na terceira metodologia (4.1.3) existe uma redução da resistência média à compressão do betão, quando comparada com a resistência característica, sendo esta última maior. Isto do ponto de vista estatístico não tem validade teórica, mas é feito, porque o coeficiente de segurança global não é o mesmo para o aço e betão. Para que não exista este paradoxo durante o uso dos coeficientes globais, usa-se sempre o valor médio da resistência do betão e aço, e o coeficiente de segurança global é $1.1 \times 1.15 = 1.27$ caso o comportamento durante o colapso seja dúctil (rotura pelo aço), mas quando o comportamento for frágil (rotura pelo betão) o coeficiente de segurança é $1.1 \times 1.5 = 1.65$. Estes valores podem ser consultados no MC2010, onde a sua dedução depende de se analisar independentemente o colapso do material de aço e betão em separado.

Segundo, na segunda metodologia (4.1.2) todas as propriedades dos modelos não lineares, têm de ter valores característicos e ainda valores de coeficientes parciais, isto porque todos os valores de referência são médios e medidos em laboratórios com altas taxas de variabilidade, que podem comprometer a segurança. Caso não se disponha dos valores característicos das propriedades dos materiais, o MC2010 deve coagir o projetista a usar sempre o método das resistências médias.

Terceiro, deve existir uma metodologia principal preferencial no MC2010 para análises não lineares, e depois as outras 3 verificações devem aparecer apenas como alternativas viáveis à verificação de segurança. Neste caso, o autor acredita que o principal método de verificação de segurança, deve ser o método dos coeficientes globais, onde se usa sempre os valores médios das propriedades dos materiais.

Quarto, o MC2010 admite que os problemas de análise não linear devem ser iterativos do tipo “predictor-corrector” com base em formulação implícita. Esta condicionante pode não ser a mais competitiva, para resolver os mais difíceis problemas computacionais, onde a solução não converge facilmente. Deste modo, modelos explícitos [79], ou modelos incrementais [80,81] podem ser algoritmos mais robustos para resolver problemas não lineares, com precisão numérica comprovada.

Quinto, o próprio MC2010, devia enunciar quais os benchmarks mais importantes para validar os modelos, não deixando muito aberto à escolha do engenheiro, o que pode criar alguma confiança fictícia no software. Neste caso apresentar uma geometria, tipo de carregamento, resposta estrutural experimental e numérica (de outros autores) carga vs deslocamento, e ainda distribuição de tensões, deformações e fendilhação/dano, para comparar com os resultados do software escolhido. Desta maneira não cabe ao projectista ter a responsabilidade de escolher o benchmark para validar as suas ferramentas numéricas.

Sexto, o MC2010 deve deixar claro que se deve usar formulações de elementos finitos ou ferramentas numéricas validadas e testadas por anteriores investigadores, para simular correctamente estruturas de betão armado. Neste caso não limitar a formulações convencionais de elementos finitos.

Sétimo, e ultimo, deve-se usar sempre cubos ou quadrados unitários, para testar as formulações constitutivas não lineares a 3D e 2D que estejam dispostas nas bibliotecas dos softwares. Isto devia estar explícito e directamente referenciado no MC2010, e não indirectamente referenciado o que pode causar alguma confusão.

5. OS AXIOMAS FUNDAMENTAIS DAS ANÁLISES NÃO LINEARES

5.1 Mudança de Filosofia

A clássica filosofia de segurança em estruturas que foi praticada até o início dos anos 80, foi à base de análise linear de esforços internos em estruturas e secções, usando o conceito de coeficiente global de segurança. Durante alguns anos, vários projectistas solicitaram alguma alteração na verificação de segurança, visto o método dos coeficientes globais poder apresentar algumas inconsistências teóricas, passando-se a aplicar o método dos coeficientes parciais, com a introdução do RSA [58] e REBAP [82]. Deste modo passou a ser corrente uma análise linear de esforços internos em estruturas e uma análise não linear de secções, em conformidade com o novo método dos coeficientes parciais de segurança. Com esta mudança, passou a existir uma maior uniformidade e harmonia quando se comparavam projectos Portugueses com outros projectos Europeus, isto naturalmente deveu-se a que o REBAP foi inspirado pela edição do CEB 1978 [83].

Em todo caso a limitação das análises lineares de esforços em estruturas sempre representou um enorme desafio para cálculos dinâmicos, acções diferidas no tempo e acções acidentais (ex: explosões). Para estes casos, usam-se análises lineares simplificadas, corrigidas por coeficientes de redução. Estas metodologias estão sempre do lado da segurança e tentam na melhor das hipóteses manter o nível de optimização económica. Mesmo para estes casos, nem sempre se justifica o uso de análises não lineares, depende muito do problema em questão, ou mesmo do objectivo da verificação de segurança.

5.2 Quando se devem usar modelos não lineares e com que objectivo

A razão para em certas situações usar os modelos não lineares, está intimamente ligado com o que se pretende demonstrar numa verificação de segurança. Por exemplo usar uma análise não linear para um sistema vigado num projecto novo de estruturas, é o que se chama “over kill”, isto porque as análises lineares são mais que suficientes para um dimensionamento correcto e económico.

Em todo caso, num projecto de reabilitação ou reforço de um sistema vigado, que tenha sido dimensionado com um regulamento desactualizado, e ainda com mudança de funcionalidade (ex: de habitação para evento lúdico) que se traduza num aumento de sobrecarga, um modelo não linear pode

explorar melhor o comportamento estrutural real, e deste modo calcular melhor a redistribuição de esforços em ELU.

Em geral é passível de admitir que, verificar a segurança de uma estrutura completa com análise não linear é presentemente inviável em computadores pessoais do ponto de vista computacional. As análises não lineares devem ser aplicadas a casos particulares e em geral localizados em zonas, onde as simplificações de análises lineares não são totalmente válidas e possa existir alguma incerteza.

5.3 Que modelos de elementos finitos usar

O MC2010 não fundamenta qual a formulação de elementos finitos a usar. Desta forma o projectista pode invocar o uso de elementos finitos não convencionais, como é o caso da formulação híbrida mista [84,85,86], que tem tido sucesso nos últimos anos a modelar correctamente estruturas de betão. Em todo caso, estas formulações não são usuais em programas comerciais, e neste sentido o projectista deve focar mais a sua atenção em formulações clássicas, para não ter de aprender a usar novas teorias. Os projectistas devem sempre procurar ferramentas numéricas para resolver os problemas e não simplesmente procurar nova tecnologia, este é um erro clássico na comunidade dos engenheiros.

5.4 Controlar os inputs conhecidos

Um dos grandes problemas do uso de análises não lineares é controlar os inputs conhecidos, e não deixar o software impor os que existem por defeito. A nível do material, a grande maioria dos modelos constitutivos apresentam mais de 10 inputs, onde muitos não vêm descritos em códigos estruturais. A nível de verificação da convergência do processo iterativo da análise não linear, tem de se observar, se os parâmetros adoptados por defeito pelo software são suficientes ou mesmo exagerados para a modelação em questão, de maneira a providenciar uma análise numérica fiável e computacionalmente económica. O software comercial Atena, segue as relações constitutivas descritas no MC2010 [59], e apenas necessita de um input para o betão, a resistência média à compressão num cubo ou cilindro.

5.5 Numérico vs experimental o eterno debate

Esta é uma disputa que nunca ficou resolvida, isto porque muitos costumam erradamente argumentar, que “*o numérico está sempre correcto, e o que se ensaia realmente no laboratório está errado*” e vice-versa. Basicamente a campanha experimental não serve para validar os resultados numéricos e vice-versa, isto porque todos os materiais possuem uma dependência estatística que não é possível apanhar nos modelos numéricos. Deste modo, caso se ensaie menos de 10 provetes ou estruturas no laboratório, é muito difícil retirar resultados característicos, ou mesmo médios. Desta maneira a campanha experimental serve apenas para observar/validar a baliza de resultados e ver se estes estão dentro do erro esperado, que pode ser entre 25% a 30%. Deste modo é possível tirar conclusões e decisões para futuras campanhas experimentais ou mesmo embarcar numa campanha paramétrica numérica para estimar futuros resultados.

5.6 Quem deve efectuar as análises não lineares

Esta questão depende da actualidade do mundo da engenharia, que pode não estar enquadrado com a data da publicação deste artigo. Na altura da publicação deste manuscrito, as universidades não fornecem nos mestrados, cursos sobre análises não lineares em estruturas, deste modo é difícil que um engenheiro de estruturas consiga facilmente familiarizar-se com um software avançado de estruturas de betão. Assim sendo é recomendado a formação contínua de cursos de pós-graduação, na referida temática, com uma especial vertente para a interpretação dos resultados no pós-processamento dos softwares avançados de betão.

Em todo caso mesmo com as pós-graduações, não é suficiente para um engenheiro de estruturas ter confiança no uso de software avançado de modelação. É necessária uma prática constante do uso desses softwares, para que o engenheiro aprenda com a prática, mesmo que seja fora do âmbito do projecto em horário pós expediente.

No caso de investigadores académicos, o conhecimento destes softwares faz parte do seu dia a dia, e neste caso o seu uso é corrente, estando habituados aos erros e avisos das iterações não lineares usualmente comunicados pelo software. Neste caso, o CERIS que é o maior centro de investigação em engenharia civil de Portugal e um dos maiores Europeus, possui um conjunto enorme de novos investigadores com anos de experiência em softwares avançados para a análise não linear de estruturas de betão.

Ou seja, ao contrário dos clássicos softwares de análises lineares, para o correcto uso de softwares avançados de estruturas de betão, não é suficiente um formado em engenharia para “CARREGAR NO BOTÃO”. Para ter resultados correctos, deve-se também procurar e encontrar o engenheiro ou investigador certo para a análise não linear em questão, algo que presentemente é difícil de encontrar tendo em conta a oferta lectiva das Universidades Portuguesas, este não é o caso em alguns países nórdicos europeus.

5.7 O know-how incompleto a filosofia de investigação

Nas eternas palavras do engenheiro Arantes de Oliveira [87], “*nunca pare de estudar*”. O know-how sobre análises não lineares é um conhecimento contínuo. A filosofia de investigação nesta área passa por uma actualização anual dos conhecimentos devido a novas ideias, novos algoritmos e mais concretamente novas formulações para os materiais. Um especialista na área das análises não lineares deve sempre actualizar o seu conhecimento, e nunca deixar de usar correntemente o software avançado, passando para outros engenheiros mais novos essa tarefa. Estes últimos nunca terão o “know-how” necessário para uma correcta aplicação.

6. COMENTÁRIOS FINAIS

As recomendações preconizadas pelo MC2010 para as análises não lineares de estruturas de betão armado evoluíram bastante, mas encontram-se bastante limitadas pela variabilidade dos parâmetros dos modelos constitutivos não lineares do betão, e ainda pelo tipo de algoritmo incremental iterativo. Os modelos não lineares não servem para substituir as clássicas análises lineares, mas têm como objectivo resolver problemas estruturais, nos quais existem incertezas sobre o comportamento mecânico, durante a evolução não linear dos materiais, como plastificação e fendilhação.

A aplicação de modelos não lineares, tem de ser acompanhada por um sólido “know-how” do engenheiro projectista, de maneira a que possa confrontar os resultados e avisos do software. Este “know-how” tem de ser actualizado, visto a temática dos modelos não lineares estar sempre a evoluir.

As faculdades portuguesas deviam começar a oferecer nos seus cursos, disciplinas sobre modelos não lineares de elementos finitos que colmassem a falta deste tipo de conhecimento, para um engenheiro não ter dificuldades técnicas quando inicia a sua vida profissional.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), Portugal, pelo Projeto “Novas Habitações Anti-Fogo para Fogos Florestais PTDC/ECI-CON/2240/2020” (DOI: 10.54499/PTDC/ECI-CON/2240/2020). O autor também agradece o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia através do financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS (DOI: 10.54499/UIDB/04625/2020).

REFERÊNCIAS

- [1] Branco, F. "*Qualidade é o Conceito Transversal da Engenharia Civil*". Engenharia e Vida 50(1) 2008).
- [2] Branco, F. "*Estruturas para Vencer Vãos - Uma Perspectiva Histórica*". Ingenium - Revista da Ordem dos Engenheiros 23(1) 1988).
- [3] Leonhardt, M. "*Construções em concreto armado*". Rio de Janeiro, 1,2,3,4,5 and 6, Editora Interciencia LTDA (1973).
- [4] Montoya, P. J., Meseguer, A. G. and Cabré, F. M. "*Hormigón Armado*", Editora Gustavo Gili (2002).
- [5] SAP2000 "*Structural Analysis Program*". CSI. Berkeley, Computers and Structures Incorporated
- [6] ROBOT "*Autodesk Robot Structural Analysis Professional*". San Francisco, Autodesk.
- [7] RFEM "*Finite Element Analysis of Plates, Walls, Shells, Solids and Frameworks*". Tiefenbach, Dlubal.
- [8] Kachapi, S. and domiri ganji, D. "*Dynamics and vibrations: Progress in nonlinear analysis*". Solid Mechanics and its Applications 202: 1-355 DOI: 10.1007/978-94-007-6775-1_1(2014).
- [9] Arruda, M. R. T., Arruda, P. F. T. and Leitão, J. "*Análise estática de lajes em estado fissurado, para um dimensionamento económico de armaduras*". Ingenium - Revista da Ordem dos Engenheiros 2(138) 2013).
- [10] Branco, M., Arruda, M. R. and Murteira, L. "*Accounting for the construction phase in the coordination between architectural and structural design*". International Conference on Structure and Architecture 2010, Guimarães, Portugal, (2010).
- [11] Ferreira, M. and Arruda, M. R. T. "*Influência da flexibilidade por corte em paredes resistentes na análise pushover*". Tech ITT 42(15) 2017).
- [12] Hughes, T. J. R. "*The Finite Element Method*", *Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*", Dover (2003).
- [13] Ghali, A. and Neville, A. M. "*Structural Analysis: A unified Classic and Matrix Approach*". London, E & FN Spon (1997).
- [14] Clough, R. W. and Wilson, E. "*Early Finite Element Research at Berkeley*". National Conference on Computational Mechanics(1999).
- [15] Bathe, K. J. "*Finite Element Procedures In Engineering Analysis*", Prentice-Hall Englewood Cliffs (1996).
- [16] Zienkiewicz, O. C. "*Achievements and some unsolved problems of the finite element method*". International Journal for Numerical Methods in Engineering 47: 9-28 2000).
- [17] Arruda, M. R. T. "*Static and Dynamic Analysis of Concrete Structures Using Damage Mechanics*". Lisbon, Phd, University of Lisbon in Instituto Superior Técnico (2011).
- [18] Mendes, L. A. M. "*Refined Three-dimensional Seismic Analysis of Reinforced Concrete Structures*". Lisbon, Ph.D. Thesis, Instituto Superior Técnico (2011).
- [19] Rashid, Y. R. "*Analysis of prestressed concrete pressure vessels*". Nuclear Engng and Design 7(4): 334-344 1968).
- [20] Ngo, D. and Scordelis, A. C. "*Finite element analysis of reinforced beams*". Journal ACI 64(3): 152-163 1967).
- [21] Mazars, J. and Pijaudier-Cabot, G. "*From damage to fracture mechanics and conversely: a combined approach*". International Journal of Solids and Structures 33: 3327-3342 1996).
- [22] Lemaitre, J. "*A Course on Damage Mechanics*". Verlag, Springer (1992).
- [23] Crisfield, M. A. and Wills, J. "*The analysis of reinforced-concrete panels using different concrete models*". J. Eng. Mech. ASCE 15(3): 578-597 1989).
- [24] Gdoutos, E. E. "*Solid Mechanics and its Applications - Fracture Mechanics*". The Netherlands, Springer (2005).
- [25] Chaboche, J. L. "*Description thermodynamique et phénoménologique de la viscoplasticité cyclique avec endommagement*". Paris, Ph.D. Thesis, Université Paris (1978).
- [26] Lemaitre, J. and Chaboche, J. L. "*Mécanique des matériaux solides*", 1st edition, Dunod (1985).
- [27] Feenstra, P. H. and Borst, R. "*A plasticity model and algorithm for mode-I cracking concrete*". J Eng Mech 71: 824-836 1995).

- [28] Mazars, J. "*J. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*". Paris, Ph.D Thesis, Université Paris 6 (1984).
- [29] Laborderie, C. "*Phénomènes Unilatéraux dans un Matériau Endommageable: Modélisation et Application à l'Analyse de Structures en Béton*". Paris, Ph.D Thesis, Université de Paris VI (1991).
- [30] Oliver, J., Huespe, A. E. and Pulido, M. D. G. "*From continuum mechanics to fracture mechanics: the strong discontinuity approach*". *Engineering Fracture Mechanics* 69: 113-136 (2002).
- [31] Comi, C. and Perego, U. "*Fracture energy based bi-dissipative damage model for concrete*". *International Journal of Solids and Structures*(10): 227-242 (2001).
- [32] Lee, J. and Fenves, G. J. "*Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures*". *J. Eng. Mech. ASCE* 124: 892-900 (1998).
- [33] ABAQUS "*Abaqus Unified FEA-3DEXPERIENCE R2018*". Systèmes, D. Rhode Island, 3DS-SIMULIA(2018).
- [34] ANSYS "*ANSYS Structural Mechanics*". Pennsylvania, ANSYS Inc.(2015).
- [35] ADINA "*Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis*". Watertown, Adina R & D Inc.(2017).
- [36] Rots, J. G. "*Computational modeling of concrete fracture*". Delft, The Netherlands, Ph.D. Thesis, University of Technology (1988).
- [37] ATENA. "*ATENA - nonlinear analysis software*". Prague, Cervenka Consulting (1990).
- [38] VECTOR. "*Vector 4 Analysis Software For Concrete Structures*". Toronto, Vector Group (2008).
- [39] Mazars, J. and Walter, D. "*Endommagement mécanique du béton*". France, 78.7.2697 to 78.7.2698(1980).
- [40] Bazant, Z. P. "*Instability, ductility, and size effect in strain-softening concrete*". *Journal of Engineering Mechanics - ASCE*(44): 102-331 (1976).
- [41] Benallal, A., Billardon, R. and Geymonat, G. "*Some mathematical aspects of the damage softening problem*". *Cracking and damage*, Amsterdam, Elsevier Science (1988).
- [42] Hafezolzghorani, M., Hejazi, F., Vaghei, R., Jaafar, M. S. B. and Karimzade, K. "*Simplified Damage Plasticity Model for Concrete*". *Structural Engineering International* 27(1): 68-78 DOI: 10.2749/101686616X1081(2017).
- [43] Hosseinpour, E., Baharom, S., W. Badaruzzaman, W. H. and Al Zand, A. W. "*Push-out test on the web opening shear connector for a slim-floor steel beam: Experimental and analytical study*". *Engineering Structures* 163: 137-152 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.047>(2018).
- [44] Lopes, B., Arruda, M. R. T., Almeida-Fernandes, L., Castro, L., Silvestre, N. and Correia, J. R. "*Assessment of mesh dependency in the numerical simulation of compact tension tests for orthotropic materials*". *Composites Part C: Open Access* 1: 100006 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcomc.2020.100006>(2020).
- [45] Bazant, Z. P. and Oh, B. H. "*Crack band theory for fracture of concrete*". *Materials and Structures* 16: 155-177 (1983).
- [46] Oliver, J. "*A consistent characteristic length for smeared cracking models*". *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 28: 461-474 (1989).
- [47] Faria, R. "*Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*". Porto, Ph.D Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (1994).
- [48] Bazant, Z. P. and Pijaudier-Cabot, G. "*Measurement of characteristic length of nonlocal continuum*". *J Eng Mech*(67): 115-755 (1989).
- [49] Bazant, Z. P. and Pijaudier-Cabot, G. "*Nonlocal continuum damage, localization instability and convergence*". *Journal of Applied Mechanics*(55): 287-293 (1988).
- [50] Comi, C. and Driemeier, L. "*On gradient regularization for numerical analysis in the presence of damage*". *Material Instabilities in Solids*, Chichester, John Wiley & Sons (1998).
- [51] Arruda, M. R. T., Pacheco, J., Castro, L. M. S. and Julio, E. "*A modified Mazars damage model with energy regularization*". *Engineering Fracture Mechanics* 259: 108129 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2021.108129>(2021).
- [52] Jakobsen, B. and Rosendahl, F. "*The Sleipner Platform Accident*". *Structural Engineering International* 4(3): 190-193 DOI: 10.2749/101686694780601971(1994).

- [53] Selby, R. G., Vecchio, F. J. and Collins, M. P. "The Failure of an Offshore Platform". Concrete International 19(8) 1997).
- [54] Vecchio, F. J. and Collins, M. P. "Investigating the Collapse of a Warehouse Structure". Concrete International 12(3) 1990).
- [55] Iwaki, R., Akiyama, H., Okada, T. and Shioya, T. "Shear Strength of Reinforced Concrete Circular Slabs". Concrete Eng. and Pavements 3(360): 155-164 1985).
- [56] Akiyama, H., Goto, S. and Nakazawa, T. "Shear strength of Large Reinforced Concrete Circular Slabs Under Uniformly Distributed Load". Proc. of JCI 18(2): 1097-1102 1996).
- [57] Maekawa, K., Okamura, H. and Pimanmas, A. "Non-Linear Mechanics of Reinforced Concrete", CRC Press (2003).
- [58] RSA. "Regulamento de Seguranças e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes", Lisboa, (1983).
- [59] FIB. "The fib Model Code 2010 for Concrete Structures, Model Code. International Federation for Structural Concrete", Switzerland, Lausanne, FIB (2010).
- [60] FIB. "fib Bulletin No. 45 - Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures", Lausanne, Switzerland, (2008).
- [61] EC2-2 "Eurocode 2 Part 2: Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules". Part 2, EN1992-2(2010).
- [62] EC3-1-5 "Eurocode 3 Design of Steel Structures Part 1-5 : Plated structural elements". EN 1993-1-5:2006. Europe, Europe Union(2006).
- [63] FEMA-356 "Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings". FEMA-356 Report. Redwood City, CA, ASCE(2000).
- [64] Ferreira, M. and Arruda, M. R. T. "Influência da Flexibilidade por Corte em Paredes Estruturais na Análise Pushover". Ingenium - Revista da Ordem dos Engenheiros 2(154) 2016).
- [65] Arruda, M. R. T., Lopes, B., Ferreira, M. and Zingaila, T. "Influence of Shear Flexibility in Structural Shear Walls on Pushover Analysis". Mechanics 26 DOI: 10.5755/j01.mech.26.2.23359(2020).
- [66] CEB-FIP. "Design Manual on Cracking and Deformations", Lausanne, Switzerland, The International Federation for Structural Concrete (1985).
- [67] Branco, M., Arruda, M. and Murteira, L. "Accounting for Architectural Demands and Construction Phase in Structural Design". Practice Periodical on Structural Design and Construction 17(3): 119-126 DOI: 10.1061/(asce)sc.1943-5576.0000114(2011).
- [68] Wong, R. C. C. Y. "Deformation Analysis of Slabs using EC2 Indirect Method". Lisbon, MSc, Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia (2014).
- [69] Branco, F. A., Brito, J., Correia, J. R., Ferreira, J. and Arruda, M. R. T. "Peritagem às Deformações da Pala de Cobertura da Portaria da Central do Pego". Estudo realizado para TEIXEIRA DUARTE, Lisbon Portugal, CERIS (2015).
- [70] Arruda, M. R. T., Correia, J. R., Ferreira, J., Reis, N. A. and Branco, F. A. "Avaliação da segurança estrutural da cobertura de um reservatório de água do século XIX". Congresso Nacional Reabilitar & Betão Estrutural 2020, Lisbon, LNEC (2021).
- [71] FIB. "fib Bulletin No. 40 - FRP reinforcement in RC structures", Lausanne, Switzerland, (2007).
- [72] Firmo, J. P., Arruda, M. R. T. and Correia, J. R. "Contribution to the understanding of the mechanical behaviour of CFRP-strengthened RC beams subjected to fire: experimental and numerical assessment". Composites Part B: Engineering 66: 15-24 DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.04.007\(2014\)](http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.04.007(2014)).
- [73] Firmo, J. P., Arruda, M. R. T. and Correia, J. R. "Numerical simulation of the fire behaviour of thermally insulated reinforced concrete beams strengthened with EBR-CFRP strips". Composite Structures 126(0): 360-370 DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.02.084\(2015\)](http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.02.084(2015)).
- [74] Firmo, J. P., Arruda, M. R. T., Correia, J. R. and Rosa, I. C. "Three-dimensional finite element modelling of the fire behaviour of insulated RC beams strengthened with EBR and NSM CFRP strips". Composite Structures 183: 124-136 DOI: [https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.01.082\(2018\)](https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.01.082(2018)).
- [75] EC1 "Eurocode 1: Actions on Structures Part 1-1 General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings". Europe, EN1991-1-1(2002).

- [76] EC0 "Eurocode 0: Basis of structural and geotechnical design". Part 1-1. Europe, EN1990-1-12002).
- [77] Cervenka, V. "Reliability-based non-linear analysis according to fib Model Code 2010". Structural Concrete 14(1): 19-28 DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.201200022>(2013).
- [78] Cervenka, J. "Reliability-Based Nonlinear Analysis". MC2010 Workshop, Mumbai, India(2014).
- [79] Oliver, J., Huespe, A. and Cante, J. "An implicit/explicit integration scheme to increase computability of non-linear material and contact/friction problems". Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 197: 1865–1889 DOI: 10.1016/j.cma.2007.11.027(2008).
- [80] Rots, J. G. and Invernizzi, S. "Regularized sequentially linear saw-tooth softening model". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 28(7-8): 821-856 DOI: <https://doi.org/10.1002/nag.371>(2004).
- [81] Alfaiate, J. and Sluys, L. J. "On the use of non-iterative methods in cohesive fracture". International Journal of Fracture 210(1): 167-186 DOI: 10.1007/s10704-018-0270-2(2018).
- [82] REBAP. "REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (Betao Armado e Pre - Esforçado)", Lisboa, (1983).
- [83] CEB-FIP. "Syst. me international de réglementation technique unifiée des structures". Volume 1 and Volume 2, Lausanne, Comité Euro-International du Béton (1976).
- [84] Arruda, M. R. and Castro, L. M. S. S. "A new hybrid-mixed stress model for the analysis of concrete structures using damage mechanics". Computer & Structures 115: 23-44 2013).
- [85] Arruda, M. R. T. and Castro, L. M. S. "Static and dynamic physically non-linear analysis of concrete structures using a hybrid mixed finite element model". Advances in Engineering Software 65(0): 112-131 DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.advengsoft.2013.06.002>(2013).
- [86] Arruda, M. R. T. and Castro, L. M. S. "Non-linear dynamic analysis of reinforced concrete structures with hybrid mixed stress finite elements". Advances in Engineering Software 153: 102965 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2020.102965>(2021).
- [87] De Arantes E Oliveira, E. R. "Theoretical foundations of the finite element method". International Journal of Solids and Structures 4(10): 929-952 DOI: [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(68\)90014-0](https://doi.org/10.1016/0020-7683(68)90014-0)(1968).

Nonlinear analysis of the behavior of flat post-tensioned concrete slab with unbonded tendons in the slab-edge column connection with unbalanced moment

**I.A. Gonçalves¹ O.M.L. Almeida² L.M. Trautwein³ E.A.P. Liberati⁴
L.C. Almeida⁵**

ABSTRACT

Structures of flat slabs supported directly on columns are frequently used in buildings nowadays due to their simplicity compared to conventional structural systems. The use of prestressing in flat slab structures has become an option due to the increase in concrete strength, which aids in better construction execution. With the use of prestressing, it is possible to design structures with larger spans and better control of deflection and cracking. In this context, this article presents and discusses the results obtained through a nonlinear analysis using the finite element method for the structural behavior of the edge slab-column connection in prestressed flat slabs with unbonded tendons. A comparison between the current punching shear design provisions for slab-edge column connection according to NBR 6118:2023 and ACI 318-19 was made, showing the difference between these codes. And a parametric analysis was made to analyze the influence of the unbalanced moment on the punching shear resistance and the behavior of the slab in this situation. With the results, it can be seen that the unbalanced moment change the behavior of the slab, and became the slab more fragile. From the comparison between the codes, it can be concluded, all than aim to ensure structural safety.

Keywords: Punching shear; Flat slabs; Post-tensioned concrete; Nonlinear finite element analysis; Edge column

1. INTRODUCTION

Structures of flat slabs supported directly on columns are frequently used in buildings nowadays due to their simplicity compared to conventional structural systems. The use of prestressing in flat slab structures has become an option due to the increase in concrete strength, which aids in better construction execution. With the use of prestressing, it is possible to design structures with larger spans and better control of deflection and cracking.

Although this type of design may seem simpler, it requires more attention due to the possibility of punching shear failure at the slab-column connection. This is because large shear forces and bending moments are concentrated in this region. This problem is exacerbated when the moments in this connection are unbalanced, such as in edge or corner columns. The behavior becomes complex as it

¹ Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, igor.goncalves.ia@gmail.com

² Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, orlandoml Almeida@gmail.com

³ Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, lmouta@unicamp.br

⁴ Universidade Estadual de Maringá, Maringá, Brasil, eapliberati@uem.br

⁵ Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, lca1955@unicamp.br

involves combinations of stresses due to bending, shear, and torsion, and depending on the combination of these acting stresses, various types of failure can occur.

In this context, this article presents and discusses the results obtained through a nonlinear analysis using the finite element method for the structural behavior of the edge slab-column connection in prestressed flat slabs with unbonded tendons. The first section of the paper provides a brief description of the current punching shear design provisions for slab-edge column connection according to NBR 6118:2023 and ACI 318-19. This comparison is necessary because each of these provisions presents different parameters to verify the phenomenon of punching shear with prestressing and unbalanced moment.

The second part of the article focuses on the nonlinear analysis using the finite element method (NLFEA). Using the calibration of the numerical model based on the data obtained from the experimental test conducted by Barban [1]. The L1 slab from Group 1 of this experimental test, where there is just a moment in the direction perpendicular to the free edge of the slab, was used as the base for the analysis. The numerical model results were compared with the load-displacement curve from the experimental test, and an analysis of the failure mode and crack distribution was performed. After calibrating the numerical model, a parametric analysis was conducted to evaluate the influence of unbalanced moment in the direction perpendicular to the free edge of the slab on the punching shear resistance of the slab. The results obtained were compared with the design codes.

2. DESIGN PROVISIONS FOR PUNCHING SHEAR IN FLAT SLAB-EDGE COLUMN

In the most design provisions codes of practice, the punching shear capacity is determined by limiting the nominal resistance shear stress at a critical control perimeter defined at a certain distance from the column. Different approaches have been proposed to consider the effect of eccentricity loading at the edge columns, like coefficients to reduce the perimeter length or load multipliers to increase the shear force reaction at the column. The following sections present the punching shear provisions for edge column-slab connection without shear reinforcement by the codes.

2.1 ABNT NBR 6118 (2023)

According to the current ABNT NBR 6118 (2023) provisions, the punching shear capacity in elements without shear reinforcement must be checked at a control perimeter C' , located at $2d$ from the loaded area (where d is the average effective depth of the slab), and shall meet the following condition in the Eq. (1).

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd} \quad (1)$$

Where the τ_{sd} is given by Eq. (2), and the punching shear resistance without shear reinforcement, τ_{rd} , is given by Eq. (3).

$$\tau_{sd} = \frac{Fsd}{u^*d} + \frac{K_1 M_{sd1}}{W_{p1}d} + \frac{K_2 M_{sd2}}{W_{p2}d} \quad (2)$$

$$\tau_{rd} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho f_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp} \quad (3)$$

The tension σ_{cp} generated by the axial force shall be not exceed 3,5 MPa, and shall be calculated as the Eq. (4).

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cp,x} + \sigma_{cp,y}}{2} \leq 3,5 \text{ MPa} \quad (4)$$

2.2 ACI 318 (2019)

According to the current ACI 318 (2019) provisions, the punching shear capacity must be checked at a control perimeter, b_0 , located at $d/2$ from the loaded area (where d is the average effective depth of the

slab). In case of prestressed slabs, V_c must be chosen the smaller value between the two presented in Eq. (5), but these values can only be used if the following condition are met:

- No portion of the column cross section is closer to a discontinuous edge than four times the slab thickness h ;
- Effective prestress f_{pc} in each direction is not less than 3,5 MPa;
- And the concrete strength, f'_c , cannot exceed 35 MPa.

$$V_c \leq \begin{cases} (0,29\lambda\sqrt{f'_c} + 0,3f_{pc}) + \frac{V_p}{b_0d} \\ 0,083 \left(1,5 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right) \lambda\sqrt{f'_c} + 0,3f_{pc} + \frac{V_p}{b_0d} \end{cases} \quad (5)$$

If in the event of not meeting the conditions of V_c presented earlier for the consideration of prestressing in punching shear resistance, it must be calculated as slab without shear reinforcement. In this case, the value of V_c shall be the smallest value among the three presented in Eq. (6).

$$V_c \leq \begin{cases} 0,33\lambda\lambda_s\sqrt{f'_c} \\ 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \\ 0,083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right) \lambda\sqrt{f'_c} \end{cases} \quad (6)$$

In the slab- edge column connection, where there is unbalanced moment M_u action between the slab and column, the fraction $\gamma_f M_u$ will be transferred by bending, and the remaining fraction of the unbalanced moment, $\gamma_v M_u$, will be transferred by shear eccentricity about the centroid of the critical perimeter. The resulting shear stress for moment transfer due to the eccentricity of the shear will be assumed to vary linearly across the centroid of the defined critical perimeter. The maximum shear stress V_u due to the moment and shear force acting must satisfy Eq. (7), where V_n is according to Eq. (8).

$$V_n \geq V_u \quad (7)$$

$$V_n = \frac{V_c}{b_0d} \quad (8)$$

The maximum shear stress $V_{u(AB)}$ due the acting moment and shear force shall be calculated according to Eq. (9).

$$V_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u C_{AB}}{J_{c1}} \quad (9)$$

Where,

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (10)$$

$$\gamma_f = \left(\frac{1}{1 + \frac{2}{3} \frac{b_1}{b_2}} \right) \quad (11)$$

The polar moment of inertia, J_c , of the critical perimeter in edge column must be defined according to Eq. (12), but first it is necessary to determine the eccentricity of the critical perimeter, C_{AB} , according to Eq. (13).

$$J_{c1} = db_1 \left(\frac{d^2 + b_1^2}{6} + 2 \left(\frac{b_1}{2} - C_{AB} \right)^2 \right) + b_2 d C_{AB}^2 \quad (12)$$

$$C_{AB} = \frac{2(b_1 d) \frac{b_1}{2}}{2(b_1 d) + b_2 d} \quad (13)$$

3. DESCRIPTION OF TESTS USED FOR NUMERICAL INVESTIGATION

The flat slabs tested by Barban [1] had a rectangular shape with sides of 2 m by 1.2 m, and 120 mm thick. Downward varying loads are applied at six points at the others three edges by three jacks, each one spreading the load at two points, as shown in Fig. 1.

Nonlinear analysis of the behavior of flat post-tensioned concrete slab with unbonded tendons in the slab-edge column connection with unbalanced moment

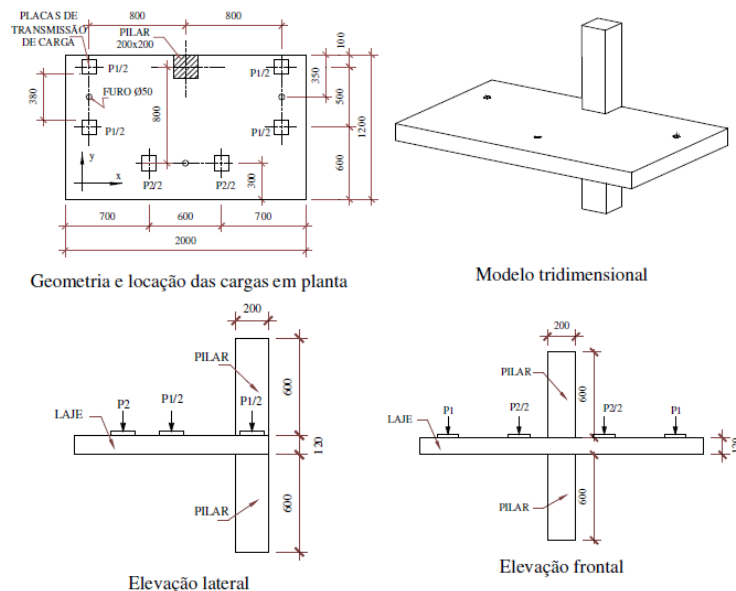


Figure 1. Details of the slabs tested by Barban [1].

In the experimental tests, fifteen slabs were tested, everyone with unbonded tendons in both directions. The slabs were divided into four groups, with four variables studied in the experimental program, and the main variable was the M/V ratio relative to the face of the column. In this paper, for the calibration for the numerical model was used the slab L1 of Group 1, where there is a passive reinforcement ratio of $\rho_x = 0,6\%$ and $\rho_y = 0,75\%$. There are six cables in the direction perpendicular to the free edge, with four of these cables concentrated in the region near to the column, and three cables in the direction parallel to the free edge. Only the load P1 was considered, which induces moment predominantly parallel to the free edge. Fig. 2 shows the layout of active and passive reinforcement.

The slab L1 was cast with a nominal strength concrete of 46.8 MPa, a tensile strength (f_{ct}) of 4.3 MPa and Young's modulus (E_c) of 28.0 GPa. The value of effective depth (d), reinforcement ratio (ρ) and the ultimate load capacity are listed in Table 1. The top reinforcement had 8 mm diameter bars in the longitudinal and transversal direction, and the bottom reinforcement had 6.3 mm diameter bars in both directions. The end of the bars was anchored with hooks to guarantee development length. The yielding stress was estimated at 568 MPa and 592 MPa for 6.3 mm and 8 mm diameter bars, respectively. Young modulus of reinforcing steel was estimated at 198 GPa and 206 GPa for 6.3 mm and 8 mm diameter bars, respectively. The post-tensioned reinforcement is nine 12.7 mm unbonded tendons, with yielding stress and Young modulus were estimated at 1585 MPa and 195 GPa, respectively. The complete post-tensioning of the cables was obtained in two tensioning rounds. At the first, the load would go to 150 kN, and after the losses due to accommodation of the anchorage system, friction, and to instant deformation of the concrete, the load would go down to about 100 kN. At the second round, the load would go back to 150 kN, and after the losses would go back to about 130 kN, the work load to expected for the cable.

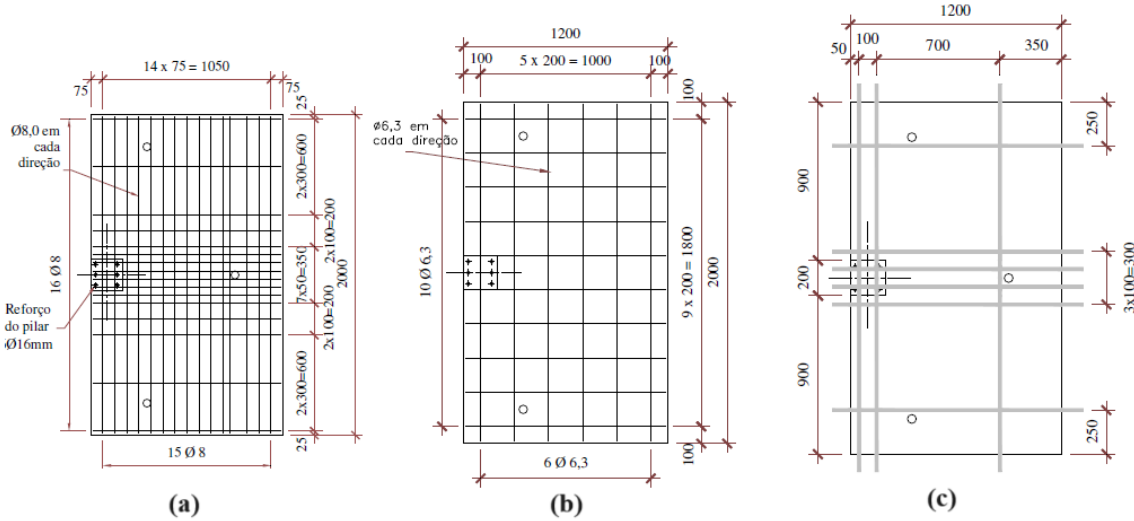


Figure 2. Details of the top and bottom non-prestressed reinforcement and plan arrangement of prestressing tendons (a) Top non-prestressed reinforcement, (b) Bottom non-prestressed reinforcement and (c) Prestressing tendons. Adapted from Barban [1] – Bar diameters and dimension in mm.

Table 1. Properties and ultimate load of specimens tested by Barban [1].

Slab	d (cm)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)	ρ (%)	V_u (kN)
L1	10.0	46.8	4.3	28.0	0.67	254.2

4. FINITE ELEMENT MODEL

The slab was modeled using the commercially available finite element program ATENA. The nonlinear behavior of concrete was modeled using the total strain-based fixed-smeared crack model. In Table 2 was summarize the most important aspects of the total stain crack model used to simulate the tensile, compressive and shear behavior of concrete in this paper. In particular, this concrete constitutive model has proved able of modeling punching shear in flat slab-column connection in other studies in reinforced and prestressed concrete [2, 3], and with combination of high-performance fiber concrete [4, 5]. An incremental-iterative procedure was adopted using the regular Newton-Raphson method. And the convergence criteria were based on energy balance, displacement and the ultimate load, and the number of iterations was limited to 30.

Table 2. Concrete constitutive model used for the numerical simulations.

Parameter	Adopted base value	Description
Cracking model	-	Model of Total Strains of Fixed Cracks
Tensile fracture energy (Gf) (N/mm)	0.08579	ATENA, according Vos
Tension Stiffening	0.4	-
Reduced compressive strength	0.8	ATENA, according VECCHIO e COLLINS [6]
Plasticity of concrete	0.001954	ATENA = f_c/E
Beginning of nonlinear behavior in compression (f_{c0}) (MPa)	5.859	ATENA = $2,1 \cdot f_{ct}$

The slab was discretized using three-dimensional elements. The concrete and steel plates were modeled with the same element type CCIsoBrick hexahedral elements, with 8 nodes. Six elements were considered when dividing the thickness of the slab and the finite element mesh was considered to be 25 mm x 25 mm x 25 mm, in the slab and the steel plates. An interface element was created between the concrete element and the steel plate, where the displacement was applied. The other steel plates were used as anchor for the prestressed tendons, and between these plates and the slab a perfect connection was considered. The numerical model for slab L1 is presented in Fig. 3. The steel reinforcing material was modeled with CCIsoTruss element, 2 nodes, together with a bilinear constitutive model (CCReinforcement). At the prestressing tendons were applied a standard force, this with the value after the second tensioning round like in the experimental test, and applied by *Prestressing for reinf line* comand at the ATENA. The boundary conditions of the model were considered vertical displacement in the steel plates, and at the column the support.

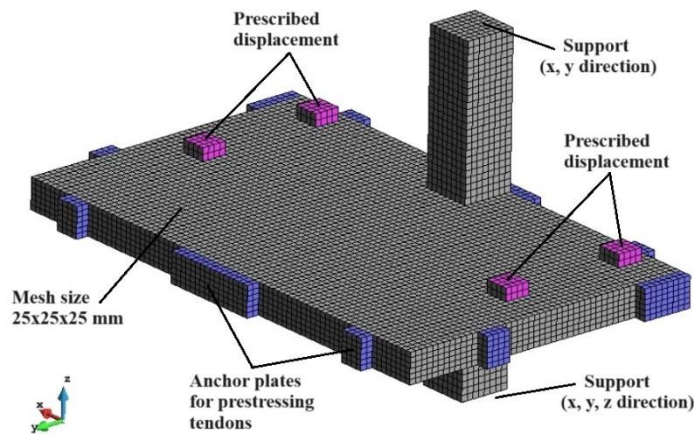


Figure 3. Finite element mesh and boundary conditions

5. NUMERICAL RESPONSE AND COMPARISON WITH EXPERIMENTAL RESULTS

5.1 Load-displacement curve

Fig. 5 presents the load-displacement curves obtained in the numerical analyses and the experimental test for the slab L1. The load values correspond to the total forces applied in the set-up, and the displacement are recorded by the monitor 2, 3 and 11 located 400 mm, 600 mm and 800 mm to the center of the column considering a line parallel to the free edge, respectively. And the location of the monitors can also be seen in Fig. 4.

Monitor 3 and 11 for the slab L1, the numerical load-displacement curves fairly agreed with those as in described experimentally. The experimental test the peak load was 254,2 kN, and in the numerical model the peak load in the three monitors were 257,38 kN, with a sufficiently precise ratio (V_{MEF}/V_{EXP}) of 1.012. As seen in the graphs in Fig. 5, in the experimental test a final displacement was not measured, therefore, the comparison was made considering into account the last reading on the monitors with the loads that were obtained in this last measurement. Consequently, the ratio between the displacement for monitors 2, 3 and 11 were 0.936, 1.339 and 0.966, respectively.

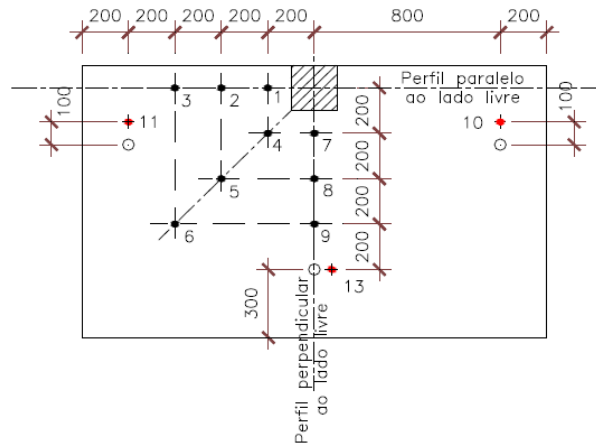


Figure 4. Location of the monitor point according to Barban [1] – Dimension in mm.

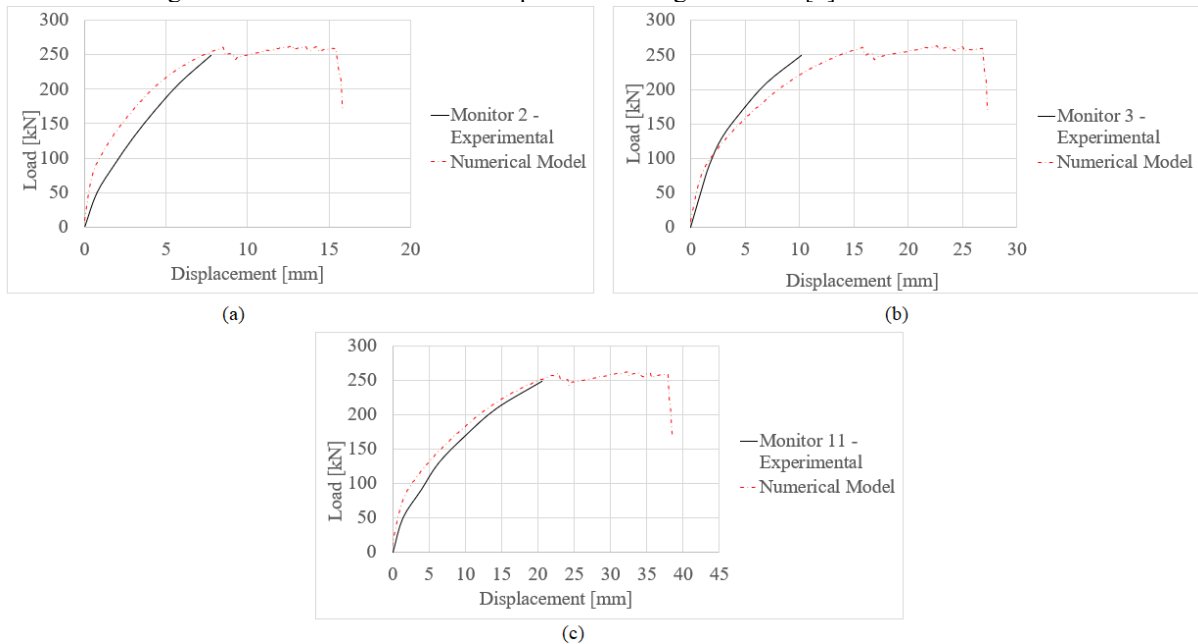


Figure 5. Comparison of numerical and experimental load-displacement curves response (a) Monitor 2, (b) Monitor 3 and (c) Monitor 11.

5.2 Crack patterns and failure modes

According to Barban [1], the slab L1 failed in punching shear even though a more ductile failure than the other slabs in Group 1. Barban [1] noted that slab L1, the first crack appeared on the lateral face of the column, perpendicular to the free edge of the slab, propagating towards the opposite side. As the load increased, diagonal cracks appeared close to the corner of the column, towards the corner of the slab, but immediately ahead they became perpendicular to the edge. On this slab did not show circumferential cracks, just a crack parallel and close to the inner face of the column appeared, which did not propagate beyond the width of the column. A similar crack propagation was represented by the numerical model until the slab failed in punching shear. The failure is related to the crack localization near to the column at the slab bottom inclined to the top of the slab, as can be seen in Fig. 6. The described failure mode agrees well with the experimental test, in which concrete crushing was observed in the compression zone at the column near to the edge column. In Fig. 6 shows this comparison between numerical and experimental crack patterns of the slab L1.

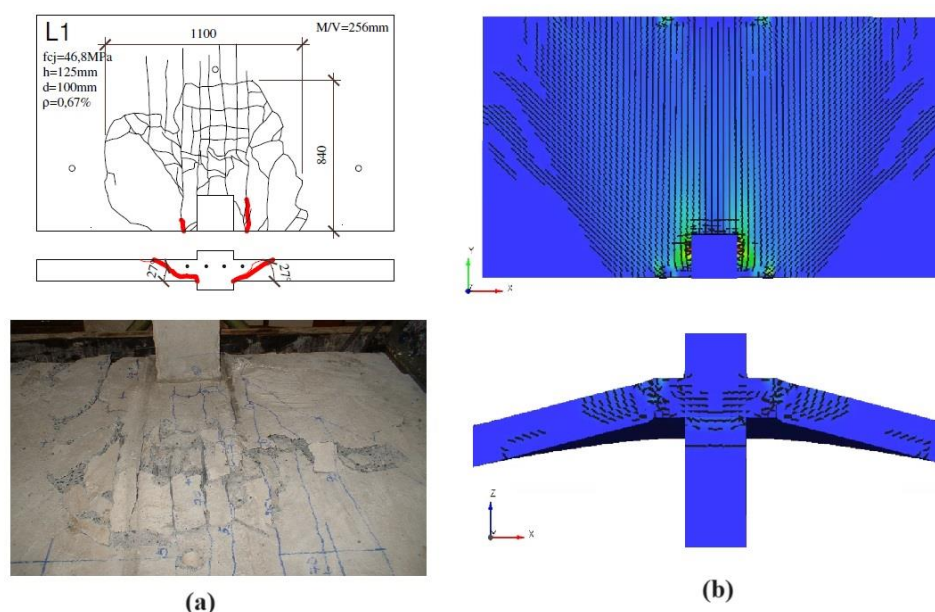


Figure 6. Cracking patterns in slab L1 obtained at peak load for (a) Experimental test and (b) Numerical simulation.

6. PARAMETRIC ANALYSIS AND COMPARISON OF DESIGN CODES

6.1 Parametric analysis

Additional analysis were carried out to extend the results obtained in the experimental test. The study investigated the numerical response of the edge column connection configuration tested by Barban [1] to a unbalanced moment. This analysis aims to evaluate the influence of the unbalanced moment on the punching shear resistance, failure mode and cracking patterns. To generate this unbalanced moment in the numerical model, different displacements were applied on the right and the left sides at the application point, as shown in Fig. 3. This ratio between P_D/P_E was 2, meaning that the load on the right side was twice as much as that applied on the left. Figure 7 shows the load-displacement curves obtained in the numerical analyses with unbalanced moment comparison with the numerical model without unbalanced moment. The load-displacement graphs reveal a difference in the behavior of the slab subjected to an unbalanced moment. The slab exhibits reduced stiffness with increasing load, resulting in a lower load for the same displacement. Additionally, there is no distinct plateau, instead of, there is a heavy drop occurs after reaching the peak load, indicating a more brittle failure compared to the slab with a balanced moment.

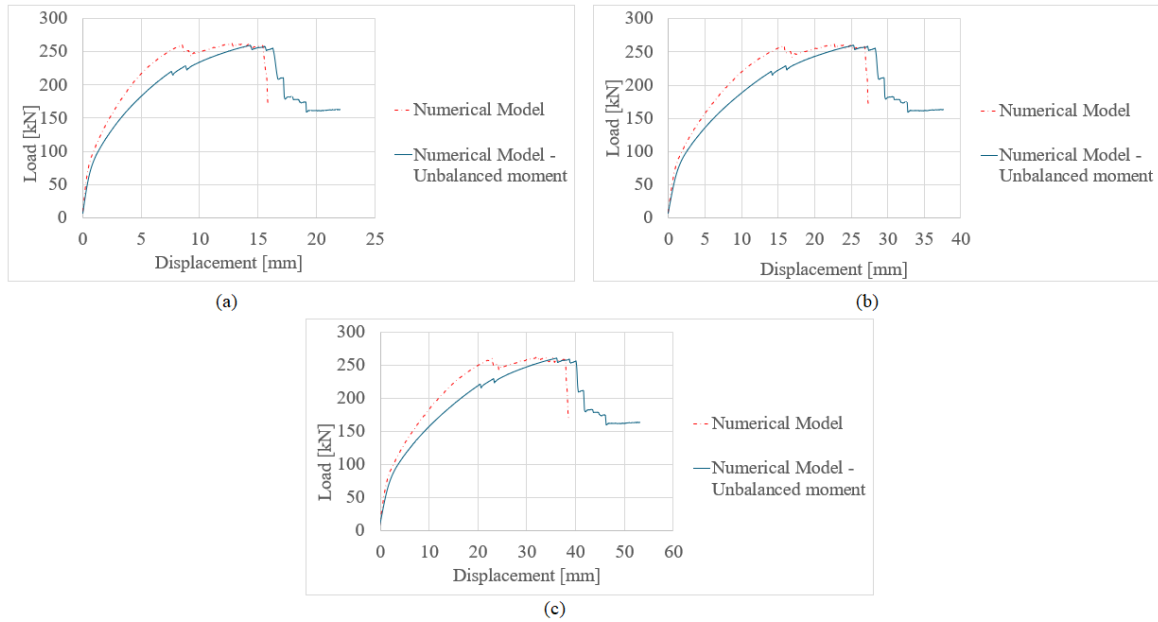


Figure 7. Comparison of numerical models with and without unbalanced moment load-displacement curves response (a) Monitor 2, (b) Monitor 3 and (c) Monitor 11.

In Fig. 8 can be seen the crack patterns of the numerical model with unbalanced moment. The failure was due to punching shear but fragile different the slab without unbalanced moment. As the load increased, diagonal cracks appeared close to the corner of the column, towards the corner of the slab. On this slab appeared circumferential cracks, which propagate beyond the width of the column. In this slab comparison with the other slab without unbalanced moment, the formation of the punching shear cone was more characterized.

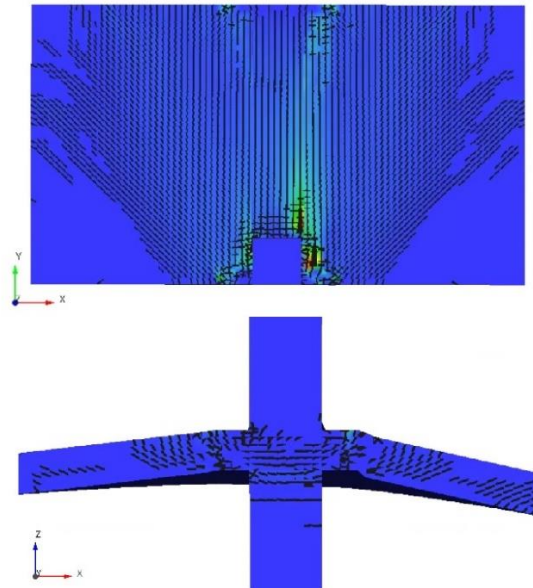


Figure 8. Cracking patterns in the numerical model with unbalanced moment obtained at peak load.

6.2 Comparison of design codes

This section compares the numerical models results of the L1 slab with and without unbalanced moment, as presented in the previous sections, with the punching shear resistance estimates predicted by ACI 318 (2019) and ABNT NBR 6118 (2023). For ACI 318 (2019), there are restrictions regarding the consideration of prestressing as favorable to punching shear resistance. To account for this beneficial effect, an estimate was made considering prestressing as favorable, and this estimate is referred to as ACI¹. This comparison can be seen in the Table 3.

Table 3. Comparison between numerical and theoretical ultimate loads

<i>Numerical Models</i>	V_{MEF} (kN)	V_{MEF}/V_{ACI}	V_{MEF}/V_{ACI}	V_{MEF}/V_{NBR}
L1	257.380	2.464	1.413	1.964
L1 (Unbalanced moment)	260.150	2.490	1.428	1.986

From the presented results, it is observed that the standard which most closely approximated the ultimate load of the numerical models was ACI 318 (2019), but without taking into account the restrictions imposed for the favorable consideration of prestressing, which, when considered, can lead to a difference exceeding double the ultimate load. For ABNT NBR 6118 (2023), the difference was around a factor of two, and this code does not impose restrictions on considering the favorable effect of prestressing on punching shear resistance.

CONCLUSION

The presented numerical models demonstrate that in the slab-edge column connection with unbalanced moment, the failure can differ compared to slabs under symmetric loading, where slabs under asymmetric load is a brittle failure with larger displacements and appear the punching shear cone.

Regarding the estimates obtained from the normative codes, it can be concluded that, in general, the codes aim to ensure structural safety. As observed in ACI 318 (2019), where the favorable effects of prestressing are not considered in the punching shear resistance, making it the more conservative code compared to ABNT NBR 6118 (2023).

REFERENCES

- [1] Barban, V.V. (2008). Punching shear in unbonded post-tensioned concrete flat slab and edge column. Civil Engineering Department, Brasília University, PhD Thesis.
- [2] Liberati, E.A.P; Brigo, H.; Marques, M.G.; Trautwein, L.M. (2023). Evaluation of the layout of non-adherent cables in the punching resistance of prestressed flat slab. *64^o Congresso Brasileiro do Concreto 2023*.
- [3] Díaz, R.S.; Albuquerque, N.G.B; Almeida, L.C.; Trautwein, L.M; Melo, G.S.S (2023). Flat slab-edge column connections subjected to outward and inward eccentricity: numerical modeling and comparison with codes. *Structural Concrete 2023*.
- [4] Díaz, R.S.; Isufi, B.; Trautwein, L.M.; Ramos, A.P. (2022). Nonlinear analysis of flat slab-column connections to optimize the use of HPFRC under monotonic vertical loading. *Structural Concrete 2022*.
- [5] Gonçalves, I.A.; Almeida, O.M.L.; Trautwein, L.M.; Almeida, L.C. (2024). Nonlinear analysis of flat slab-column connections with openings close to the column reinforced with HPFRC under punching shear stresses. *IABSE Symposium Manchester 2024*.
- [6] Vecchio, F.J., Collins, M.P. (1982). Compression response of cracked reinforced concrete. *Journal Structural 1982*.
- [7] American Concrete Institute (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary; (ACI 318-19R).
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). ABNT NBR 6118 – Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimentos. (2023)

Reforço sísmico de uma estrutura de betão armado utilizando amortecedores viscoelásticos

J.M. Tchamo¹

A. Neves¹

A. Dimande¹

RESUMO

Os sismos são conhecidos como um dos desastres naturais mais destrutivos e imprevisíveis no mundo, sendo a causa de um elevado número de mortes, ferimentos e avultados danos económicos. As pesquisas para o melhoramento do comportamento estrutural dos edifícios quando sujeitos a eventos sísmicos, tem sido feitas há muitas décadas. Contudo, a implementação de técnicas e práticas construtivas que melhorem a resposta dinâmica dos edifícios quando sujeitos a sismos, começou somente após 1970. Recentemente alguns sismos como os ocorridos no Paquistão (2005), em Sichuan (2008), no Haiti (2010) e no Chile (2015) demonstraram a vulnerabilidade de alguns edifícios construídos há várias décadas. Depois desses eventos catastróficos, a intensidade sísmica de várias zonas em vários códigos foi atualizada em função das máximas acelerações observadas. Deste modo, muitos edifícios existentes deixaram de satisfazer as exigências desses códigos. Como solução recorre-se ao reforço sísmico que consiste em reduzir a vulnerabilidade de danos de uma estrutura num evento sísmico futuro. Recentemente, várias técnicas inovadoras para o reforço sísmico de edifícios existentes foram propostas e implementadas. Elas fazem a aplicação de diferentes materiais para o reforço, incluindo o aço, betão, fibras reforçadas e polímeros com memória de forma implementados utilizando várias técnicas. No presente trabalho diversos métodos para o reforço sísmico de edifícios de betão armado existentes são abordados. As vantagens e desvantagens de cada um dos métodos são apresentadas, bem como as correspondentes propriedades melhoradas na estrutura em função de cada método. A aplicação de um dos métodos (amortecedores viscoelásticos) num edifício protótipo é feita e o desempenho estrutural sísmico do edifício com e sem amortecedores é apresentado e discutido. Resultados indicam que o desempenho estrutural de edifícios reforçados com amortecedores viscoelásticos melhora significativamente.

Palavras-chave: Reforço sísmico, técnicas inovadoras, controle estrutural, amortecedores viscoelásticos.

1. INTRODUÇÃO

Estruturas existentes em zonas de elevado risco sísmico estão sujeitas a danos severos ou até mesmo ao colapso como foi demonstrado por vários eventos sísmicos ao longo dos tempos. Estruturas dimensionadas para satisfazer os requisitos de códigos e regulamentos antigos podem estar em risco ainda maior. Quando essas estruturas são avaliadas tendo em conta os códigos atuais observa-se que elas não apresentam resistência lateral ou ductilidade suficientes para se manter estáveis durante um sismo.

¹ Universidade Eduardo Mondlane, Maputo, Moçambique. joaquim.tchamo@uem.mz

¹ Universidade Eduardo Mondlane, Maputo, Moçambique. aneves@tec.co.mz

¹ Universidade Eduardo Mondlane, Maputo, Moçambique. dimande@gmail.com

Assim, por razões de segurança e económicas, essas estruturas devem ser intervencionadas passando por um reforço sísmico.

O reforço sísmico consiste em melhorar a capacidade estrutural do edifício como um todo ou de alguns elementos estruturais de forma que o edifício possa se manter estável e seguro em eventos sísmicos futuros de acordo com os níveis de desempenho prescritos nos regulamentos ^[1]. Dependendo do nível de desempenho desejado, várias estratégias de reforço sísmico podem ser consideradas. Essas estratégias vão desde técnicas tradicionais até as técnicas mais inovadoras. As técnicas tradicionais cujo objetivo é melhorar a resistência, rigidez e ductilidade da estrutura incluem a adição de paredes resistentes, a adição de pórticos, encamisamento de elementos estruturais com recurso ao betão ou aço, e outras estratégias. A maioria destas soluções apresentam algumas desvantagens como longos períodos de construção, trabalhos de demolição e reconstrução, e longos períodos de interrupção na utilização dos edifícios onde essas técnicas são aplicadas conduzindo a realocação dos usuários dos mesmos. Contrariamente às técnicas tradicionais, as técnicas inovadoras cujo objetivo é reduzir o efeito das forças sísmicas na estrutura são menos intrusivas à própria estrutura, podem ser aplicadas num período de tempo relativamente curto, resultam num menor peso adicional e resultam numa interrupção da utilização do edifício relativamente mais curta. As técnicas inovadoras consistem em sistemas ativos, semi-ativos, passivos e híbridos de controle estrutural ^[2-4]. Dentre estes, os sistemas passivos são preferenciais na medida em que são mais simples, são facilmente instalados e substituídos, tem um baixo custo de manutenção e não necessitam de uma fonte de energia externa para o seu funcionamento. Fazem parte destes sistemas os braços metálicos de contraventamentos (BRBs), isolamento da base e dissipadores de energia ^[5]. O presente trabalho discute as técnicas inovadoras de reforço sísmico de estruturas de betão armado com ênfase para os sistemas passivos de dissipação de energia. A aplicação de amortecedores viscoelásticos, também conhecidos por VEDs (viscoelastic dampers) é feita num edifício protótipo e o desempenho estrutural do mesmo é avaliado.

1.1 Estudos existentes em reforço sísmico utilizando técnicas inovadoras

Os estudos sobre o reforço sísmico de edifícios existentes utilizando técnicas inovadoras têm vindo a ser desenvolvidos há várias décadas. Apesar de até hoje este tema ser considerado relativamente novo e por isso muito apetecível a pesquisas científicas, o primeiro estudo publicado foi feito por Yao ^[6] em 1972. Anos mais tarde Nishitani e Inoue, Soong e Dargush, Soong e Costantinou ^[7-9] realizaram um estudo no qual apresentaram o estado-da-arte sobre a aplicação de sistemas de dissipação de energia. Adicionalmente discutiram as vantagens e as limitações desses sistemas considerando a sua aplicação em edifícios existentes bem como a sua implementação em edifícios ainda em fase de dimensionamento. Os resultados indicaram que esses sistemas são eficientes em melhorar o desempenho sísmico das estruturas. Concluiu-se ainda que a aplicação destes sistemas deve considerar a combinação de três fatores nomeadamente a melhoria do desempenho estrutural, os custos da sua implementação bem como os efeitos a longo termo. Os procedimentos para o dimensionamento dos sistemas de dissipação de energia para tanto para o reforço sísmico de edifícios existentes assim como para novos edifícios também foi investigado no mesmo estudo. Chang *et. al* ^[10] desenvolveu uma pesquisa onde VEDs foram investigados analítica e experimentalmente. Nesse estudo foi proposto um procedimento racional de dimensionamento sísmico e os resultados indicaram que VEDs são eficientes em reduzir a resposta estrutural dos edifícios para todos os níveis de sismos. Kim e Choi ^[11] investigaram e propuseram um procedimento para o dimensionamento de estruturas equipadas com BRBs. Nessa pesquisa uma equação para a obtenção da tensão de escoamento ótima foi derivada e aplicada numericamente. Foi observada a eficácia de BRBs no melhoramento da resposta estrutural de edifícios. Uma metodologia para determinação dos parâmetros ótimos para a aplicação de amortecedores metálicos e de fricção foi apresentada por Moreschi e Singh ^[12]. Nos seus estudos vários exemplos práticos de aplicação desta metodologia foram apresentados e os resultados confirmaram a eficiência desses amortecedores na redução da resposta das estruturas quando os seus parâmetros são determinados utilizando a metodologia por eles proposta. Kelly e Skinner *et al.* ^[13, 14] apresentaram um procedimento de dimensionamento de estruturas com isolamento da base utilizando isoladores com múltiplas camadas de elastómeros. Foi concluído nos seus estudos que estruturas com isolamento da base apresentam uma redução das forças transmitidas a superestrutura.

No presente estudo várias técnicas inovadoras de controle passivo de estruturas existentes para o melhoramento do desempenho sísmico são abordadas comparando as suas vantagens e desvantagens bem como as correspondentes melhorias nas propriedades da estrutura.

2. SISTEMAS PASSIVOS DE DISSIPACÃO DE ENERGIA

São incorporados nas estruturas com a função de absorver ou consumir parte da energia a que a estrutura é sujeita aquando da ocorrência de um evento sísmico ou ventos fortes reduzindo a demanda de dissipação de energia pelos elementos da estrutura principal, minimizando assim possíveis danos estruturais [15]. Esses sistemas não requerem uma fonte de energia externa para o seu funcionamento pelo que a força de amortecimento gerada não pode ser ajustada durante o seu funcionamento. Apesar desta característica ser tida como uma limitação deste tipo de sistemas, ela pode constituir uma vantagem na medida em que mesmo que haja restrições no fornecimento de energia elétrica (típico aquando da ocorrência de sismos ou ventos fortes) é garantido o seu funcionamento. Sistemas passivos de amortecimento são dimensionados e instalados em estruturas com o objetivo de melhorar as seguintes propriedades da estrutura de forma individual ou combinadas: rigidez vertical, ou seja, capacidade de suportar cargas verticais para garantir a integridade estrutural; flexibilidade lateral para aumentar o período natural de vibração da estrutura; forças de retorno a posição de equilíbrio para minimizar as deformações residuais; e dissipação de energia para absorver a energia a que a estrutura é sujeita quando ocorre um sismo ou ventos fortes, limitando a deformação dos elementos estruturais. Os sistemas passivos de dissipação de energia podem ser divididos em três grupos principais nomeadamente: isolamento da base, dispositivos dissipadores de energia, e osciladores, estes últimos geralmente não aplicados em projetos de reforço sísmico pelo que não serão abordados no presente trabalho.

2.1 Isolamento da base

Embora o isolamento da base seja uma técnica de inovadora para o reforço sísmico, ela pode ser considerada já consolidada na medida em que várias aplicações práticas em projetos existentes desta técnica já foram implementadas. O princípio básico de funcionamento desta técnica consiste em separar a fundação da superestrutura reduzindo deste modo as forças que são transmitidas a superestrutura em resultado de um evento sísmico. O principal objetivo é alterar a frequência fundamental da estrutura de modo que não coincida com as frequências dominantes dos sismos reduzindo os deslocamentos pelo incremento do amortecimento na proporção adequada [5]. Estruturas com isolamento da base consistem em três partes essenciais: a fundação e outros elementos abaixo do sistema de isolamento, o sistema de isolamento propriamente dito, e a superestrutura acima do sistema de isolamento. Cada uma destas partes deve ser cuidadosamente dimensionada para garantir a eficiência desta técnica de reforço sísmico. Geralmente os sistemas de isolamento da base são instalados nas caves dos edifícios, na base ou no topo dos pilares deste nível. Podem ainda ser instalados no topo dos pilares do piso térreo. Deste modo as áreas de trabalho para implementação desta técnica são caves e garagens o que resulta na não interrupção das atividades no edifício a ser reforçado quando esta técnica é implementada o que se pode apontar como uma grande vantagem. Contudo um cuidado especial deve ser tomado na implementação desta técnica durante o levantamento da estrutura, corte dos pilares, colocação dos dispositivos de isolamento e carregamento da estrutura da base novamente.

Existem vários tipos de dispositivos para isolamento da base, porém os mais comuns podem ser categorizados em dois grupos de acordo com o mecanismo de dissipação de energia nomeadamente: isoladores elastoméricos e isoladores por atrito. Os isoladores elastoméricos consistem em lâminas de elastômero vulcanizadas e chapas de aço de reforço intercaladas e dispostas num plano horizontal. A deformação horizontal deste sistema é o somatório das deformações individuais de cada camada de elastômero, o que implica que a rigidez horizontal será menor para um maior número de camadas. É a solução mais aplicada devido a sua alta eficiência [8]. Os isoladores por atrito utilizam o atrito como a principal forma de dissipação de energia. Este sistema é constituído por placas de aço justapostas e revestidas de teflon e um núcleo central de borracha (e possivelmente outros dispostos em torno deste), sendo a face exterior do conjunto revestida por uma película flexível de borracha. Este sistema apresenta

duas principais limitações. A primeira é a dificuldade de quantificar adequadamente a fricção nas placas e a segunda é o deslocamento relativo permanente entre as placas deslizantes que pode se verificar após a ocorrência de um sismo [16]. A Fig. 1 apresenta esses dois tipos de isoladores.



Figura 1. Isolamento da base: (a) Isoladores elastoméricos (b) Isoladores por atrito.

2.2 Dispositivos dissipadores de energia

Esta técnica consiste em instalar dispositivos de dissipação de energia comumente chamados de amortecedores. Vários tipos de amortecedores foram estudados, desenvolvidos e implementados em projetos existentes até a data. São fabricados de diversos materiais e utilizam diferentes mecanismos para dissipar energia nomeadamente: deformação de material viscoelástico (VE), tensão de escoamento dos metais, e passagem de fluidos através de orifícios [17]. Seguidamente apresentam-se alguns dos principais tipos de amortecedores.

2.2.1 Amortecedores metálicos

Os amortecedores metálicos são elementos de dissipação de energia que funcionam através da deformação inelástica dos metais. Os três principais tipos de amortecedores metálicos são os BRBs, os amortecedores na forma de placas X também designados por ADAS (*added damping and stiffness*), e os amortecedores de placas triangulares também designados por TADAS (*triangular-plate added damping and stiffness*).

O BRB é um braço metálico constituído por um perfil metálico encamisado por um tubo metálico preenchido com argamassa, ambos com uma alta rigidez. Entre o perfil metálico e a argamassa de preenchimento do tubo metálico introduz-se uma camada de isolamento para permitir um livre deslocamento do perfil em relação a argamassa no sentido longitudinal. Este mecanismo permite que o braço suporte cargas significativas sem a ocorrência da encurvadura apresentando um comportamento idêntico tanto em tração como em compressão. Uma porção significativa de energia pode ser dissipada em um ciclo de movimento. Na fase inicial de deformação (fase elástica) o BRB apenas aumenta a rigidez estrutural. Na fase da deformação inelástica ocorre a dissipação de energia propriamente dita. Na Fig. 2 um BRB típico é apresentado bem como a respetiva curva histerética de dissipação de energia.



Figura 2. Amortecedor metálico: (a) BRB instalado (b) Curva histerética de um BRB.

O ADAS e o TADAS apresentam o mesmo princípio de funcionamento com a maior diferença observada apenas no formato das placas metálicas. Eles consistem numa série de placas metálicas montadas num sistema de braços de modo que fiquem em contacto com o andar superior ao piso em que o sistema está montado. Na medida em que o andar superior deforma lateralmente em relação ao sistema de braços, as placas metálicas são sujeitas a esforços cortantes que por sua vez introduzem momentos fletores nas referidas placas ao longo do eixo mais fraco da sua secção. A configuração geométrica é tal que os momentos fletores produzem um esforços de flexão uniformes distribuídos ao longo da altura das placas metálicas. Desta forma ocorre uma deformação inelástica uniforme ao longo da altura das placas. O sistema de braços onde o ADAS e o TADAS são montados deve ser rígido o suficiente para garantir que a deformação no amortecedor seja a mesma que a do andar em que está instalado. A curva histerética destes amortecedores é similar a dos BRBs apresentada na Fig. 2(b). Os ADAS e TADAS apresentam como vantagem o comportamento histerético estável, maior confiabilidade e durabilidade, não sensibilidade a temperatura, e um maior conhecimento dos material (metal) de que são feitos por parte dos engenheiros. As desvantagens destes amortecedores são o seu comportamento não-linear que por sua vez exige análises não-lineares e a necessidade de substituí-los se eles forem danificados após a ocorrência de um evento sísmico. Na Fig. 3 são apresentados o ADAS e o TADAS.



Figura 3. Amortecedor metálico: (a) ADAS (b) TADAS.

2.2.2 Amortecedores viscosos

Os amortecedores viscosos também designados por VDs (viscous dampers) são dispositivos que dissipam energia através da passagem de fluidos através de orifícios. Consiste num pistão dentro de um cilindro contendo um líquido viscoso. Na cabeça do cilindro há vários orifícios através dos quais o fluido passa. A energia é dissipada em função da velocidade de deslocamento entre as duas extremidades do amortecedor quando o fluido desloca-se de um lado do pistão para o outro. A energia dissipada desta forma é transformada em calor elevando a temperatura do fluido bem como dos componentes mecânicos deste amortecedor. Este calor por sua vez é transferido para o ambiente à volta do amortecedor. Os VDs têm a capacidade de reduzir tanto as tensões como as deformações provocadas durante um sismo. Eles aumentam a capacidade de amortecimento da estrutura reduzindo assim as consequências das forças externas provocadas pelos sismos. Os VDs são de fácil instalação no edifício devido as suas dimensões reduzidas. Podem ser instalados de forma singular ou em combinação com braços metálicos dispostos na posição diagonal sendo que neste último caso consegue-se VDs com uma secção relativamente menor em relação a dos braços onde estão instalados. Contudo este tipo de dispositivo apresenta algumas limitações. Eles somente são eficientes se forem aplicados em estruturas flexíveis com um certo valor mínimo de deformação; pelo seu comportamento histerético não-linear diversas alternativas devem ser consideradas para determinar o número ótimo de VDs bem como a sua localização ideal na estrutura resultando num dimensionamento mais oneroso; o seu alto custo bem como a necessidade de manutenção dos seus vedantes. Na Fig. 4 é apresentado um VD típico e a respetiva curva histerética.

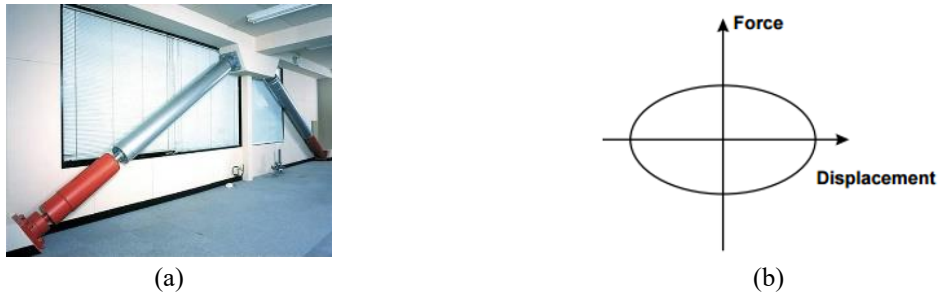


Figura 4. Amortecedor viscoso: (a) VD instalado (b) Curva histerética de um VD.

2.2.3 Amortecedores viscoelásticos

Os VEDs são dispositivos que dissipam energia através da deformação de materiais viscoelásticos (VE) absorvendo a energia transferida a estrutura durante um sismo e libertando parte dessa energia em forma de calor. Consistem em duas camadas de material VE coladas entre três placas metálicas conforme apresentado na Fig. 5(a). Materiais VE apresentam propriedades elásticas podendo recuperar a sua forma inicial após a remoção força deformadora. Durante esse processo, uma certa parcela de energia é convertida em calor e é absorvida pelo ambiente a volta do amortecedor similarmente aos VDs. Neste tipo de amortecedores a energia dissipada durante um sismo dependerá dos deslocamentos relativos e das velocidades relativas resultantes na estrutura em que os dispositivos estão instalados. Devido as suas propriedades elásticas e de amortecimento, os VEDs alteram a rigidez e o período de vibração natural das estruturas sendo muito eficientes quando essas propriedades precisam ser aumentadas para a estabilidade da estrutura [18]. Estes amortecedores fornecem forças que tendem a restaurar a posição de equilíbrio das estruturas. O mecanismo através do qual estes dispositivos dissipam energia é a deformação histerética que ocorre no material VE. A Fig. 5(b) apresenta a curva histerética típica de um VED. Geralmente os VEDs são instalados na estrutura em combinação com um sistema de braços e a dissipação de energia ocorre quando a deformação da estrutura induz movimentos relativos entre as placas metálicas exteriores e a intermedia no VED. Este tipo de amortecedores é eficiente para o controle de vibrações desde pequenas a grandes magnitudes, pois não existe uma força mínima requerida para ativar a força de amortecimento nestes dispositivos tornando-os preferenciais para a proteção das estrutura tanto contra ventos fortes como contra sismos. Esta é uma vantagem dos VEDs se comparados com outros sistemas de amortecimento que exigem um nível mínimo de vibração para o início da dissipação de energia. As desvantagens dos VEDs são a capacidade de deformação limitada, a influência da temperatura ambiente e da frequência de vibração da estrutura no desempenho do amortecedor, e o risco de descolagem do material VE das placas metálicas.



Figura 5. Amortecedor viscoelástico: (a) VED típico (b) Curva histerética de um VED.

2.2.4 Amortecedores de fricção

Os amortecedores de fricção ou amortecedores de fricção deslizante são dispositivos nos quais a energia cinética é dissipada através da fricção entre superfícies com alto coeficiente de atrito. O princípio pelo qual estes dispositivos funcionam é o mesmo utilizado pelos travões utilizados para parar o movimento dos veículos automóveis. Os amortecedores de fricção consistem numa série de placas de aço com molas de compressão entre elas para manter as superfícies das placas em contacto durante a operação normal da estrutura. A Fig. 6(a) apresenta um amortecedor de fricção aplicado no reforço sísmico de um edifício existente. As placas são fixas umas as outras por parafusos de aço de alta resistência que permitem que as placas deslizem umas sobre as outras sob uma determinada carga. O ajuste dessa carga é feito

mediante a tensão de aperto aplicada nos parafusos. A energia é dissipada depois que a tensão de tração ou compressão aplicadas nas placas ao longo da sua direção longitudinal excede o limite de fricção entre as duas placas que começam então a deslizar umas sobre as outras. Estes amortecedores são instalados utilizando sistemas de braços simples ou cruzados e quando sujeitos a cargas cíclicas apresentam uma curva histerética de forma retangular como apresentado na Fig. 6(b). Estruturas com amortecedores de fricção instalados podem ter o seu amortecimento aumentado até 30% do amortecimento crítico e o deslocamento relativo entre pisos (inter-story drift) reduzido por um factor de 2 a 3 ^[19]. O fabrico e a instalação deste tipo de amortecedores são relativamente simples. Na maioria dos casos o seu dimensionamento e modelagem são simples pois a curva histerética tem uma forma retangular, típica de um material elastoplástico ideal. Adicionalmente eles apresentam um custo inicial reduzido para o reforço sísmico de estruturas existentes. Os amortecedores histeréticos também apresentam algumas limitações: São eficientes somente para estruturas com algum grau de flexibilidade; O seu dimensionamento é mais oneroso uma vez que é preciso considerar varias iterações para determinar a tensão de fricção ideal, o número de amortecedores bem como os seus locais de instalação ao longo da estrutura; Após um sismo pode-se verificar deformações residuais no amortecedor por este não ter a capacidade de retornar a sua forma original após a retirada da carga deformadora. Contudo estes amortecedores tem sido largamente aplicados para o reforço sísmico em vários lugares do mundo ^[20].

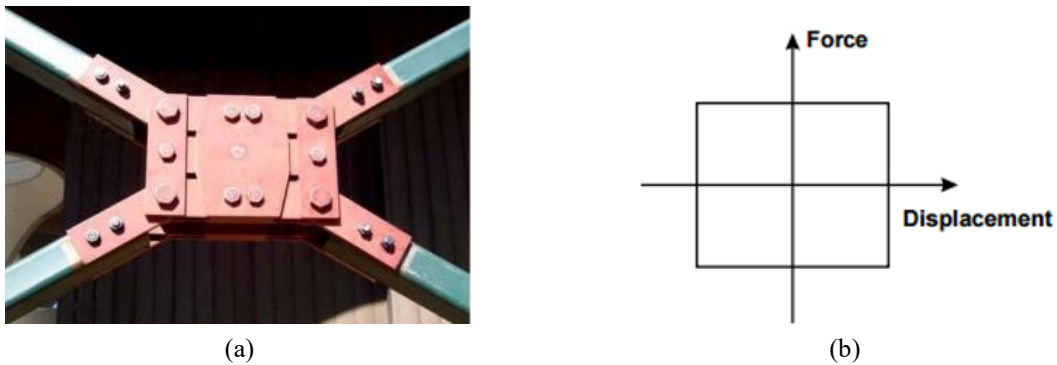


Figura 6. Amortecedor de fricção: (a) Amortecedor instalado (b) Curva histerética

3. CASO DE ESTUDO

No presente trabalho, a aplicação de VEDs foi selecionada como a técnica de reforço sísmico a aplicar. Para verificar a eficiência dos VEDs em reduzir a resposta estrutural de edifícios quando sujeitos a ação sísmica foi utilizado um edifício protótipo. O edifício de 7 andares localiza-se na cidade de Dujiangyan, na província de Sichuan na China. Durante o sismo de Wenchuan em Maio de 2008, o edifício foi danificado. O edifício construído em 1997 foi dimensionado considerando uma zona sísmica de intensidade de 7. Depois do sismo de Wenchuan a intensidade sísmica da zona foi atualizada passando de 7 para 8 fazendo com que este edifício não mais satisfizesse os requisitos da norma de dimensionamento sísmico levando assim a necessidade de reforço sísmico.

3.1 Descrição do edifício

O edifício de 7 andares consiste em pórticos de betão armado com pilares espaçados de 7.2 m nas duas direções, com um comprimento total de 50.4 m e largura de 14.4 m. O edifício tem ainda uma caixa de escadas em betão armado. As alturas dos pisos são de 4.6 m, 4.2 m, 3x3.6 m, 4.2 m e 3.6 m do piso 1º ao 7º piso respetivamente. A altura total do edifício é de 27.4 m. Na Fig. 7 a planta da estrutura antes do reforço sísmico é apresentada. A secção dos pilares varia ao longo da altura do edifício de 800x800 mm para 500x500 mm, as vigas tem a secção uniforme de 350x600 mm e a espessura da laje é de 100 mm. Todos os elementos estruturais foram executados em betão de classe C30. Para avaliar a resposta sísmica do edifício antes e depois do reforço do reforço sísmico foi produzido um modelo de elementos finitos utilizando o programa ETABS como ilustrado na Fig. 8.

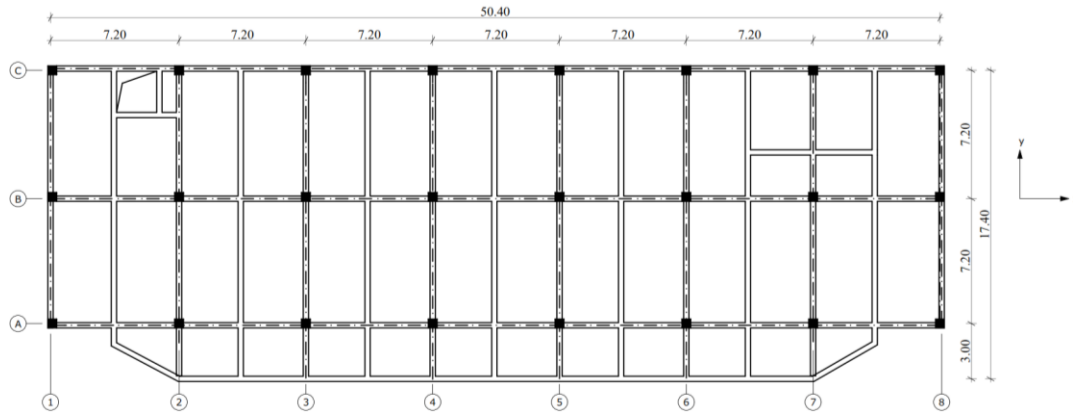


Figura 7. Planta da estrutural do edifício

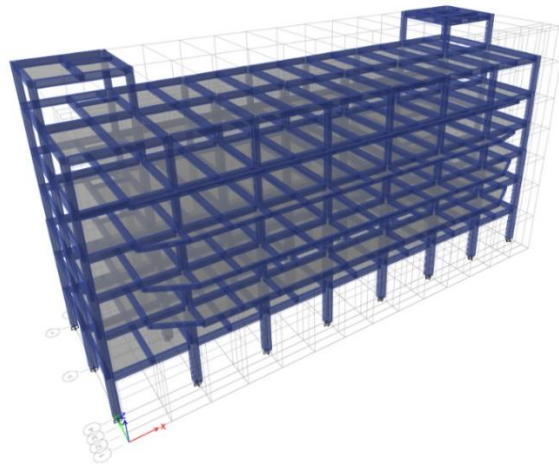


Figura 8. Modelo do edifício.

3.2 Análise sísmica e desempenho do edifício

Tratando-se de um edifício localizado na china recorreu-se à Norma Chinesa para Dimensionamento Sísmico (GB 50011-2010) [21]. De acordo com esta norma o parâmetro que se utiliza para verificar se o edifício satisfaz ou não a exigências nela prescritas é o deslocamento relativo entre pisos (*inter-story drift*). Para a verificação do *inter-story drift* a Norma Chinesa [21] considera três categorias de sismos: leves, moderados e fortes. Considera ainda oito zonas sísmicas intensidade variando de 1 a 8. Para o caso de edifícios em pórticos de betão armado o *inter-story drift* não pode ser maior que 1/550 e 1/50 para sismos leves e fortes respetivamente. Para o caso de estudo inicialmente a análise do espectro de resposta elástica para sismos moderados foi executada de acordo com a Norma Chinesa [21]. Os primeiros seis períodos de vibração da estrutura são listados no Quadro 1 e os correspondentes *inter-story drifts* apresentados na Fig. 9. Pode-se observar claramente que o *inter-story drift* nas duas direções para sismo leve não satisfaz a norma considerando zona de intensidade sísmica 8, indicando assim que o edifício precisa de um reforço estrutural.

Quadro 1. primeiros seis períodos de vibração da estrutura.

<i>Modos</i>	<i>Periodo (s)</i>	<i>Modos de vibração</i>
1º	1.32	Translação in Y
2º	1.23	Translação in X
3º	1.22	Torção
4º	0.43	Translação in Y
5º	0.42	Torção
6º	0.41	Translação in X

A análise do histórico do tempo também foi executada. Para isso o acelerograma correspondente ao sismo de Chi-chi em 1999 designado por (GM45-1), ao sismo Hector Mine em 1999 designado por (GM45-2), e um acelerograma artificial designado por (GM45-3) foram utilizados. As máximas acelerações foram de 0.07 g, 0.2 g, 0.4 g de acordo com o prescrito na Norma Chinesa ^[21] para sismos leves, médios e moderados para zona sísmica de intensidade sísmica 8. A Figs. 10,11 e 12 representam os histórico do tempo para os acelerogramas bem como os respetivos espectros de resposta elástica.

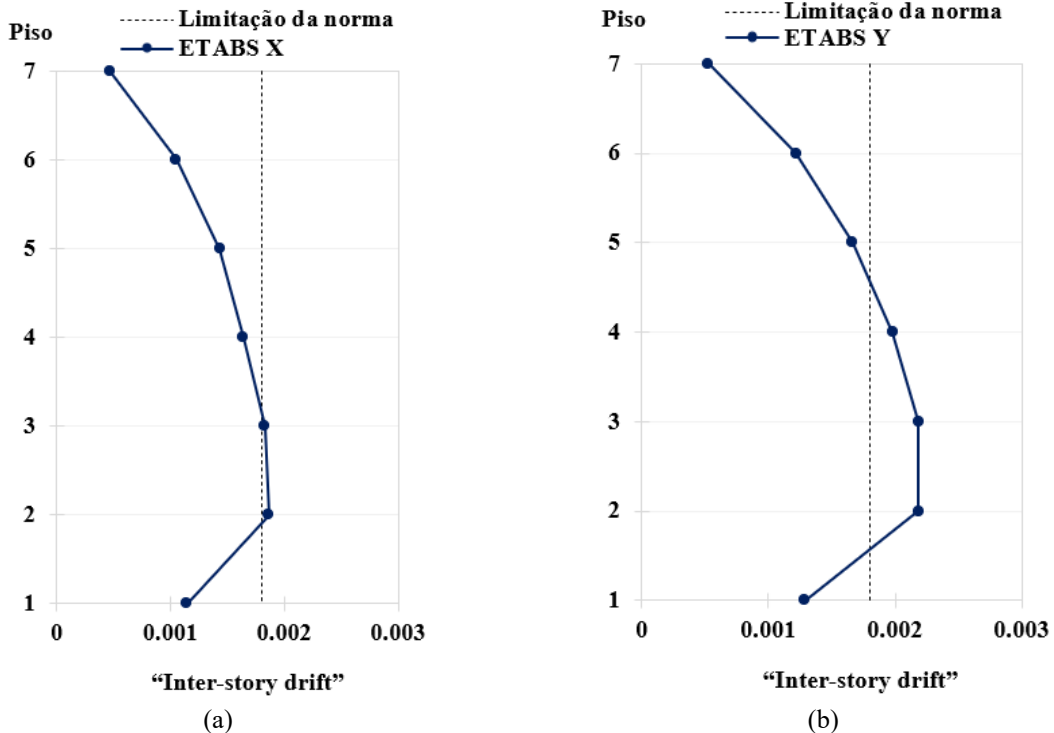


Figura 9. *Inter-story drift* para análise do espectro de resposta elástica: (a) Direção X (b) Direção Y.

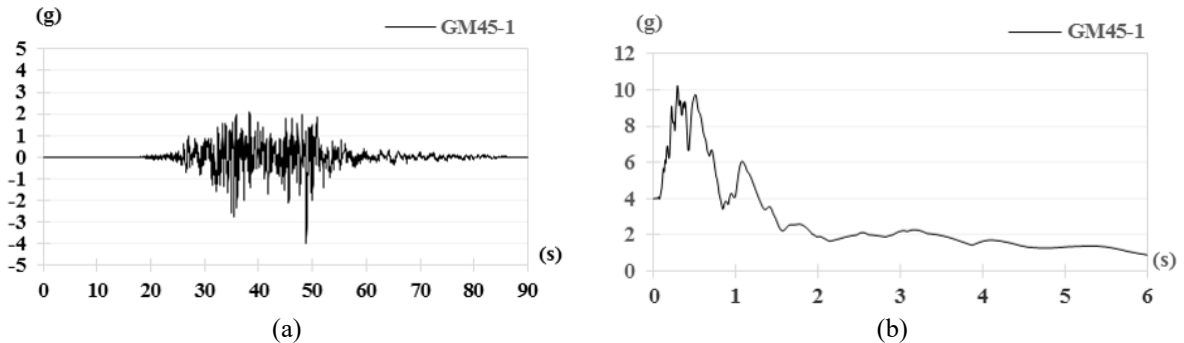


Figura 10. Histórico do tempo GM45-1: (a) Acelorograma (b) Espectro de resposta elástica.

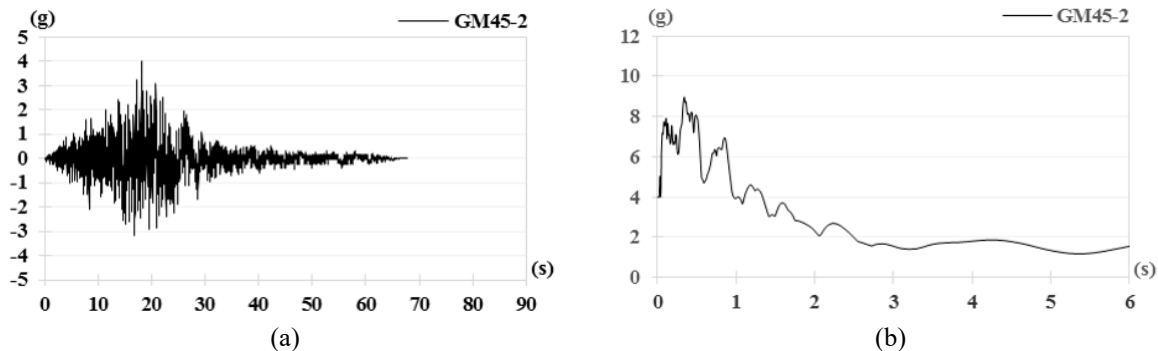


Figura 11. Histórico do tempo GM45-2: (a) Acelorograma (b) Espectro de resposta elástica.

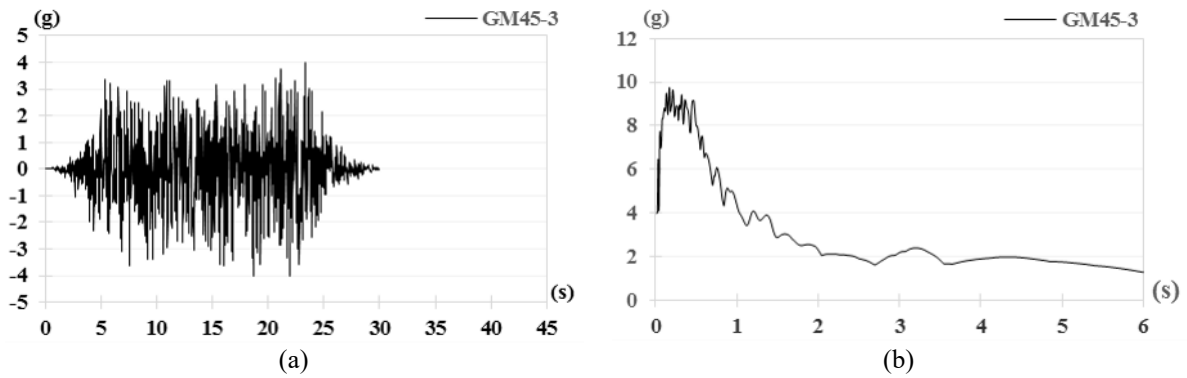


Figura 12. Histórico do tempo GM45-3: (a) Acelorograma (b) Espectro de resposta elástica.

Na Fig. 13 o *inter-story drift* para a análise do histórico do tempo é apresentada. Similarmente aos resultados da análise do espectro de resposta elástica, pode-se observar que o *inter-story drift* não satisfaz os requisitos da norma nas duas direções para sismos leves, confirmando deste modo a necessidade do reforço sísmico como já indicando anteriormente.

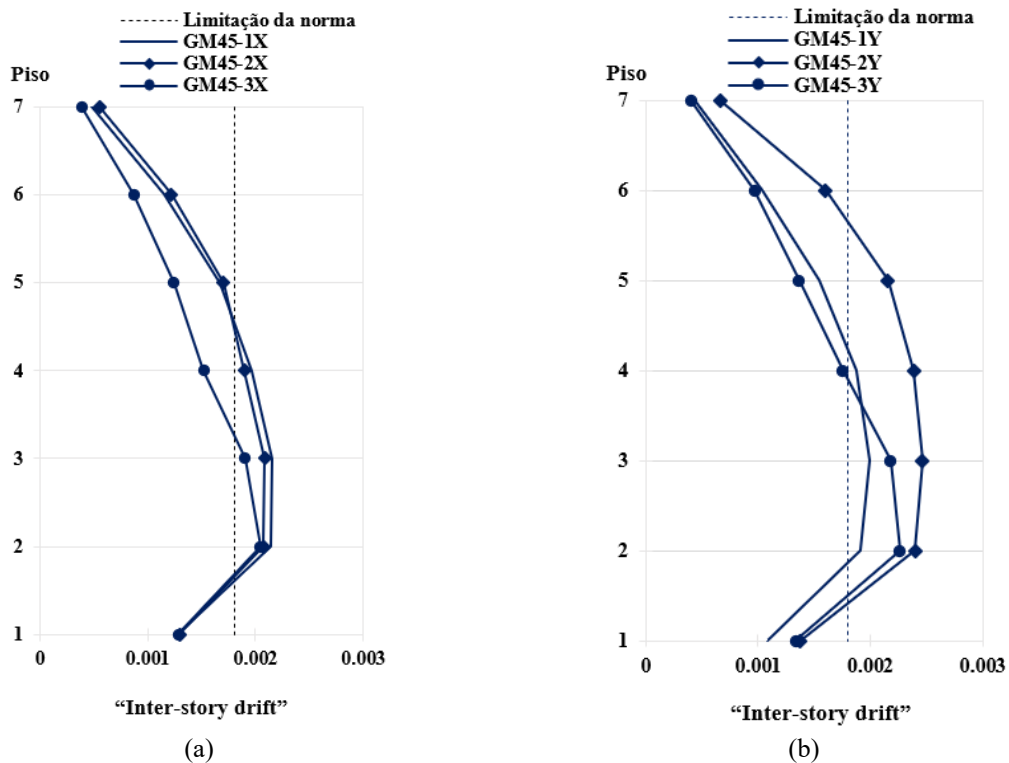


Figura 13. *Inter-story drift* para análise análise do histórico do tempo: (a) Direção X (b) Direção Y.

3.3 Dimensionamento do amortecedor e instalação na estrutura

O método de dimensionamento dos VEDs e as propriedades do material VE utilizados neste estudo são os mesmos que os utilizados no estudo desenvolvido por Chang *et al.* [10]. O número de VEDs bem como os parâmetros utilizados para modelar o material VE são listados no Quadro 2. Os VEDs foram modelados utilizando “*Link elements*” no programa ETABS como ilustrado na Fig. 14(a). Os coeficientes de rigidez (K_d) e de amortecimento (C_d) também são listados no mesmo Quadro. Estes coeficientes correspondem à amortecedores disponíveis no mercado. A instalação dos amortecedores na estrutura é idealizada de acordo com a Fig. 14(b) e a distribuição dos amortecedores em planta no edifício é apresentada na Fig. 15.

Quadro 2. Distribuição dos VEDs por pisos e parâmetros do material VE.

Pisos	n° de VED direção X	n° de VED Y direção	Factor de perda η	Módulo de ganho G' [KN/m ²]	Módulo de perda G'' [KN/m ²]	K_d [KN/m ²]	C_d [KN/m ²]
7	0	0	-	-	-	-	-
6	0	0	-	-	-	-	-
5	2x300KN	2x300KN	1.1	1720	1892	26000	6000
4	2x500KN	2x500KN	1.1	1720	1892	45000	10000
3	2x500KN	2x500KN	1.1	1720	1892	45000	10000
2	2x600KN	2x600KN	1.1	1720	1892 <td 71700	16600	
1	2x600KN	2x600KN	1.1	1720	1892	71700	16600

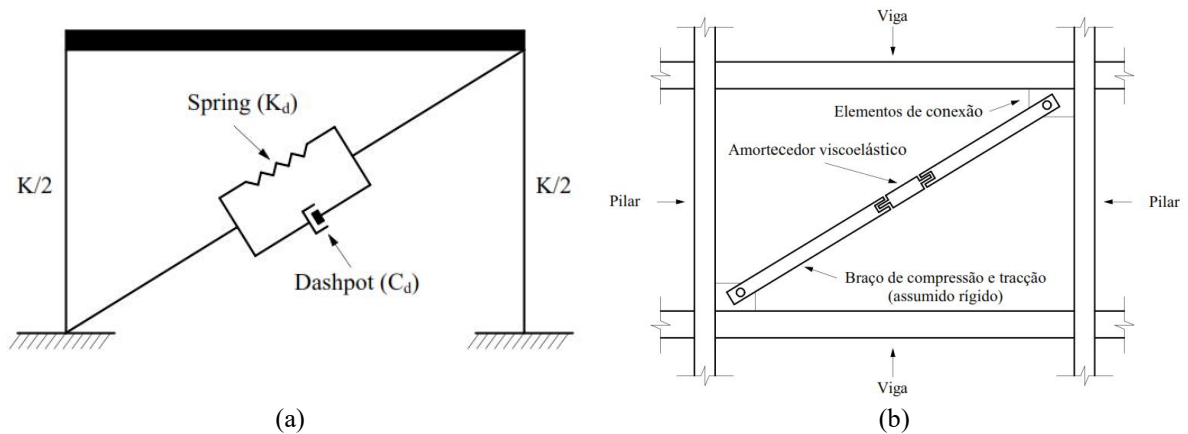


Figura 14. (a) Modelo do VED no programa ETABS (b) Instalação dos VEDs na estrutura.

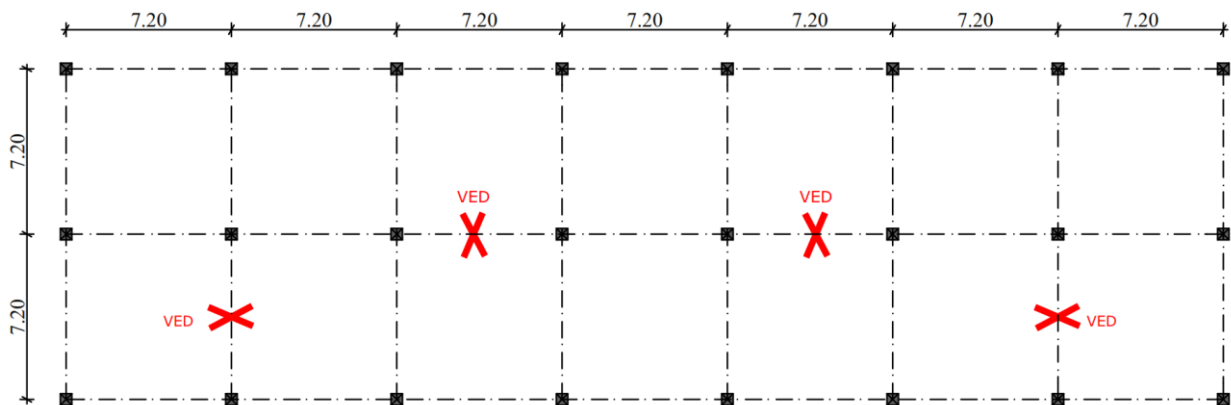


Figura 15. Distribuição dos amortecedores em planta.

3.4 Verificação estrutural da deformação

Após a aplicação dos VEDs na estrutura, foram feitas comparações da resposta estrutural do edifício antes e depois do reforço sísmico. As Figs. 15 e 16 comparam os *inter-story drifts* das estruturas para sismos fracos, moderados e fortes. Pelos gráficos é possível observar que a estrutura com o reforço sísmico satisfaz os requisitos da norma.

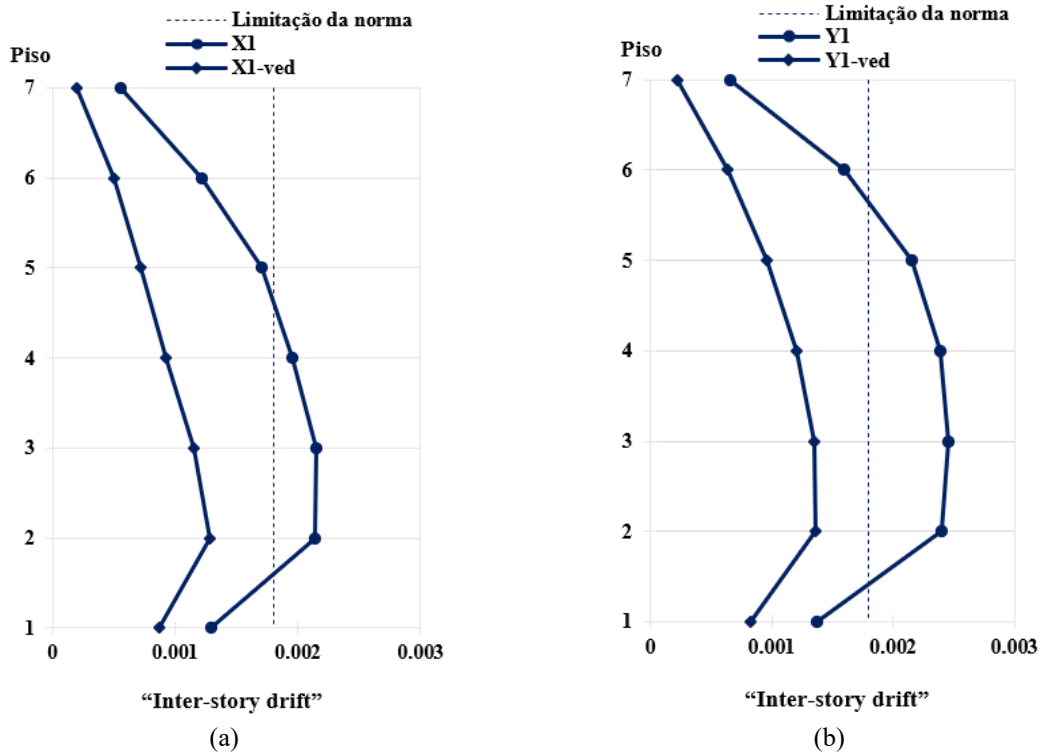


Figura 16. Inter-story drift máximo para estrutura reforçada (sismo leve): (a) Direção X (b) Direção Y.

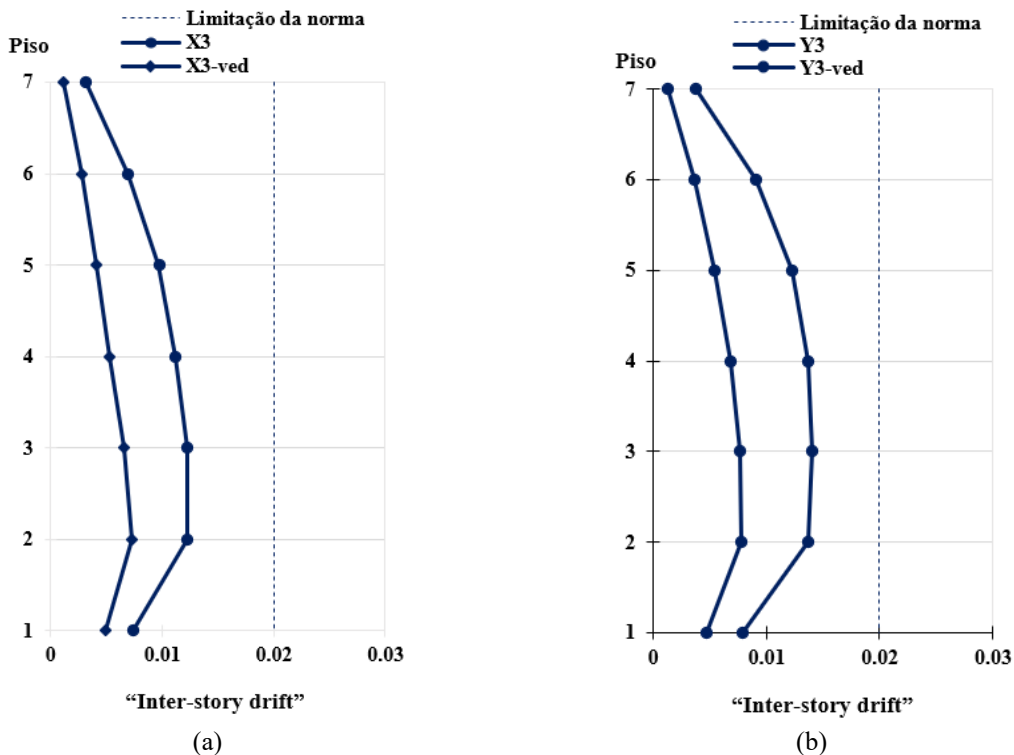


Figura 17. Inter-story drift máximo para estrutura reforçada (sismo forte): (a) Direção X (b) Direção Y.

A máxima aceleração no topo do edifício nas duas direções (X e Y) sob a ação de sismos fortes é comparada na Fig. 17 para o edifício original e o edifício sísmicamente reforçado. Pode observar-se que na direção X a máxima aceleração do topo do edifício reduziu de 1.11 g para 0.77 g e na direção Y reduziu de 0.97 g para 0.75 g. A comparação do deslocamento máximo no topo do edifício é apresentada na Fig. 18. O máximo deslocamento no topo da estrutura reduziu de 224 mm na estrutura original para 104 mm na estrutura reforçada. O deslocamento dos pisos é comparado na Fig. 19. Pela redução dos

deslocamentos dos pisos pode verificar-se que os VEDs são eficientes em reduzir a resposta estrutural do edifício.

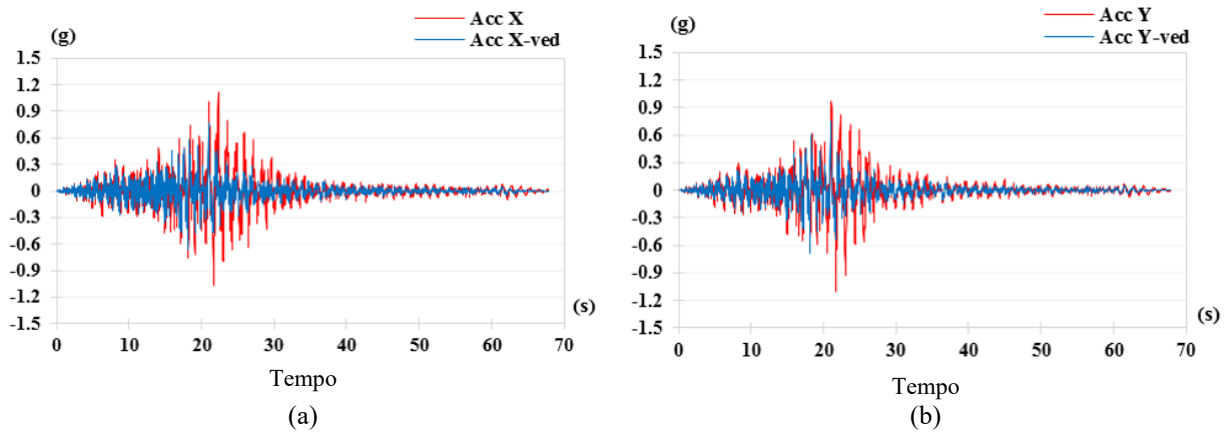


Figura 18. Máxima aceleração no topo para estrutura reforçada: (a) Direção X (b) Direção Y.

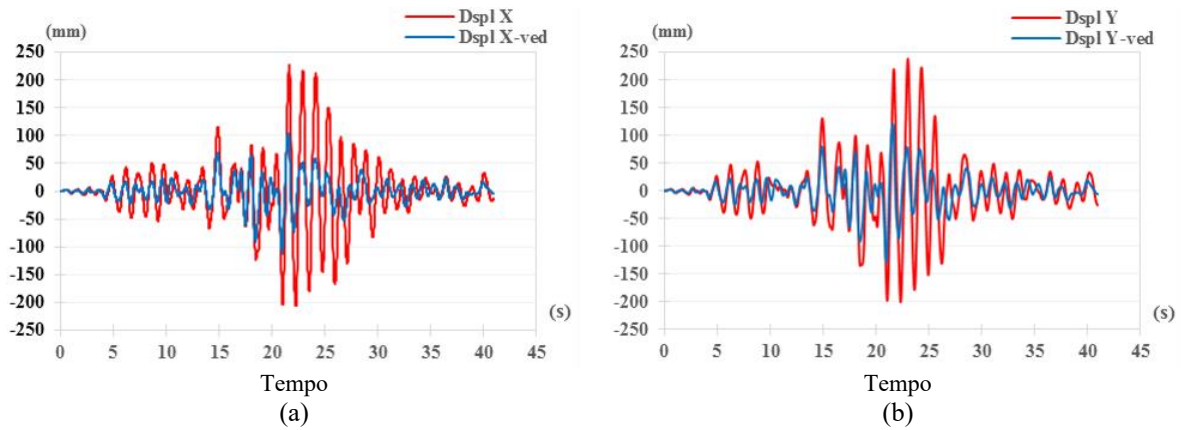


Figura 19. Máximo deslocamento no topo para estrutura reforçada: (a) Direção X (b) Direção Y.

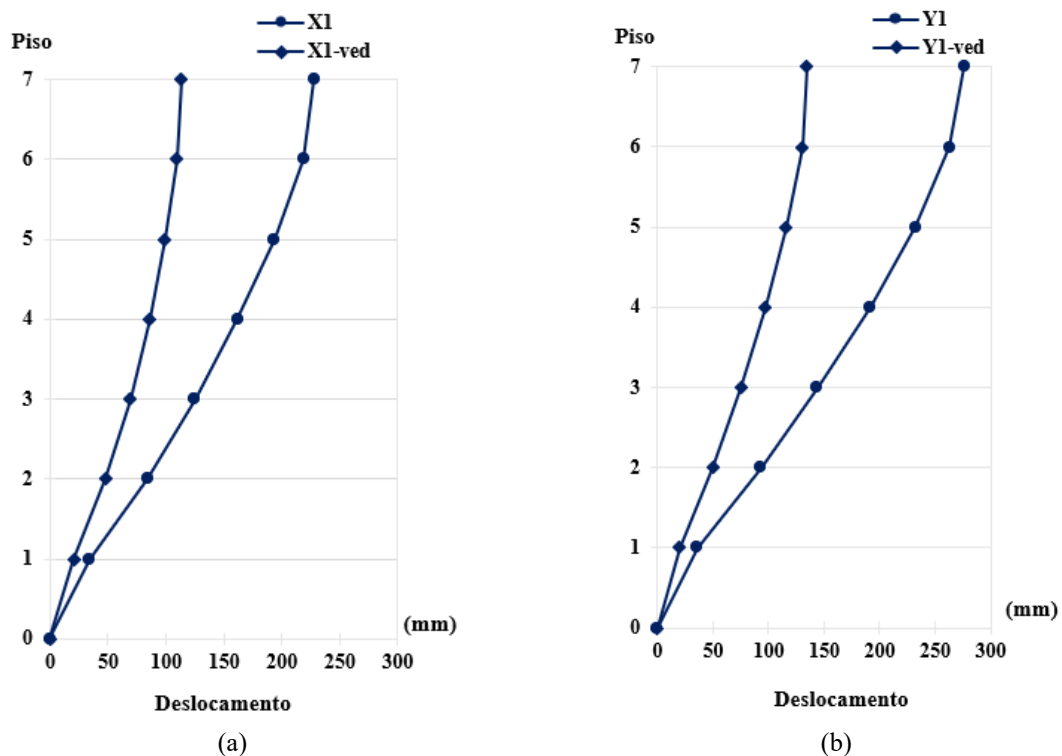


Figura 20. Máximo deslocamento dos pisos para estrutura reforçada: (a) Direção X (b) Direção Y

A força cortante nos pisos é outro parâmetro que se pode utilizar para verificar a eficiência dos VEDs. No Quadro 3 o efeito dos VEDs relativamente às forças de corte é apresentado. Como se pode observar, as forças de corte para os vários cenários de sismos reduziram em cerca de 39% indicando mais uma vez a eficiência dos VEDs em reduzir a resposta estrutural dos edifícios.

Quadro 3. Força cortante nos pisos da estrutura reforçada.

Nível do sismo	Pisos	Força cortante sem amortecedores [KN]		Força cortante com amortecedores [KN]		Diferença entre as forças cortantes [KN]		Média [%]	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Sismo leve	7	107	104	33	35	-74	-68	-70	-66
	6	1362	1410	531	574	-831	-836	-61	-59
	5	2148	2176	1086	1436	-1063	-740	-49	-34
	4	2745	2659	1650	1809	-1095	-850	-40	-32
	3	3261	2963	2218	2274	-1044	-689	-32	-23
	2	3574	3365	2757	2583	-817	-781	-23	-23
	1	3852	3595	3242	2773	-610	-822	-16	-23
Sismo moderado	7	306	296	93	101	-213	-195	-70	-66
	6	3890	4027	1517	1639	-2373	-2388	-61	-59
	5	6138	6217	3102	4102	-3036	-2115	-49	-34
	4	7844	7597	4715	5168	-3129	-2429	-40	-32
	3	9318	8466	6337	6498	-2982	-1969	-32	-23
	2	10211	9613	7876	7381	-2334	-2232	-23	-23
	1	11005	10270	9263	7922	-1742	-2348	-16	-23
Sismo forte	7	612	592	186	202	-425	-391	-70	-66
	6	7780	8055	3034	3279	-4746	-4776	-61	-59
	5	12276	12433	6204	8203	-6072	-4230	-49	-34
	4	15687	15195	9430	10336	-6258	-4859	-40	-32
	3	18637	16933	12673	12996	-5963	-3937	-32	-23
	2	20421	19226	15752	14761	-4669	-4464	-23	-23
	1	22011	20541	18526	15844	-3484	-4697	-16	-23

A curva histerética de dois amortecedores localizados no piso 2 é apresentada na Fig. 20 para as duas direções. A área e a espessura das camadas VE é de 500x500 mm e 10 mm respetivamente. Pode observar-se que os amortecedores não excederam a sua capacidade máxima (600 kN de acordo com o Quadro 2) e que as curvas são contínuas e de forma elíptica mostrando uma dissipação eficiente de energia nas camadas VEs.

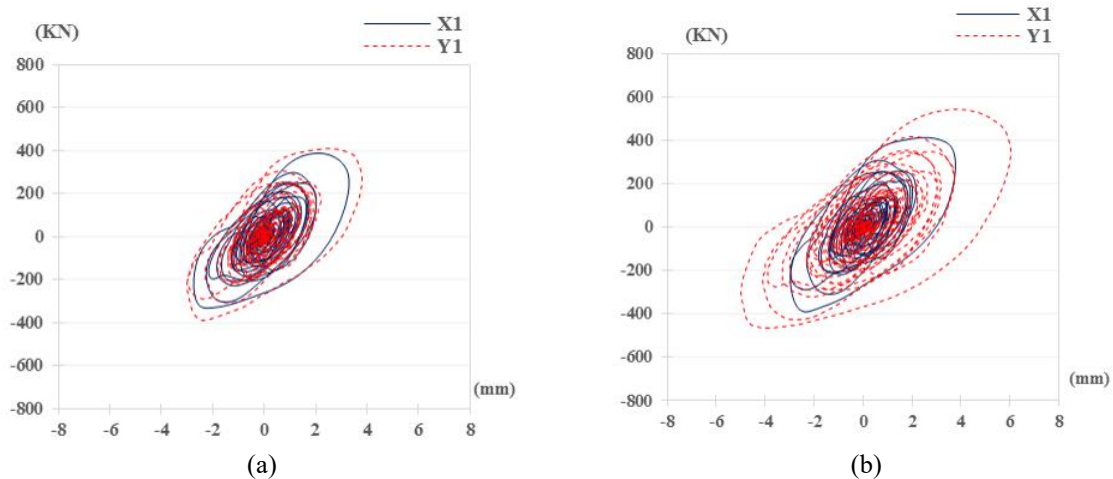


Figura 21. Curva histerética para amortecedores do piso 2: (a) Amortecedor 1 (b) Amortecedor 2.

4. CONCLUSÕES

No presente trabalho, várias técnicas inovadoras de reforço sísmico para melhorar o desempenho de estruturas de betão armado foram apresentadas. As vantagens e desvantagens de cada técnica bem como as correspondentes propriedades que cada técnica melhora na estrutura em que é aplicada também foram apresentadas. Foi concluído que essas técnicas inovadoras tem a capacidade de melhorar o desempenho sísmico das estruturas. Contudo diferentes técnicas de reforço alteram diferentes propriedades na estrutura de diferentes maneiras pelo que a escolha da técnica de reforço sísmico para determinada estrutura dependerá das características particulares dessa estrutura. O presente estudo mostrou ainda que VEDs são eficientes na redução de vibrações das estruturas na medida em que a sua aplicação em um modelo protótipo foram observadas reduções na ordem de 50%, 39%, 31%, 48% e 47% para o *inter-story drift*, forças de corte nos pisos, aceleração no topo do edifício, deslocamento máximo no topo do edifício e deslocamento dos pisos respetivamente.

AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa foi realizada com o apoio do Programa Nacional de Desenvolvimento de Pesquisa da China e da Universidade Eduardo Mondlane

REFERÊNCIAS

- [1] Chakrabarti, A.; Menon, D.; Sengupta, A. K. (2008). Handbook on seismic retrofit of buildings. *Alpha Science International, Limited*.
- [2] Augenti, N.; Nanni, A.; Parisi, F.; (2013). Construction failures and innovative retrofitting. *Buildings*, Vol. 3, N. 1, pp. 100-121.
- [3] Cheung, M.; Foo, S.; Granadino, J. (2001). Seismic retrofit of existing buildings: innovative alternatives. *ICO-MOS International World committee. eISSN*, pp. 2319-1163.
- [4] Mansour, Y. E. I.; Osman Shallan, A.; Selim, M. (2016). Assessment of seismic retrofitting techniques of RC structures using fragility curves. *Int J Struct Civ Eng Res*, Vol. 6, N. 1, pp. 63-72.
- [5] Rai, N. K.; Reddy, G.; Ramanujam, S.; Venkatraj, V.; Agrawal, P. (2009). Seismic Response Control Systems for Structures. *Defence Science Journal*, vol. 59, N. 3.

- [6] Yao, J. T. (1972). Concept of structural control. *Journal of the Structural Division*, vol. 98, N. 7, pp. 1567-1574.
- [7] Nishitani, A.; Inoue, Y. (2001). Overview of the application of active/semiactive control to building structures in Japan. *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 30, N. 11, pp. 1565-1574.
- [8] Soong, T. T.; Constantinou, M. C. (2014). *Passive and active structural vibration control in civil engineering*, Springer.
- [9] Soong, T. T.; Dargush, G. F. (1997). *Passive energy dissipation systems in structural engineering*.
- [10] Chang, K.; Lai, M.; Soong, T. T.; Hao, D.; Yeh, Y. (1993). *Seismic behavior and design guidelines for steel frame structures with added viscoelastic dampers*, National Center for Earthquake Engineering Research Buffalo, NY, USA.
- [11] Kim, J.; Choi, H. (2004). Behavior and design of structures with buckling-restrained braces. *Engineering structures*, vol. 26, N. 6, pp. 693-706.
- [12] Moreschi, L.; Singh, M. (2003). Design of yielding metallic and friction dampers for optimal seismic performance. *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 32, no. 8, pp. 1291-1311, 2003.
- [13] Kelly, J. M. (1990). Base isolation: linear theory and design. *Earthquake spectra*, Vol. 6, N. 2, pp. 223-244.
- [14] Skinner, R. I.; Robinson, W. H.; McVerry, G. H. (1993). *An introduction to seismic isolation*.
- [15] Constantinou, M. C.; Soong, T. T.; Dargush, G. F. (1998). *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit*.
- [16] Naeim, F.; Kelly, J. M. (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. John Wiley & Sons.
- [17] Aghlara, R.; Tahir, M. M; Adnan, A. (2015) Comparative study of eight metallic yielding dampers. *Jurnal Teknologi*, Vol. 77, no. 16.
- [18] Javidan, M. M.; Assefa, J. D.; Kim, J. Seismic retrofit of low-rise structures using rotational viscoelastic dampers. p. 105403.
- [19] Villaverde, R. (2009). *Fundamental concepts of earthquake engineering*. CRC press.
- [20] Pasquin, C.; Leboeuf, N.; Pall, R. T.; Pall, A. Friction dampers for seismic rehabilitation of Eaton's building, Montreal. pp. 1-2.
- [21] Housing, M. O.; China, U.R.D.o.t.P.s.R.o. (2010). Code for seismic design of buildings. GB Patent 50,011.

Formulação cinemática dependente do nó para aplicação de análises não-lineares em estruturas de betão armado

J. Shen¹

M. R. T. Arruda²

A. Pagani³

RESUMO

Modelar numericamente o comportamento do dano em estruturas de engenharia é vital, mas equilibrar a eficiência e a precisão computacional apresenta um desafio significativo. Este estudo apresenta um modelo avançado de vigas de ordem superior que incorpora uma abordagem cinemática dependente de nós, aumentando a eficiência da análise de danos em estruturas de betão armado. O modelo de viga proposto é construído no âmbito da Formulação Unificada de Carrera, permitindo um campo de deslocamento tridimensional a partir de um modelo de viga unidimensional através de expansões de secção transversal variáveis. As áreas críticas suscetíveis a danos localizados utilizam polinómios de Lagrange e abordagem Component-Wise para análise detalhada, enquanto zonas não críticas aplicam polinómios de Taylor de ordem inferior para reduzir sobrecargas computacionais. Esta estratégia de otimização pode promover a eficiência computacional do modelo sem comprometer a precisão. A implementação da cinemática dependente do nó permite diversas cinemáticas transversais em diferentes nós no mesmo elemento de viga. Esta abordagem garante o deslocamento sobre os nós e elementos. O comportamento do betão é baseado num modelo de dano de Mazars modificado com regularização da energia de fratura, e o aço é descrito por uma plasticidade clássica de Von Mises. Quatro exemplos numéricos mostram que o modelo de viga proposto com cinemática dependente de nós pode manter a precisão enquanto reduz os graus de liberdade em 35%-60% em comparação com modelos totalmente refinados com polinómios de Lagrange. Além disso, a cinemática dependente do nó não requer o extenso refinamento da malha normalmente necessário para a otimização do modelo, exigindo apenas ajustes simples na cinemática da secção transversal, conforme necessário. Esta escalabilidade simplifica significativamente o processo de otimização de modelos de vigas para aplicações práticas.

Palavras-chave: Formulação Unificada; Teorias Superiores de Viga; Dano Isotrópico; Comprimento Característico Variável; Análise Não-Linear.

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, modelos numéricos foram desenvolvidos para a análise estrutural de estruturas de betão armado (BA). As estruturas de BA exibem comportamentos complexos, incluindo fissuração e esmagamento do betão, plasticidade do aço e interação aderência-deslizamento entre varões de aço e betão. Capturar estes fenómenos com métodos numéricos exige recursos computacionais significativos. Apesar dos limites impostos pelos requisitos computacionais, os modelos numéricos ainda são essenciais na consultadoria em engenharia e na condução de estudos paramétricos [1], o que fornece uma alternativa económica aos testes experimentais. O aspecto crucial da simulação de estruturas BA reside na escolha de representações de materiais apropriadas para betão e aço, de acordo com cenários

¹ Aluno de Doutoramento, POLITO, Torino, Itália, jiahui.shen@polito.it

² Investigador Doutorado, CERIS-IST-ID, Lisboa, Portugal, mario.rui.arruda@tecnico.ulisboa.pt

³ Professor Catedrático, POLITO, Torino, Itália, Alfonso Pagani alfonso.pagani@polito.it

de aplicação específicos. Além disso, modelar com precisão a interação entre betão e armadura de aço continua sendo um desafio significativo e contínuo [2].

Atualmente, existem duas abordagens principais [3] que são amplamente utilizadas na simulação de estruturas BA: uma abordagem de elemento barra e elemento sólido, onde ambos aplicam uma análise tridimensional (3D) por elementos finitos (AEF). A AEF com método contínuo aplica elementos sólidos 3D para modelar o betão, enquanto os varões de aço são simulados usando elementos de treliça [4].

Diversas teorias de plasticidade são aplicadas para capturar o comportamento de varões de aço [5]. Modelos de dano contínuo, tanto [6] isotrópico quanto [7] anisotrópico, foram propostos e validados para o comportamento de dano do betão. A interação aderência-deslizamento entre o betão e o aço é abordada pela incorporação de elementos próprios, como elementos de contacto ou de interface [8]. Embora este método atinja uma precisão aceitável, ele exige recursos computacionais substanciais, especialmente para estruturas de grande escala, como pontes de BA ou barragens. Para a simulação de fendas em betão, o modelo discreto de fractura ganhou popularidade. No entanto, esta abordagem geralmente requer um esforço computacional mais significativo quando uma forte descontinuidade é imposta em vários espaços do domínio ao mesmo tempo.

A grande vantagem dos modelos de barra em comparação aos elementos contínuos, são os reduzidos custos computacionais. No elemento barra, pode ser usado a metodologia de rótula plástica localizada, ou plasticidade distribuída através do método de fibras equivalentes nas secções, sendo este último o mais popular na investigação sísmica de estruturas de BA [9]. Nesta última abordagem, a secção é discretizada em multifibras, e cada fibra é governada por relações constitutivas uniaxiais de acordo com os materiais. Tal método permite a modelagem independente do comportamento não linear do betão e do aço. Comumente, o comportamento longitudinal é integrado à teoria das vigas de Euler-Bernoulli, onde as deformações de corte são desprezadas. Então, o comportamento de todo o elemento de BA pode ser aproximado por um número limitado de elementos de viga através de abordagens FE padrão. Notavelmente, foi relatado que um único elemento baseado em força pode simular efetivamente a resposta não linear de um membro da estrutura [10]. Para incluir a interação flexão-corte nos elementos viga-coluna, várias abordagens [11] foram propostas, incluindo a teoria da viga de Timoshenko com deformação corte constante [12]. No entanto, apesar deste avanço, as teorias clássicas de barras muitas vezes têm dificuldades para capturar com precisão a deformação por corte não linear ou fenômenos localizados.

A contrapartida entre a precisão e requerimentos computacionais é até ao momento um desafio ainda por resolver na mecânica computacional. Uma solução potencial é representada pela teoria das vigas de ordem superior baseada na Formulação Unificada de Carrera (CUF) [13]. No âmbito da CUF, modelos de viga 1D são usados para descrever o campo de deslocamento 3D usando várias funções de expansão de secção transversal. Esta teoria de vigas baseada em CUF fornece uma estrutura robusta para superar as limitações encontradas em modelos de vigas clássicos sem restrições ou suposições adicionais na deformação da secção. As teorias de vigas de Euler-Bernoulli e Timoshenko são consideradas casos especiais ajustando a cinemática na estrutura CUF. É importante ressaltar que a CUF fornece resultados 3D comparáveis aos de elementos sólidos 3D, mantendo a eficiência do modelo 1D. Maior precisão pode ser alcançada simplesmente aumentando a ordem de expansão.

A aplicação de teorias de viga de ordem superior baseadas em CUF mostrou sucesso em análises estáticas e dinâmicas em várias estruturas de engenharia [14]. A abordagem Component-Wise (CW), um desenvolvimento recente da CUF, considera a geometria exata e as propriedades do material nos cálculos. Esses modelos que incorporam a abordagem CW, chamados de modelos CW refinados, são particularmente vantajosos para analisar estruturas compostas, e híbridas, como estruturas BA [14,15]. Em [16], os modelos CW podem prever a rotura por corte e o comportamento geral de amolecimento da viga BA sem varões e o colapso por flexão da viga BA com armaduras. É possível simular com a CUF, os varões de aço como elementos de viga isolados, com a secção igual ao diâmetro das armaduras, incluindo a distribuição de tensões e fractura devido à distância de separação de varões longitudinais e estribos. Esta representação exata dos estribos em estruturas BA exige maior discretização dos elementos da viga, levando a um aumento significativo nos Graus de Liberdade (GDLs) dos modelos CW refinados. Além disso, quando se trata de áreas de gradientes de alta tensão, há um aumento no custo computacional devido à necessidade de modelos mais refinados. No passado, modelos refinados eram aplicados em domínios inteiros [16], o que muitas vezes é desnecessário e leva a ineficiências computacionais, principalmente quando os efeitos locais estão confinados a pequenas regiões.

Uma estratégia mais eficaz envolve a aplicação de modelos refinados apenas nas regiões com maior concentração de tensões (zonas D), enquanto o emprego de modelos clássicos ou de ordem inferior em áreas menos críticas. O desafio de unir dois modelos estruturais diferentes com cinemáticas incompatíveis tem sido extensivamente explorado, com inúmeras soluções detalhadas em [17]. No presente estudo, uma nova abordagem de Cinemática Dependente de Nó (NDK) [18] é introduzida na estrutura da CUF. Este método permite a atribuição de suposições cinemáticas distintas a diferentes nós dentro de um único elemento de viga 1D, aumentando assim a precisão nas regiões alvo através de uma cinemática refinada. Um elemento de transição pode conectar os elementos com diferentes cinemáticas, garantindo a continuidade do deslocamento através das funções de forma inerentes na formulação de Elementos Finitos (FE). A vantagem desta abordagem é que o cálculo ainda está dentro da estrutura CUF e nenhuma restrição/condição extra é adicionada, o que é vantajoso para a eficiência computacional. Além disso, a notável escalabilidade deste método pode evitar maiores refinamentos de malha em modelos FE para análise global-local [19]. Embora a abordagem NDK tenha sido aplicada anteriormente a estruturas BA [14], seu uso foi limitado à análise linear.

Neste contexto, este estudo visa estender a abordagem NDK à análise de danos em estruturas de BA no âmbito do modelo 1D-CUF. Este estudo emprega modelos de materiais validados, como o modelo de dano de Mazars modificado para betão e a plasticidade de Von Mises para aço. Estes demonstraram resultados independentes de malha em pesquisas anteriores [16,20]. O intuito da investigação neste trabalho não se limita apenas às vigas de betão armado, mas também inclui estruturas de engenharia mais complexas. Tanto quanto é do conhecimento dos autores, é a primeira vez que se aplicam estratégias globais-locais, como a abordagem NDK, à análise não linear de danos em estruturas BA. Ao empregar a abordagem NDK, as regiões suscetíveis a danos críticos são modeladas com maior refinamento. Em comparação, nas zonas não críticas aproximações mais baixas são aplicadas ao resto da estrutura, economizando assim custos computacionais e garantindo uma precisão relativamente alta. Portanto, a abordagem proposta mostra um potencial considerável para aplicações de engenharia do mundo real devido à sua escalabilidade e ao equilíbrio ideal entre precisão e eficiência computacional.

2. TEORIA UNIFICADA DE VIGA

No âmbito da CUF [13], o campo de deslocamento 3D de modelos de vigas 1D pode ser derivado usando as funções de expansão da secção transversal. Neste trabalho, a direção axial de um modelo de viga 1D é denotada por y , x e z representam as coordenadas no plano da secção transversal. Portanto, o campo de deslocamento 3D de uma estrutura semelhante a uma viga é expresso da seguinte forma:

$$\mathbf{u}(x, y, z) = F_\tau(x, z)\mathbf{u}_\tau(y), \tau = 1, 2, \dots, M \quad (1)$$

onde $F_\tau(x, z)$ é a função de expansão da secção transversal, $\mathbf{u}_\tau(y)$ representa o vetor de deslocamentos desconhecidos ao longo do eixo da viga, τ é uma notação de soma e M significa o número de termos nas funções de expansão. A seleção de uma expansão específica caracteriza as capacidades de um modelo estrutural. Várias opções para $F_\tau(x, z)$ são discutidas detalhadamente em [13]. Para a análise atual, as expansões polinomiais de Taylor e Lagrange são consideradas, e seus detalhes são fornecidos nas seções subsequentes.

2.1 Séries de Taylor

Expansões de séries de Taylor (TE) empregam polinômios do tipo Taylor, com termos base da forma $x^m z^n$, onde m e n são inteiros positivos. Em geral, a cinemática baseada em TE pode ser denominada *TE n* , em que n indica a ordem dos polinômios do tipo Taylor. Por exemplo, um modelo TE de segunda ordem (*TE2*) explora uma expansão parabólica dos polinômios do tipo Taylor, e as expansões de expansão correspondentes F_τ são:

$$F_1 = 1, F_2 = x, F_3 = z, F_4 = x^2, F_5 = xz, F_6 = z^2 \quad (2)$$

Então, o campo de deslocamento 3D do modelo TE de segunda ordem pode ser expresso explicitamente:

$$\begin{aligned} u_x(x, y, z) &= u_{x_1} + xu_{x_2} + zu_{x_3} + x^2u_{x_4} + xzu_{x_5} + z^2u_{x_6} \\ u_y(x, y, z) &= u_{y_1} + xu_{y_2} + zu_{y_3} + x^2u_{y_4} + xzu_{y_5} + z^2u_{y_6} \\ u_z(x, y, z) &= u_{z_1} + xu_{z_2} + zu_{z_3} + x^2u_{z_4} + xzu_{z_5} + z^2u_{z_6} \end{aligned} \quad (3)$$

onde $u_{x_1} \dots u_{z_6}$ são variáveis de deslocamento desconhecidas do problema.

2.2 Funções de Lagrange

Outra expansão utiliza o polinômio de Lagrange como funções de expansão F_τ , denominada modelo de Expansão de Lagrange (LE). Dentro destes modelos, a secção transversal pode ser dividida em subdomínios, que estão conectados com Pontos de Lagrange (LPs). Os polinômios de Lagrange são geralmente dados em termos de coordenadas normalizadas, e qualquer geometria transversal arbitrária pode ser descrita com a ajuda da formulação isoparamétrica. O polinômio quadrilátero de Lagrange mais simples é o conjunto de quatro pontos (L4), e as funções correspondentes são:

$$F_\tau = \frac{1}{4}(1 + rr_\tau)(1 + ss_\tau), \tau = 1,2,3,4 \quad (4)$$

onde r e s são as coordenadas normalizadas no sistema de referência natural, e (r_τ, s_τ) são as coordenadas do ponto τ .

Portanto, o deslocamento 3D do modelo LE com polinômios de Lagrange de quatro pontos pode ser dado como:

$$\begin{aligned} u_x(x, y, z) &= F_1 u_{x_1} + F_2 u_{x_2} + F_3 u_{x_3} + F_4 u_{x_4} \\ u_y(x, y, z) &= F_1 u_{y_1} + F_2 u_{y_2} + F_3 u_{y_3} + F_4 u_{y_4} \\ u_z(x, y, z) &= F_1 u_{z_1} + F_2 u_{z_2} + F_3 u_{z_3} + F_4 u_{z_4} \end{aligned} \quad (5)$$

onde $u_{x_1} \dots u_{z_4}$ são variáveis desconhecidas que são deslocamentos físicos translacionais de cada LP. Eq. (5) resulta da interpolação dos deslocamentos derivados nos LPs. Além disso, em aplicações práticas, pode-se selecionar entre polinômios quadráticos de Lagrange incorporando nove pontos (L9) ou LEs cúbicos com dezesseis pontos (L16). Os deslocamentos físicos de translação nos LPs dentro da secção transversal correspondem aos GDLs do modelo. Portanto, polinômios de Lagrange de ordem superior fornecem maior precisão, oferecendo um número mais significativo de GDLs por meio de LPs adicionais.

2.3 Formulação de Elementos Finitos

O FEM é aplicado para resolver vetores de deslocamento axial conforme descrito na Eq. (6). Assim, o campo de deslocamento pode ser reescrito como:

$$\mathbf{u}(x, y, z) = F_\tau(x, z) N_i(y) \mathbf{u}_{\tau i}, i = 1, \dots, N_{NE} \quad (6)$$

onde N_i denota a função de forma associada ao nó da viga i , $\mathbf{u}_{\tau i}$ é o vetor de deslocamento nodal e N_{NE} representa o número de nós dentro de cada elemento de viga. Da mesma forma, a variação virtual do deslocamento pode ser expressa como:

$$\delta \mathbf{u}(x, y, z) = \delta \mathbf{u}_{s_j} F_s(x, z) N_j(y), j = 1, \dots, N_{NE} \quad (7)$$

As informações detalhadas sobre as funções de forma de viga podem ser encontradas em [13]. Os elementos de viga comumente adotados incluem configurações lineares de dois nós (B2), quadráticas de três nós (B3) e cúbicas de quatro nós (B4). Notavelmente, a seleção dos elementos da viga é independente da escolha das funções de expansão, o que representa uma flexibilidade significativa para modelos CUF 1D.

2.4 Abordagem Component-Wise

Devido ao significado físico dos polinômios de Lagrange mencionado anteriormente, a abordagem Component-Wise, uma extensão dos modelos 1D-CUF, foi desenvolvida para representar com precisão estruturas compósitas e híbridas constituídas de diversos materiais [15,21]. Esta abordagem também é eficaz para estruturas de BA, que são feitas de aço e betão. Conforme representado na Fig. 1, a secção transversal dessa estrutura é discretizada em múltiplos elementos de acordo com o material. Aqui, o aço é indicado pelos elementos vermelhos, enquanto o betão é indicado em cinza. Para manter a continuidade dos deslocamentos nas interfaces dos componentes de aço e betão, são atribuídos pontos de Lagrange em seus limites. O comportamento das estruturas BA é então modelado com os LEs sobre os elementos de viga discretizados. Esta abordagem CW permite a consideração independente e

simultânea do material real e das propriedades geométricas de cada componente, levando a uma representação mais precisa do comportamento estrutural.

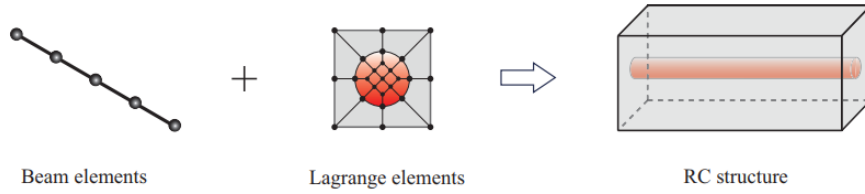


Figura 1. Ilustração do modelo de viga com abordagem CW para simular estruturas.

3. ABORDAGEM CINEMÁTICA DEPENDENTE DO NÓ

De acordo com a secção 2, o campo de deslocamento 3D dos elementos da viga é primeiro aproximado pela expansão da secção transversal $F_\tau(x, z)$ no nó i , que é posteriormente interpolado ao longo da viga eixo usando as funções de forma FE $N_i(y)$. Normalmente, expansões transversais uniformes são aplicadas em todos os nós da viga FE. As teorias clássicas de vigas podem ser realizadas na estrutura CUF projetando uma expansão transversal apropriada. Os mencionados TE e LE avançados podem superar algumas limitações dessas teorias clássicas, particularmente em cenários complexos, mas com um aumento do custo computacional.

Na maioria dos casos, modelos refinados ou de ordem superior são necessários apenas em regiões críticas da estrutura, como zonas com restrições ou carregamentos e zonas com tensões concentradas. Em contraste, os modelos clássicos ou de ordem inferior são suficientes para o resto das regiões não críticas. Esta estratégia pode reduzir custos computacionais mantendo a alta precisão. Para a ligação entre zonas não críticas e zonas críticas, é proposta uma abordagem cinemática dependente do nó para transição. A abordagem NDK foi introduzida pela primeira vez em [18] e desde então encontrou usos generalizados, como [15,22].

3.1 Elemento barra com cinemática dependente do nó

Um exemplo de estrutura de viga é ilustrado na Fig. 2, onde as regiões críticas e não críticas são indicadas em branca e cinza, respectivamente. Na estrutura do NDK, a descrição mecânica da secção transversal $F_\tau(x, z)$ em cada nó não é mais uniforme e está ainda relacionada ao nó i , levando a secções transversais dependentes cinemática do nó $F_\tau^i(x, z)$. Consequentemente, o número de termos na expansão, M , difere em cada nó e é substituído pela notação M^i . Os campos de deslocamento são distribuídos pelas mesmas funções de forma FE para garantir a continuidade do deslocamento em todos os pontos. A representação do deslocamento para elementos de viga NDK adota, portanto, a seguinte forma:

$$\mathbf{u}(x, y, z) = F_\tau^i(x, z)N_i(y)\mathbf{u}_{\tau i}, i = 1, \dots, N_{NE}; \tau = 1, \dots, M^i \quad (8)$$

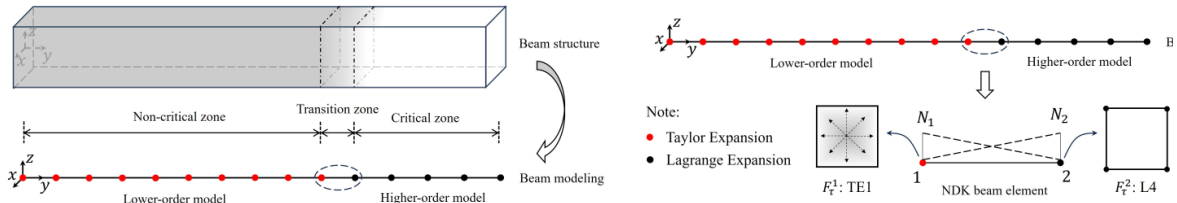
Além disso, o variacional do deslocamento correspondente pode ser escrita como:

$$\delta\mathbf{u}(x, y, z) = \delta\mathbf{u}_{s j}F_s^j(x, z)N_j(y), j = 1, \dots, N_{NE}; s = 1, \dots, M^j \quad (9)$$

A Fig. 2 representa um elemento de viga de dois nós dentro da zona de transição como demonstração. Supondo que o nó esquerdo, marcado a vermelho, adote um TE de primeira ordem, enquanto o nó direito, representado em preto, utiliza um LE linear com quatro nós, o campo de deslocamento da Eq. (10) pode ser expresso como:

$$\mathbf{u}(x, y, z) = N_1(y)[\mathbf{u}_{11} + \mathbf{u}_{21}x + \mathbf{u}_{31}z] + N_2(y)[\mathbf{u}_{12}L_1 + \mathbf{u}_{22}L_2 + \mathbf{u}_{32}L_3 + \mathbf{u}_{42}L_4] \quad (10)$$

onde $L_1 \dots L_4$ são expressões de Lagrange da Eq. (4).



3.2 Sistema Governativo

A o sistema governativo é derivado para problemas estáticos é derivada do princípio dos deslocamentos virtuais que afirma a igualdade do trabalho virtual externo (δL_{ext}) e do trabalho virtual interno (δL_{int}). Para simplificar, eles são expressos como:

$$\delta L_{int} = \int_V \delta \varepsilon^T \sigma dV = \delta \mathbf{u}_{sj}^T \mathbf{K}^{\tau sij} \mathbf{u}_{\tau i} \quad (11)$$

$$\delta L_{ext} = \int_V \delta \mathbf{u}^T \mathbf{F} dV = \delta \mathbf{u}_{sj}^T \int_V N_j F_s^j \mathbf{F} dV = \delta \mathbf{u}_{sj}^T \mathbf{F}_{sj} \quad (12)$$

com

$$\mathbf{K}^{\tau sij} = \int_l \int_{\Omega} [\mathbf{D}^T(N_j(y)F_s^j(x, z))\mathbf{C}\mathbf{D}(F_{\tau}^i(x, z)N_i(y))]d\Omega dl \quad (13)$$

onde $\mathbf{K}^{\tau sij}$ é o núcleo fundamental na forma da matriz de rigidez 3×3 ; l e Ω representam o comprimento do elemento de viga e a área da secção transversal respectivamente; \mathbf{C} é a matriz material da lei de Hooke; \mathbf{D} é o operador de diferenciação de compatibilidade; i, j e τ são índices relacionados à função de forma da viga e à função de expansão da secção transversal, respectivamente. A expressão explícita de $\mathbf{K}^{\tau sij}$ pode ser encontrada em [13]. \mathbf{F} é a carga externa e \mathbf{F}_{sj} é o vetor de carga em 3×1 . Assim, a equação governante pode ser expressa como:

$$\mathbf{K}^{\tau sij} \mathbf{u}_{\tau i} = \mathbf{F}_{sj} \quad (14)$$

4. MODELO MODIFICADO DE MAZARS

Nesta secção, o modelo isotrópico de dano em betão proposto por Mazars [6] é apresentado para capturar o comportamento não linear à compressão e tracção. O modelo é modificado com a técnica de regularização de energia de fratura para aliviar a dependência da malha com base nas leis constitutivas de tração e compressão [23]. Comparado com outros modelos, o modelo de danos modificado de Mazars não considera deformações permanentes. No entanto, é adequado para a análise de danos em estruturas de betão armado submetidas a cargas quase estáticas devido ao papel da armadura de aço na regulação do comportamento plástico de tais estruturas. Para tanto, o critério de plasticidade de Von Mises é aplicado para descrever a plasticidade dos varões de aço.

De acordo com [24], a evolução da rigidez do material isotrópico é diretamente controlada por uma variável de dano escalar d , que varia de 0.0 a 1.0. A formulação do modelo de dano original da Mazars é dada da seguinte forma:

$$\sigma = (1 - d)\mathbf{C}\varepsilon \quad (15)$$

onde σ e ε representam o vetor tensão e deformação.

No modelo de danos de Mazars, o início e a evolução dos danos são governados exclusivamente por deformações positivas nas direções principais. Portanto, a Mazars introduziu uma deformação equivalente, denotada como ε_{eq} , para simular esse comportamento. Esta deformação equivalente é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{eq}(\varepsilon) = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} \quad (16)$$

em que $\langle \circ \rangle$ é o parenteses de Macauley para escolher o valor positivo, e ε_i são as deformações principais.

Posteriormente, a função de iniciação de dano, definida como $f(\varepsilon_{eq}, k) = \varepsilon_{eq} - k(\varepsilon_{eq})$, depende da deformação equivalente e de um limite de dano k . Antes da ocorrência do dano, k é uma constante do material que é igual à deformação de fractura. Após o início do dano, ele é atualizado para o valor atual de ε_{eq} . Se $f(\varepsilon_{eq}, k) = 0$ ocorrer, indica o início do dano, exigindo uma atualização da variável de dano. Esta atualização é governada por uma combinação linear das variáveis de dano por tração e compressão d_t e d_c , e a formulação é expressa como:

$$d = \alpha_t d_t + \alpha_c d_c \quad (17)$$

onde α_t e α_c são fatores de peso para as variáveis de dano por tração e compressão, d_t e compressão d_c , respectivamente. O cálculo explícito de α_t e α_c pode ser encontrado em [23].

Em vez de usar leis originais de propagação de danos para d_t e d_c de [24], este trabalho adota leis modificadas de evolução de danos baseadas em relações tensão-deformação concretas do fib Model Code 2010 [25], que são mais práticos. Além disso, uma técnica de regularização de energia de fratura baseada no modelo de banda de fissura é empregada para regularizar o comportamento de amolecimento e resolver os problemas de dependência da malha.

Para respostas de tração, a lei constitutiva de amolecimento bilinear do MC2010 pode levar a problemas de convergência numérica quando a tensão diminui para zero e o dano sobe para um. Para contornar isso, é empregada uma lei constitutiva clássica com uma curva de atenuação exponencial. A formulação explícita da evolução do dano por tração é derivada e expressa como:

$$d_t = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}}{\varepsilon_{eq}} \exp\left(\frac{\varepsilon_{d0} - \varepsilon_{eq}}{\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{d0}}\right); \quad \varepsilon_{tu} = \frac{G_{ft}}{L_c f_{ctm}}; \quad \frac{G_{fc}}{L_c} = f_{cm} \times \left(\frac{\varepsilon_{cu} + (\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{c1})}{2}\right) \quad (18)$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{(k \times \bar{\varepsilon}_c - \bar{\varepsilon}_c^2) f_{cm}}{(1 + (k - 2) \times \bar{\varepsilon}_c) E_{cm} \check{\varepsilon}_c} & \text{if } \check{\varepsilon}_c \leq \varepsilon_{c1} \\ 1 - \frac{f_{cm}}{E_{cm} \check{\varepsilon}_c} & \text{if } \varepsilon_{c1} < \check{\varepsilon}_c \leq \varepsilon_{c2} \\ 1 + \frac{k_1}{E_{cm}} - \frac{k_2}{E_{cm} \check{\varepsilon}_c} & \text{if } \varepsilon_{c2} < \check{\varepsilon}_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (19)$$

$$\check{\varepsilon}_c = \frac{\varepsilon_{eq}}{\sqrt{2}}; \quad \bar{\varepsilon}_c = \frac{\check{\varepsilon}_c}{\varepsilon_{c1}}; \quad k = \frac{1.05 E_{cm} \varepsilon_{c1}}{f_{cm}}; \quad k_1 = \frac{f_{cm}}{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2})}; \quad k_2 = f_{cm} + k_1 \times \varepsilon_{c2} \quad (20)$$

Uma questão chave na regularização da energia de fratura é determinar o valor correto de l_c para obter resultados numéricos objetivos. É reconhecido que vários fatores, incluindo forma do elemento, ordem dos elementos e tamanho do elemento, podem influenciar o valor comprimento característico. Neste trabalho, foi adotado o método de estimação com base nas direções principais, onde mais detalhes deste método podem ser explorados em [16,20].

5. CASOS DE ESTUDO

5.1 Tirante com entalhe

O primeiro exemplo é um teste de tração direta numa barra BA entalhada, que foi conduzido experimentalmente em [26]. A barra de betão é reforçada com três varões longitudinais igualmente espaçados. Dois entalhes, cada um com 10 mm de profundidade e 12,7 mm de largura, são pré-fabricados no meio para iniciar a primeira fissura. O layout geral e as geometrias da carga são mostrados na Fig. 3. A extremidade esquerda é fixada em todas as direções, enquanto uma pressão controlada por deslocamento é aplicada à extremidade direita. As propriedades do material são adotadas de [15] e listadas na Tab. 1.

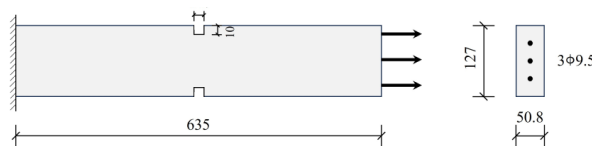


Figura 3. Layout da carga aplicada e geometria do tirante de BA (unidades em mm).

Tabela 1. Propriedades dos Materiais de tirante de BA.

Material	E (GPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{cm} (MPa)	G_{ft} (N/m)	G_{fc} (N/m)	ν	f_y (MPa)
Betão	27.349	3.19	44	144	22150	0.175	-
Aço	191.584	-	-	-	-	0.28	508

A discretização dos elementos da barra é realizada ao longo do eixo longitudinal da estrutura, com a Fig. 4 ilustrando que os pontos pretos representam os nós dos elementos da viga. Mais elementos de viga são atribuídos em torno dos entalhes intermediários, conforme sugerido em [15]. Este refinamento pode ser crítico para capturar com precisão a concentração de tensão e o subsequente início do dano. Discretizações transversais são visualizadas na Fig. 5, onde círculos vermelhos representam o componente de aço dentro da viga. O aço é integrado à matriz de betão por meio de LPs para que a continuidade do deslocamento possa ser satisfeita, o que também é a estratégia da abordagem CW.

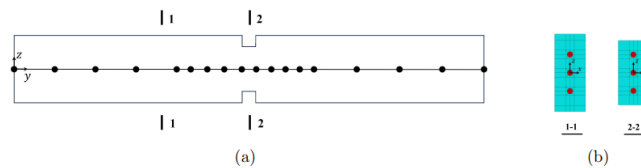


Figura 4. (a) Discretização EF dos elementos viga e (b) discretização da secção transversal para tirante de BA.

Em [15], apenas 5 e 7 elementos quadráticos de viga com elementos quadráticos de Lagrange foram empregados. Embora esses modelos apresentem correlação satisfatória com curvas experimentais de carga-deslocamento, o número limitado de elementos de viga restringiu a previsão da distribuição precisa dos danos. Na análise atual, uma malha mais fina com elementos de viga quadráticos 17 é aplicada, acoplada aos mesmos elementos quadráticos de Lagrange para expansão da secção transversal. O modelo de viga no qual todos os nós são expandidos via LEs é denominado modelo CW refinado, conforme ilustrado na Fig. 5. Este modelo pode melhorar a precisão numérica, mas os GDLs necessários são relativamente altos. Para a investigação da abordagem NDK, dois modelos são apresentados na Fig. 5b Fig. 5c. Notavelmente, ambos os modelos NDK adotam uma discretização de malha idêntica ao modelo CW refinado. A diferença está nas funções de expansão atribuídas a nós de viga específicos, conforme necessário. Por exemplo, TEs são utilizados para os nós dos elementos de viga com ciano na Fig. 5 e b Fig. 5c, e LEs são empregados para os nós restantes. Comparado ao modelo NDK1, o modelo NDK2 tenta aumentar o número de nós de viga usando TEs, reduzindo ainda mais os custos computacionais. Além disso, a influência da ordem TE na análise estrutural também é investigada nesta parte. Todas as informações dos diferentes modelos estão listadas na Tab. 2.

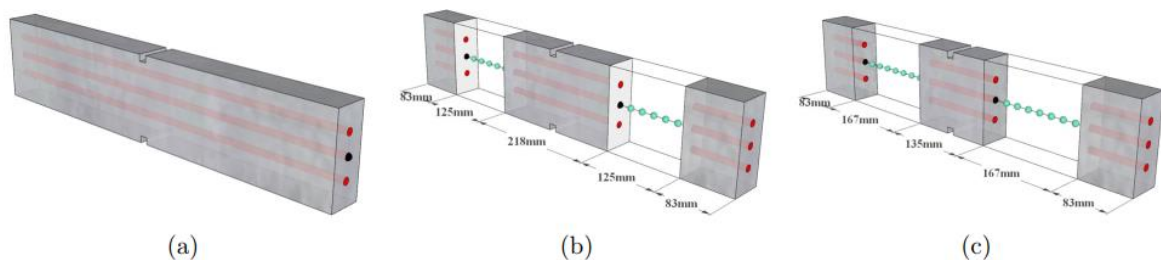


Figura 5. Diferentes modelos adoptados para análise do tirante de BA: (a) modelo CW refinado; (b) modelo NDK1; (c) modelo NDK2.

A figura Fig. 6. apresenta as respostas carga-deflexão da viga BA entalhada de acordo com os modelos acima, juntamente com os resultados experimentais correspondentes para comparação. A curva do Modelo 1 aproxima bem com os dados experimentais, demonstrando que a metodologia CW tem sucesso em abordar este tipo de estrutura composta por 2 materiais. Assim sendo, o Modelo 1 deve ser considerado como um modelo CW refinado cujo desempenho pode ser considerado uma referência para modelos NDK.

Tabela 2. Informações dos modelos adotados no tirante de BA.

Modelo N.	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6	Model 7
Modelo Tipo	Ref	NDK1	NDK1	NDK1	NDK2	NDK2	NDK2
TE Ordem	-	TE1	TE2	TE3	TE1	TE2	TE3
GDLs	43,677	31,257	31,347	31,467	26,289	26,415	26,583

Quando a abordagem NDK é aplicada, conforme ilustrado na Fig. 7, todos os modelos NDK exibem inicialmente um comportamento linear idêntico ao do Modelo 1. Após o início do dano, todos os modelos NDK apresentam uma resposta estrutural consistente. No entanto, as curvas de endurecimento de todos os modelos NDK são marginalmente superiores às observadas nos dados experimentais e simuladas pelo Modelo 1. Esta ligeira discrepância pode ser atribuída aos GDLs reduzidos em algumas áreas da viga. A comparação entre a Fig. 6a e Fig. 6b revela que o modelo NDK2 prevê curvas de endurecimento marginalmente mais inclinadas, sugerindo que a redução nos GDLs tem um ligeiro impacto na resposta estrutural durante o endurecimento.

Para melhor compreender a discrepância descrita anteriormente, a Fig. 7 apresenta a distribuição final dos danos para cada modelo. De acordo com a Fig. 7, para todos os modelos o padrão esperado é observado. O betão entre essas zonas apresenta sinais de descarregamento, indicando que os incrementos de deformação estão localizados em algumas faixas estreitas enquanto o restante sofre descarregamento. Em contraste, a Fig. 7b indica que as áreas que usam TE linear são representadas como totalmente danificadas, o que pode não ser razoável. A aplicação de TEs de segunda e terceira ordem às mesmas áreas resulta numa recorrência das zonas de dano distribuídas, como apresentado nas Fig. 7c e Fig. 7d, mas são mais densos que os da Fig. 7a. Este fenômeno também é observável nas Fig. 7e e Fig. 7b.

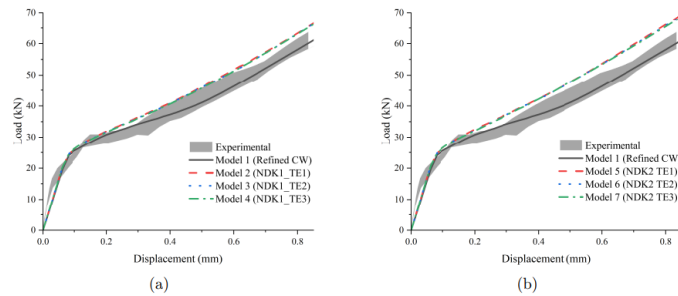


Figura 6. Curvas de carga-deslocamento do teste experimental, modelo CW refinado, (a) modelos NDK1, e (b) modelos NDK2 para o tirante de BA.

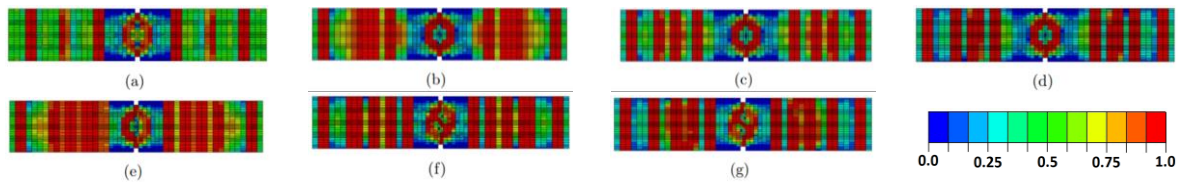


Figura 7. Distribuições finais de danos no tirante de BA: (a) Modelo 1 (CW Refinado); (b) Modelo 2 (NDK1 TE1); (c) Modelo 3 (NDK1 TE2); (d) Modelo 4 (NDK1 TE3); (e) Modelo 5 (NDK2 TE1); (f) Modelo 6 (NDK2 TE2); (g) Modelo 7 (NDK2 TE3).

Portanto, pode-se concluir que os modelos NDK tendem a superestimar os danos quando comparados ao modelo CW refinado, levando ainda a um comportamento estrutural de endurecimento relativamente maior. Os modelos NDK2 amplificam esta superestimação de danos em comparação com os modelos NDK1 devido ao aumento do número de elementos de viga usando TE, o que pode explicar as curvas de endurecimento ligeiramente mais altas observadas na Fig. 6. No entanto, a divergência entre os resultados dos modelos NDK e os dados experimentais ou modelo CW refinado é considerada aceitável dados os benefícios de eficiência computacional. Especificamente, o modelo NDK2 demonstra uma redução aproximada de 40% em GDLs em comparação com o modelo CW refinado, tornando-os preferíveis ao modelo NDK1, que oferece redução de 28,4% de redução em GDLs.

5.2 Viga de betão armado com 4 pontos de carga

Vigas BA submetidas a um teste de flexão de quatro pontos são habitualmente estudadas em campanhas experimentais porque refletem condições de trabalho típicas de vigas BA. Um exemplo de benchmark, conforme relatado em [27], foi simulado usando um modelo de viga de ordem superior baseado em CUF detalhado em [16]. Embora este modelo em [16] produzisse resultados independentes de malha, ainda exigia um número relativamente grande de GDLs. Portanto, este teste analisa o mesmo estudo numérico. O layout da carga e detalhes geométricos estão representados na Fig. 8. A viga de betão é reforçada com estribos a cada 60 mm em todo o comprimento. Na análise numérica, uma carga é imposta através de controle de deslocamentos, com valor máximo de 25mm. As propriedades do material estão listadas na Tab. 3.

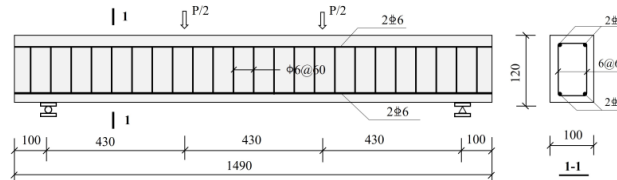


Figura 8. Layout de carga e geometria da viga de BA (unidade mm).

Tendo em conta o carregamento e geometria da estrutura, foi adoptada uma simplificação de simetria a meio vão na Fig. 9. Os nós situados no plano de simetria do meio do vão foram restringidos contra o deslocamento ao longo da coordenada axial. A Fig. 9a ilustra a discretização de elementos de viga, com pontos pretos representando nós de elementos de viga. Deve-se notar que as posições e quantidades dos nós são apenas para ilustração e não para cálculo numérico real. A Fig. 9b apresenta quatro discretizações de secção transversal, com áreas cinza representando as placas elásticas para carregamento e suporte e as regiões vermelhas indicando componentes de aço. Os nós na interface aço-betão são compartilhados para garantir a continuidade do deslocamento entre os componentes de aço e betão.

Para avaliar a eficiência da solução NDK, a Tab. 4 representa seis modelos onde o modelo 1 e o modelo 5 aplicam LEs para todos os nós da viga, e o restante adota a abordagem NDK. O modelo 1 e o modelo 5 são reconhecidos como soluções CW refinadas e foram validados em anteriores estudos [16].

Tabela 3. Propriedades dos materiais da viga de BA.

Material	E (GPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{cm} (MPa)	G_{ft} (N/m)	G_{fc} (N/m)	ν	f_y (MPa)	f_{yu} (MPa)
Betão	31.0	2.8	37	140.0	21000	0.2	-	-
Aço	193	-	-	-	-	0.3	546	691

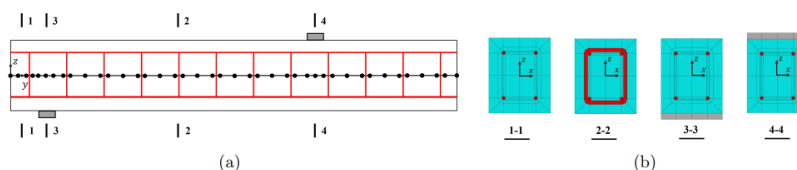


Figura 9. (a) Discretização de EF em elementos viga e (b) discretização da secção transversal para a viga de BA.

Com base no modelo CW refinado, três modelos NDK diferentes são introduzidos na Fig. 10, onde os nós pretos estão associados aos LEs, os nós de cor ciano correspondem a TE1 e os nós vermelhos indicam TE3. Como o meio do vão das vigas BA de flexão é suscetível a danos, o NDK1 emprega LEs no meio do vão e nas zonas de apoio, enquanto o restante usa TE1. Esta estratégia garante a captura detalhada de danos na região crítica do meio do vão, ao mesmo tempo que otimiza os recursos computacionais no resto do domínio. Para efeito de comparação, o NDK2 e o NDK3 aplicam uma abordagem computacionalmente menos pesada, na qual apenas as partes de suporte e carregamento são atribuídas aos LEs e empregam TEs em outros lugares para destacar a importância do vão médio. Deve-se notar que todos os modelos aderem às mesmas discretizações transversais mostradas na Fig. 9b.

Tabela 4. Informações sobre o modelo de viga de BA.

Modelo N.	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
Modelo	Refined CW	NDK1	NDK2	NDK3	Refined CW	NDK1
Elementos Viga	40B2	40B2	40B2	40B2	40B4	40B4
GDLs	55,551	19,263	4,491	4,848	163,743	59,163

A Fig. 11 exibe a resposta carga-deslocamento de vários modelos, incluindo a curva experimental para comparação. Inicialmente, existe uma excelente concordância entre os dados experimentais e as previsões numéricas em todos os modelos durante a fase elástica. A variação entre as cargas numéricas e experimentais em Modo II foi discutida anteriormente em [16]. Após a etapa elástica, os Modelos 3 e 4 passam a divergir do comportamento esperado, não conseguindo simular com precisão a resposta estrutural, principalmente após o cedência do aço. A razão pode ser encontrada na Fig. 12c e Fig. 12d, onde ambos os modelos exibem um dano exagerado em comparação com o Modelo 1. Esta imprecisão resulta da incapacidade do TE de fornecer GDLs suficientes, apesar da redução significativa no cálculo numérico obtido pelos Modelos 3 e 4. Consequentemente, embora as abordagens NDK2 e NDK3 sejam aplicáveis para a faixa elástica, os resultados tendem a ser grosseiras durante a fase the endureciemnto.

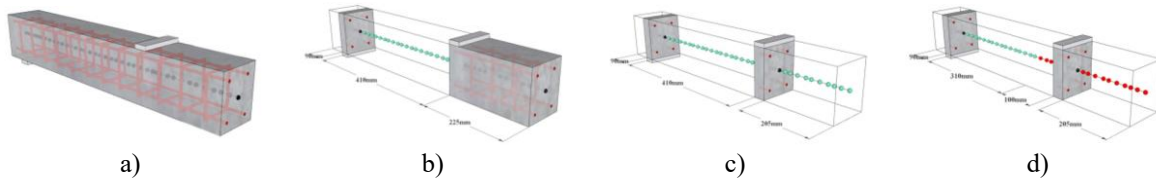


Figura 10. Diferentes modelos adotados para a análise da viga BA: (a) Modelo CW refinado; (b)NDK1; (c)NDK2; (d)NDK3. (Ciano representa TE1 e vermelho representa TE3).

Ao comparar as respostas do Modelo 1 e do Modelo 2, conforme representado na Fig. 11, a curva carga-deslocamento para o modelo NDK1 é marginalmente maior do que a do modelo CW refinado. Essa variação pode ser atribuída à redução dos GDLs causada pela aplicação de TE nas regiões de corte, resultando em numa aumento da zona danificada. Conforme ilustrado na Fig. 12, a distribuição do dano do Modelo 2 na área de corte é semelhante à dos Modelos 3 e 4. No entanto, o dano obtido no meio do vão do Modelo 2 é semelhante ao do Modelo 1. As roturas finais tanto no Modelo 1 como no Modelo 2 devem-se ao esmagamento compressivo do betão no meio do vão, o que está de acordo com a observação experimental. Assim, o Modelo 2 ainda é capaz de refletir com precisão a resposta carga-deslocamento, destacando a maior importância do comportamento estrutural no meio do vão em comparação com as regiões de corte nesta estrutura. Observação semelhante é notada na comparação dos Modelos 5 e 6, reforçando a precisão do modelo NDK1. Além disso, o Modelo 2 exibe uma redução de aproximadamente 65% em GDLs em comparação ao Modelo 1, enquanto o Modelo 6 oferece uma redução semelhante em relação ao Modelo 5. Estas observações ressaltam a vantagem do modelo NDK1 em equilibrar a eficiência computacional com alta precisão na resposta estrutural simulação.

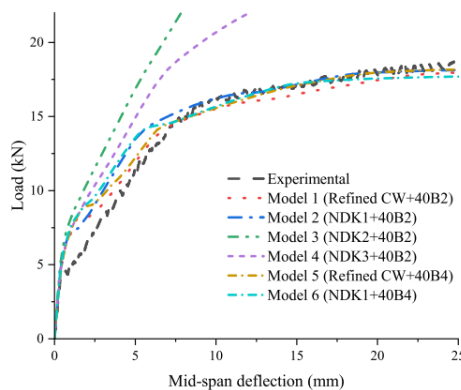


Figura 11. Curvas de carga-deslocamento para a viga de BA.

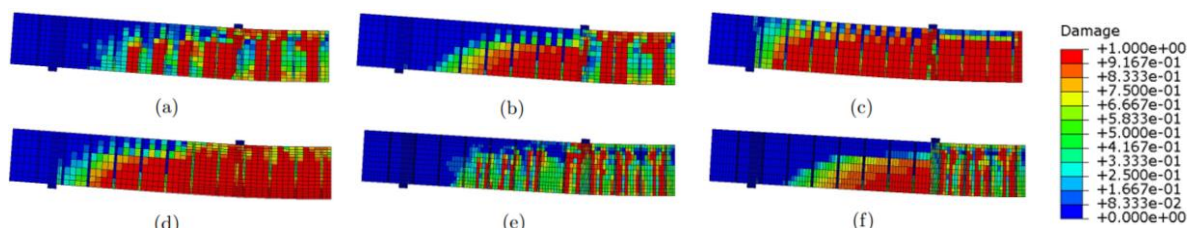


Figura 12. Distribuição final de danos de vigas RC de flexão de quatro pontos de: (a) Modelo 1 (Refinado CW+40B2); (b) Modelo 2 (NDK1+40B2); (c) Modelo 3 (NDK2+40B2); (d) Modelo 4 (NDK3+40B2); (e) Modelo 5 (CW+40B4 refinado); (f) Modelo 6 (NDK1+40B4).

6. CONCLUSÕES

Neste estudo, foi apresentada uma abordagem dependente de nós para análise 3D global-local de danos em estruturas de betão armado, utilizando modelos avançados de vigas baseados em CUF. Esta abordagem permite a aplicação de diferentes modelos cinemáticos em cada nó do elemento de viga. Especificamente, modelos refinados/melhorados podem ser gerados em áreas críticas usando polinómios de Lagrange de maneira CW. Ao mesmo tempo, o refinamento de ordem inferior pode ser empregado para as regiões restantes usando polinómios de Taylor. A transição entre modelos de ordem superior e de ordem inferior, funcionando como elemento de transição, pode ser alcançada através de abordagens FEM padrão sem a necessidade de formulações ad hoc adicionais.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), Portugal, pelo Projeto “Novas Habitações Anti-Fogo para Fogos Florestais PTDC/ECI-CON/2240/2020” (DOI: 10.54499/PTDC/ECI-CON/2240/2020). O autores agradecem o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia através do financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS (DOI: 10.54499/UIDB/04625/2020).

REFERÊNCIAS

- [1] Kadhim, M. M. A., Jawdhari, A. R., Altaee, M. J. and Adheem, A. H. "Finite element modelling and parametric analysis of FRP strengthened RC beams under impact load". *Journal of Building Engineering* 32: 101526 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101526>(2020).
- [2] Ogura, N., Bolander, J. E. and Ichinose, T. "Analysis of bond splitting failure of deformed bars within structural concrete". *Engineering Structures* 30(2): 428-435 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.04.004>(2008).
- [3] Maekawa, K., Okamura, H. and Pimanmas, A. "Non-Linear Mechanics of Reinforced Concrete", CRC Press (2003).
- [4] Earij, A., Alfano, G., Cashell, K. and Zhou, X. "Nonlinear three-dimensional finite-element modelling of reinforced-concrete beams: Computational challenges and experimental validation". *Engineering Failure Analysis* 82: 92-115 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.08.025>(2017).
- [5] Dunne, F. and Petrinic, N. "Introduction to Computational Plasticity". New York, 1, Oxford University Press (2005).
- [6] Mazars, J. "J.. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non lineaire et à la rupture du béton de structure". Paris, Ph.D Thesis, Université Paris 6 (1984).
- [7] Halm, D. and Dragon, A. "A Model of Anisotropic Damage by Mesocrack Growth; Unilateral Effect". *International Journal of Damage Mechanics* 5(4): 384-402 DOI: 10.1177/105678959600500403(1996).

- [8] Casanova, A., Jason, L. and Davenne, L. "Bond slip model for the simulation of reinforced concrete structures". *Engineering Structures* 39: 66-78 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.007>(2012).
- [9] SPACONE, E., FILIPPOU, F. C. and TAUCER, F. F. "FIBRE BEAM-COLUMN MODEL FOR NON-LINEAR ANALYSIS OF R/C FRAMES: PART I. FORMULATION". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 25(7): 711-725 DOI: [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199607\)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9)(1996).
- [10] Neuenhofer, A. and Filippou, F. C. "Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models". *Journal of Structural Engineering* 123(7): 958-966 DOI: [doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:7\(958\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:7(958))(1997).
- [11] Ceresa, P., Petrini, L. and Pinho, R. "Flexure-Shear Fiber Beam-Column Elements for Modeling Frame Structures Under Seismic Loading — State of the Art". *Journal of Earthquake Engineering* 11(sup1): 46-88 DOI: [10.1080/13632460701280237](https://doi.org/10.1080/13632460701280237)(2007).
- [12] Ceresa, P., Petrini, L., Pinho, R. and Sousa, R. "A fibre flexure-shear model for seismic analysis of RC-framed structures". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 38(5): 565-586 DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.894>(2009).
- [13] Carrera, E., Cinefra, M., Petrolo, M. and Zappino, E. "Finite Element Analysis of Structures through Unified Formulation". United Kingdom, Wiley (2014).
- [14] Carrera, E., Augello, R., Pagani, A. and Xu, X. "Component-wise approach to reinforced concrete structures". *Mechanics of Advanced Materials and Structures* 29(25): 3871-3888 DOI: [10.1080/15376494.2021.1912442](https://doi.org/10.1080/15376494.2021.1912442)(2022).
- [15] Nagaraj, M. and Maiaru, M. "Progressive damage analysis of steel-reinforced concrete beams using higher-order 1D finite elements". *International Journal for Multiscale Computational Engineering* 21 DOI: [10.1615/IntJMultCompEng.2022045649](https://doi.org/10.1615/IntJMultCompEng.2022045649)(2022).
- [16] Shen, J., Arruda, M. R. T., Pagani, A. and Carrera, E. "A regularized higher-order beam elements for damage analysis of reinforced concrete beams". *Mechanics of Advanced Materials and Structures*: 1-13 DOI: [10.1080/15376494.2023.2245825](https://doi.org/10.1080/15376494.2023.2245825)(2023).
- [17] Carrera, E., Zappino, E. and Li, G. "Finite element models with node-dependent kinematics for the analysis of composite beam structures". *Composites Part B: Engineering* 132: 35-48 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.08.008>(2018).
- [18] Carrera, E. and Zappino, E. "One-dimensional finite element formulation with node-dependent kinematics". *Computers & Structures* 192: 114-125 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2017.07.008>(2017).
- [19] Carrera, E., Fiordilino, G. A., Nagaraj, M., Pagani, A. and Montemurro, M. "A global/local approach based on CUF for the accurate and efficient analysis of metallic and composite structures". *Engineering Structures* 188: 188-201 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.016>(2019).
- [20] Shen, J., Tiago Arruda, M. R. and Pagani, A. "A consistent crack bandwidth for higher-order beam theories: Application to concrete". *International Journal of Damage Mechanics* 33(4): 269-292 DOI: [10.1177/10567895231215557](https://doi.org/10.1177/10567895231215557)(2024).
- [21] Carrera, E., Kaleel, I. and Petrolo, M. "Elastoplastic analysis of compact and thin walled structures using classical and refined beam finite element models". *Mechanics of Advanced Materials and Structures* DOI: [10.1080/15376494.2017.1378780](https://doi.org/10.1080/15376494.2017.1378780)(2017).
- [22] Scano, D., Carrera, E. and Petrolo, M. "Use of the 3D Equilibrium Equations in the Free-Edge Analyses for Laminated Structures with the Variable Kinematics Approach". *Aerotecnica Missili & Spazio* 103(2): 179-195 DOI: [10.1007/s42496-023-00177-2](https://doi.org/10.1007/s42496-023-00177-2)(2024).
- [23] Arruda, M. R. T., Pacheco, J., Castro, L. M. S. and Julio, E. "A modified Mazars damage model with energy regularization". *Engineering Fracture Mechanics* 259: 108129 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2021.108129>(2021).
- [24] Mazars, J. and Pijaudier-Cabot, G. "Continuum damage theory - application to concrete". *Journal of Engineering Mechanics ASCE* 115: 345-365 (1989).
- [25] FIB. "The fib Model Code 2010 for Concrete Structures, Model Code. International Federation for Structural Concrete", Switzerland, Lausanne, FIB (2010).

- [26] Ouyang, C., Wollrab, E., Kulkarni, S. M. and Shah, S. P. "*Prediction of Cracking Response of Reinforced Concrete Tensile Members*". *Journal of Structural Engineering* 123(1): 70-78 DOI: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:1(70)(1997).
- [27] Firmo, J. P., Arruda, M. R. T., Correia, J. R. and Rosa, I. C. "*Three-dimensional finite element modelling of the fire behaviour of insulated RC beams strengthened with EBR and NSM CFRP strips*". *Composite Structures* 183: 124-136 DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.01.082>(2018).

Avaliação eficiente da segurança estrutural de pontes ferroviárias de betão com base na simulação de subconjuntos

G. Ferreira ¹ P.A. Montenegro ² A.A. Henriques ³ R. Calçada ⁴

RESUMO

É impossível caracterizar ao certo as estruturas de Engenharia Civil. A natureza dos materiais, das ações e do processo construtivo fazem com que existam incertezas mecânicas e geométricas. Averiguar a relação entre ações e capacidade resistente é, por isso, tão mais desafiante quanto a estocasticidade dos parâmetros. No caso das pontes ferroviárias para alta velocidade, um estado limite pode ser definido através da fixação de valores máximos da aceleração no tabuleiro ou de razões de forças de contacto roda-carril, considerando-se seguros os cenários cuja probabilidade de falha seja inferior a 10^{-4} . Contudo, a avaliação da fiabilidade perante tal alvo torna-se impraticavelmente onerosa dadas as não-linearidades presentes no sistema. De forma a mitigar este problema, a presente comunicação retrata uma aplicação prática de simulação de subconjuntos. É apresentado um estudo paramétrico das variáveis aleatórias que descrevem a massa e a rigidez do betão, assim como da via, sendo estudada a velocidade crítica numa ponte de 12 m de vão. Esta abordagem, que constitui uma alternativa ao método de Monte Carlo, permite reduzir em 3 ordens de grandeza o esforço computacional necessário para obter resultados com a mesma fiabilidade.

Palavras-chave: Pontes ferroviárias; alta velocidade; fiabilidade; segurança; simulação de subconjuntos

1. INTRODUÇÃO

Existem na Europa mais de 200.000 pontes ferroviárias, sendo cerca de 37% destas constituídas por betão ou soluções compostas aço-betão [1]. Apesar de nem todas integrarem linhas de alta velocidade, os efeitos dinâmicos produzidos pela passagem repetida de cargas são consideráveis, podendo comprometer o comportamento à fadiga dos materiais. Por outro lado, os comboios são, por si mesmos, estruturas (ainda que móveis) que interagem com as pontes que atravessam, que podem induzir instabilidade em elementos estruturais ou sofrer perda de contacto.

De forma a limitar estes efeitos, encontram-se no Anexo A2 do Eurocódigo 0 [2] limites à aceleração vertical dos tabuleiros. No caso das pontes balastradas, o limite de 3.5 m/s^2 resulta de testes encomendados pelo *European Rail Research Institute* [3] que verificam experimentalmente a ocorrência de instabilidade da via para acelerações de 7 m/s^2 . O valor normativo é, por isso, resultado da aplicação de um coeficiente de segurança de 2.0, aparentemente arbitrário. A ausência de informação numérica ou experimental é notada por autores de testes posteriores [4], que sugerem a adoção de limites congruentes com um coeficiente de segurança de 1.3. Recentemente, uma nota técnica publicada pela Agência Ferroviária da União Europeia [5] refere a revisão dos limites de aceleração como um dos

¹ CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. gferreira@fe.up.pt

² CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. paires@fe.up.pt

³ CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. aarh@fe.up.pt

⁴ CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. ruiabc@fe.up.pt

tópicos de investigação necessários para fechar os pontos abertos das Especificações Técnicas de Interoperabilidade.

Considerando a manutenção do limite físico de 7 m/s², nesta comunicação apresenta-se uma abordagem para definir um novo coeficiente de segurança com base em estudos numéricos. Este coeficiente depende de cenários de dimensionamento (que são descritos após um estudo de sensibilidade das variáveis aleatórias do sistema ponte-via-comboio) e da determinação de uma velocidade crítica. Estando esta associada ao cálculo de probabilidades de falha muito baixas (10⁻⁴), propõe-se um algoritmo com base na simulação de subconjuntos, que torna viável um cálculo de outra forma impossivelmente oneroso.

2. METODOLOGIA

2.1 Coeficiente de segurança

2.1.1 Definição do coeficiente

Define-se para o presente estudo o coeficiente de segurança da capacidade resistente γ_{bt} como a razão entre o limite de aceleração comprovado experimentalmente a_{Rk} (de 7 m/s²) e o valor da aceleração de dimensionamento a_{Ed} :

$$\gamma_{bt} = \frac{a_{Rk}}{a_{Ed}} = \frac{7}{a_{Ed}} \quad (1)$$

a_{Ed} é o valor obtido com a velocidade crítica v_{crit} considerando dois cenários de dimensionamento determinísticos, apresentados na secção seguinte. A velocidade crítica é a velocidade mínima com que um modelo de carga tem a probabilidade de causar uma aceleração no tabuleiro a tal que a probabilidade de ultrapassar o limite a_{Rk} seja:

$$p_f = P(a \geq a_{Rk}) \geq 10^{-4} \quad (2)$$

Esta probabilidade de falha corresponde a um alvo de fiabilidade do *Joint Committee for Structural Safety* [6], considerando as possíveis consequências e custo da perda de instabilidade da camada de balastro. Quer os cenários de dimensionamento, quer a velocidade crítica, são calculados para a envolvente da resposta causada pelos 10 comboios universais do *High-Speed Load Model* (HSLM) presente na Parte 2 do Eurocódigo 1 [7]. Assim, entende-se a velocidade crítica como o menor valor do conjunto formado pelas velocidades críticas $v_{crit,i}$ de cada conjunto de cargas do HSLM:

$$v_{crit} = \min\left(\{v_{crit,HSLM}\}_{HSLM=1}^{10}\right) \quad (3)$$

2.1.2 Cenários de dimensionamento

Os cenários de dimensionamento são conjuntos de valores determinísticos para calcular a resposta das pontes ferroviárias. Neste contexto, são definidos de acordo com as disposições da Parte 2 do Eurocódigo 1 [7], onde se refere que deve ser feita uma estimativa inferior da rigidez e amortecimento e duas estimativas (inferior e superior) da massa. Dependendo do grau de complexidade do modelo de cálculo que se emprega, massa, rigidez e amortecimento podem estar relacionados com diferentes variáveis aleatórias, pelo que se apresenta neste estudo um estudo paramétrico. Dado que no Eurocódigo não se define o que se entende por estimativas inferiores e superiores, adota-se para o presente trabalho, no caso das variáveis normalmente distribuídas $N(\mu, \sigma^2)$, o valor de $\mu \pm 1.64\sigma$ (correspondendo aos quantis 5% e 95%) e no caso das variáveis uniformes, os respetivos mínimos e máximos. A resposta para cada cenário é obtida sob a forma de envolvente dos 10 comboios do HSLM.

2.2 Velocidade crítica

2.2.1 Simulação de subconjuntos

A simulação através do método de Monte Carlo, apesar de ser uma abordagem de elevada fiabilidade, é tão mais onerosa computacionalmente quanto menor a probabilidade de falha alvo. Com efeito, para o alvo adotado de 10⁻⁴, o tamanho da amostra, dado por [8], seria:

$$\frac{1}{p_f} \leq N \leq \frac{1}{p_f} \Leftrightarrow 10.000 \leq N \leq 100.000 \quad (4)$$

Este número não é impraticável para análises de cargas móveis, mas multiplica-se perante a quantidade de velocidades possivelmente críticas e modelos de carga a considerar. Para mitigar este custo, utiliza-se neste estudo a simulação de subconjuntos [9]. Nesta abordagem, baseada na probabilidade condicional, a probabilidade de falha é dada por:

$$p_f = P(F_i) \prod_{i=1}^{m-1} P(F_{i+1}|F_i) \quad (5)$$

em que F_i são m eventos de falha intermédios tais que $F_1 \supset F_2 \dots \supset F_m$, que aproximam sucessivamente a falha. Para o primeiro nível, $P(F_1)$ é estimada através de uma simulação de Monte Carlo direta (com N praticável). Os resultados são ordenados e obtém-se um valor limite y^* , conforme a probabilidade intermédia p_0 que tiver sido definida. Os elementos com resultados acima de y^* servem de gerador para a amostra do nível seguinte, obtido com o algoritmo de Metropolis modificado (detalhado em [10]), garantindo que os novos elementos se encontram dentro de F_1 . Este processo repete-se para atingir F_2 e sucessivamente até F_m . Assim, com uma probabilidade intermédia de 0.1, são necessários 4 eventos de falha para calcular uma probabilidade de falha de 10^{-4} ($0.1 \times 0.1 \times 0.1 \times 0.1$). Com uma amostra de tamanho 100, esta probabilidade pode ser calculada com um total de 400 (4×100) elementos.

2.2.2 Determinação da velocidade crítica

Apesar do considerável ganho computacional obtido com a simulação de subconjuntos, é necessário saber em que velocidade calcular a probabilidade de falha. A sensibilidade à velocidade não é compatível com um cálculo, por exemplo, de 10 em 10 km/h. Por outro lado, mesmo com esta abordagem, não seria prático calcular probabilidades de 1 em 1 km/h para todos os valores de um intervalo de velocidades. Assim, propõe-se um algoritmo eficiente (representado esquematicamente na Fig. 1) para aproximar iterativamente a velocidade crítica, poupando recursos quando estes não são necessários. Para tal, inicia-se o ciclo com incrementos de 20 em 20 km/h, que são reduzidos quando se encontra uma velocidade com $p_f \geq 10^{-4}$. Adicionalmente, no caso de uma dada velocidade ter $y^* < 3$ (ou seja, no primeiro nível não atingir um valor considerado indicativo de forte possibilidade de atingir $p_f \geq 10^{-4}$), esta é descartada logo no primeiro nível do subconjunto. No diagrama, “F” sinaliza a entrada num ciclo de velocidades de 1 em 1 km/h e “D” é ativado se houver pelo menos uma velocidade descartada. O ciclo em que a velocidade é reduzida por 1 km/h serve o propósito de verificar se uma velocidade descartada é candidata a velocidade crítica.

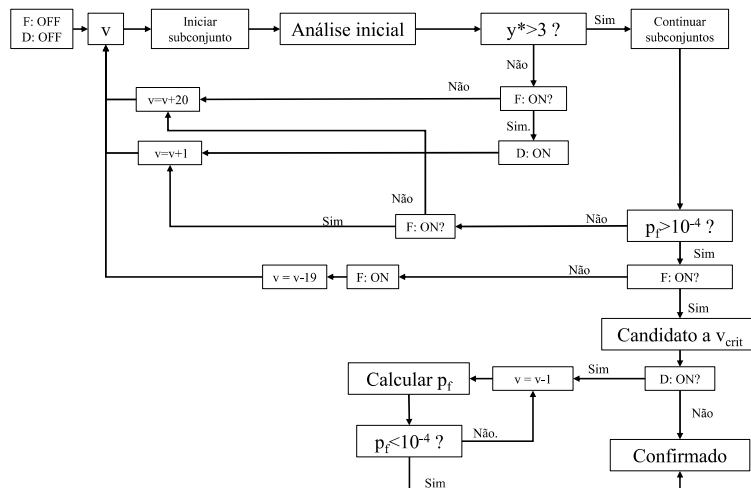


Figura 1. Algoritmo para calcular uma velocidade crítica.

Apresenta-se na Fig. 2 um exemplo dos resultados obtidos durante a aplicação do algoritmo, em que “j” designa o nível da simulação. Nas simulações 1 a 7 (140 a 260 km/h), y^* não ultrapassa o limite definido, pelo que não é concluído nenhum nível superior a 1. Na simulação 8, y^* ultrapassa o limite e é calculada uma $p_f=0.02$. Assim, inicia-se o ciclo de 1 em 1 km/h, com a simulação 9, a qual não ultrapassa o critério de y^* . O mesmo acontece com as simulações 10 e 11. A simulação 12 (264 km/h) dá $p_f=5.1 \times 10^{-4}$, originando um candidato a v_{crit} . Uma vez que as velocidades imediatamente anteriores tinham sido

descartadas, calcula-se a simulação 13 (263 km/h) que resulta em $p_f=1.2 \times 10^{-4}$, tornando-se no novo candidato. A simulação 14 (262), com $p_f=4 \times 10^{-5}$, confirma que o candidato 263 km/h é, efetivamente, V_{crit} .

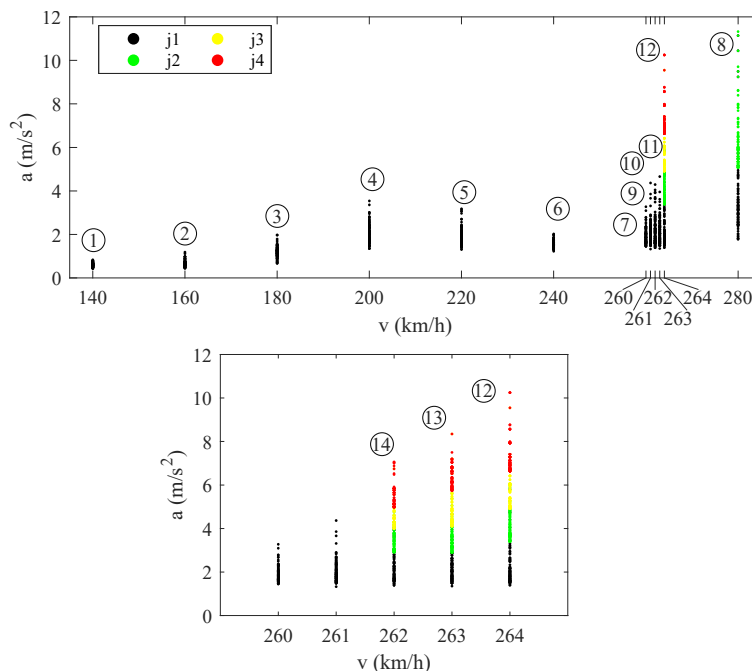


Figura 2. Exemplo de aplicação do algoritmo proposto.

2.2.3 Otimização do cálculo

Pelo disposto na secção anterior, compreende-se que a viabilidade do algoritmo se encontra condicionada pela fixação dos parâmetros y^* , N e p_0 . Diferentes valores podem causar gasto desnecessário de tempo com candidatos a v_{crit} que acabam por originar $p_f \approx 0$, entradas a mais no ciclo $v=v-1$ ou dispersão insuficiente dos resultados. É por isso feito um estudo de sensibilidade por forma a fixar estes parâmetros, em que compara o tempo necessário para chegar de $v=140$ até v_{crit} e a quantidade total de modelos de elementos finitos que é necessário simular n_{FEM} .

2.3 Caso de estudo

Utiliza-se como caso de estudo o modelo de um tramo de 12 m simplesmente apoiado da ponte ferroviária de Canelas ([11], [12]), que integra a Linha do Norte. O tabuleiro tem uma secção transversal de $4.5 \times 0.7 m^2$ e vigas embebidas de perfil HEB 500. A via é balastrada, com carris UIC60, e os apoios constituídos por camadas de neoprene. Para além de grandezas determinísticas (como cargas permanentes e dimensões das travessas), as propriedades mecânicas e geométricas do modelo são controladas pelas variáveis aleatórias apresentadas no Quadro 1. O modelo de elementos finitos, representado esquematicamente na Fig. 3, é desenvolvido no *software* comercial ANSYS® [13] (com elementos mola-amortecedor, de massa e de viga), e a análise dinâmica é feita com sobreposição de cargas isoladas [14]. Considera-se um intervalo de velocidades entre os 140 e os 420 km/h .

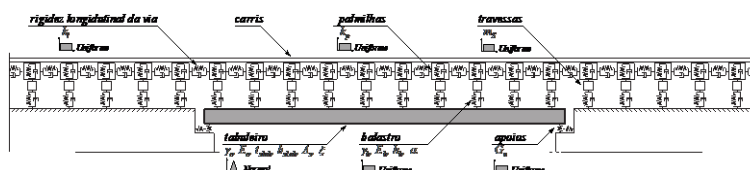


Figura 3. Diagrama representativo do modelo de elementos finitos e relação com as variáveis aleatórias.

Quadro 1. Variáveis aleatórias do modelo da ponte (adaptado de [15]).

<i>Variáveis da estrutura (normais)</i>	<i>Média</i>	<i>Desvio-padrão</i>
Peso volúmico do betão (γ_C)	2.5 t/m ³	0.1 t/m ³
Módulo de elasticidade do betão (E_C)	36.1 GPa	2.888 GPa
Espessura da laje (t_{slab})	0.7 m	0.001 m
Largura da laje (b_{slab})	4.475 m	0.005 m
Área dos perfis metálicos (A_S)	0.01975 m ²	0.00079 m ²
Amortecimento estrutural (ζ)	2 %	0.3 %
<i>Variáveis da via (uniformes)</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Máximo</i>
Densidade do balastro (γ_b)	1.5 t/m ³	2.1 t/m ³
Módulo de elasticidade do balastro (E_b)	80 MPa	160 MPa
Altura da camada de balastro (h_b)	300 mm	600 mm
Ângulo de distribuição das cargas (α)	15°	35°
Massa das travessas (m_s)	220 kg	325 kg
Rigidez das palmilhas (k_p)	100 kN/mm	600 kN/mm
Rigidez longitudinal da via (k_l)	1×10 ⁴ kN/m/m	3×10 ⁴ kN/m/m
<i>Variáveis dos apoios (uniformes)</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Máximo</i>
Módulo de torção do neoprene dos apoios (G_n)	0.75 MPa	1.20 MPa

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Definição dos cenários de dimensionamento

Para o estudo paramétrico da influência de cada variável aleatória, realizaram-se análises dinâmicas determinísticas, para todas as velocidades e com o HSLM-A, com as variáveis nos valores médios, obtendo-se um vetor de respostas X . Posteriormente, definindo sucessivamente cada variável no limite inferior ou superior ($\mu \pm 1.64\sigma$ no caso das distribuições normais), obtêm-se uma resposta Y . A influência é avaliada pela variância do módulo da diferença entre as respostas, dada por:

$$\text{Var}(|X - Y|) = \frac{\sum_{i=1}^n (|X_i - Y_i| - E(|X - Y|))^2}{n-1} \quad (6)$$

Os resultados apresentados no Quadro 2 mostram uma grande influência das variáveis que controlam a massa (pesos volúnicos e espessuras da laje e camada do balastro) e da rigidez do betão, assim como do amortecimento estrutural e da rigidez dos apoios.

Quadro 2. Estudo paramétrico da influência relativa de cada variável aleatória.

<i>Variável</i>	<i>Variância</i>	
	<i>Envolvente resultante do limite inferior</i>	<i>Envolvente resultante do limite superior</i>
γ_C	1.06	1.08
E_C	2.63	1.46
t_{slab}	1.56	1.43
b_{slab}	0.06	0.06
A_S	0.06	0.06
ζ	2.29	1.13
γ_b	1.04	1.21
E_b	0.02	0.02
h_b	0.66	1.56
α	0.02	0.02
m_s	0.01	0.12
k_p	0.03	0.02
k_l	0.20	0.03
G_n	1.29	0.53

Perante esta análise, definem-se os cenários de dimensionamento S1 e S2, descritos no Quadro 3. Tal como definido no Eurocódigo, as variáveis relacionadas com massa configuram duas estimativas (superior e inferior) e as variáveis de rigidez e amortecimento, uma estimativa inferior.

Quadro 3. Definição dos cenários de dimensionamento.

Cenário	E_C, ξ	γ_C, t_{slab}	γ_b, h_b	G_n
S1	$\mu-1.64\sigma$	$\mu-1.64\sigma$	Min.	Min.
S2	$\mu-1.64\sigma$	$\mu+1.64\sigma$	Max.	Min.

3.2 Otimização do cálculo

A análise de sensibilidade aos parâmetros da simulação de subconjuntos foi feita com o conjunto de cargas HSLM-A3. Fixando $N=100$ e $p_0=0.1$, avaliou-se a influência do limite no primeiro nível y^* , parâmetro que controla se uma velocidade é descartada no algoritmo. Conforme se lê no Quadro 4, os valores 3 e 3.5 m/s² correspondem aos menores gastos computacionais. Contudo, o elevado valor em 3.5 levou a que o algoritmo ultrapassasse indevidamente uma velocidade $v=264$ km/h que daria p_f válida. Já os valores mais baixos, conforme esperado, previnem o descartar indevido de candidatos, levando por outro lado a um gasto de tempo maior em candidatos longe do final. Adota-se por isso o valor $y^*=3$ m/s² como ótimo.

Quadro 4. Variação do limite no primeiro nível y^* (HSLM-A3, $p_0 = 0.1$, $N=100$).

y^*	2 m/s ²	2.5 m/s ²	3 m/s ²	3.5 m/s ²
Tempo (h)	3:34	2:58	1:48	1:37
n_{FEM}	4200	3400	2200	2100
v_{crit}	266	264	263	267

Quanto à probabilidade condicional intermédia p_0 , o valor de base 0.1 corresponde ao menor tempo e número de modelos simulados. Ao considerar $p_0=0.2$, o efeito foi semelhante ao de ter um y^* elevado, ou seja, dada a probabilidade intermédia, o corte na lista ordenada de elementos é feito mais abaixo, pelo que mais dificilmente se atinge y^* , fazendo com que perca mais tempo no ciclo $v=v-1$. Já o valor mais baixo, 0.05, só seria útil para o cálculo de p_f ainda mais reduzidas que 10^{-4} .

Quadro 5. Variação da probabilidade condicional intermédia p_0 (HSLM-A3, $y^* = 3$, $N=100$).

p_0	0.05	0.1	0.2
Tempo (h)	2:49	1:48	2:37
n_{FEM}	2700	2200	3700
v_{crit}	264	263	265

No que concerne ao tamanho da amostra N , conforme esperado, valores mais elevados que 100 demoram mais tempo a ser calculados. Já $N=50$, apresenta um ganho considerável de tempo. Contudo, com este valor e $p_0=0.1$, cada nível fornece apenas 5 elementos para gerar a amostra do nível seguinte, aumentando o número de estados-candidatos falhados no algoritmo de Metropolis modificado, o que introduz ineficácia ao escalar o método, uma vez que reduz artificialmente a dispersão dos resultados.

Quadro 6. Variação do tamanho da amostra N (HSLM-A3, $y^* = 3$, $p_0 = 0.1$).

N	50	100	150	200
Tempo (h)	1:01	1:48	3:26	2:52
n_{FEM}	1050	2200	6200	4000
v_{crit}	263	263	267	265

Dado que os resultados das várias aplicações do algoritmo conduzem a v_{crit} próximos, adotam-se os valores finais $y^*=3$ m/s², $p_0=0.1$ e $N=100$.

3.3 Cálculo da velocidade crítica e coeficiente de segurança

Com os parâmetros da simulação de subconjuntos fixados, o algoritmo foi aplicado com os 10 comboios universais do HSLM. Os resultados das $v_{crit,i}$ encontram-se listados no Quadro 7. O menor dos valores é o do HSLM-A3, pelo que se determina a velocidade crítica do presente caso de estudo como 263 km/h.

Quadro 7. Velocidades críticas para cada HSLM.

HSLM	$v_{crit,i}$
A1	414 km/h
A2	361 km/h
A3	263 km/h
A4	274 km/h
A5	284 km/h
A6	293 km/h
A7	298 km/h
A8	314 km/h
A9	316 km/h
A10	325 km/h

Foram ainda calculadas as acelerações de dimensionamento conforme os cenários S1 e S2, ilustrados na Fig. 4. Assim, a_{Ed} é dada pela aceleração de dimensionamento para a velocidade crítica de 263 km/h, ou seja, 5.07 m/s^2 .

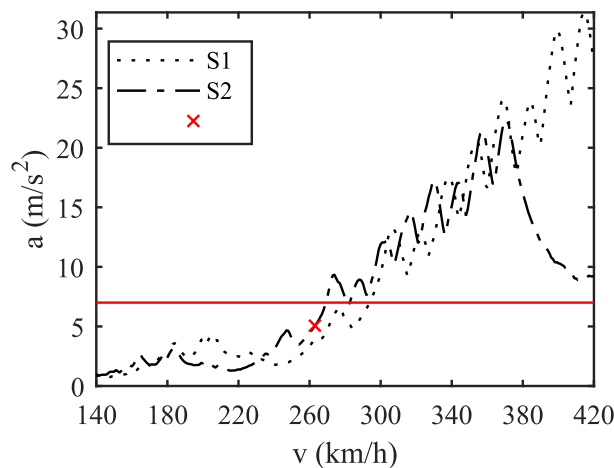


Figura 4. Aceleração de dimensionamento.

O coeficiente de segurança resultante para o caso de estudo é de:

$$\gamma_{bt} = \frac{a_{Rk}}{a_{Ed}} = \frac{7}{5.07} = 1.38 \quad (7)$$

4. CONCLUSÕES

A aplicação da simulação de subconjuntos permitiu uma avaliação da segurança eficiente em que se determinam probabilidades de falha muito baixas utilizando apenas 400 elementos por amostra (em vez dos 100.000 que estariam associados a uma simulação de Monte Carlo). Considerando o carácter iterativo do algoritmo proposto, uma velocidade crítica pode ser determinada com um total de cerca de 2200 modelos, sendo que o mesmo exemplo da Fig. 2 com simulações de Monte Carlo necessitaria de mais de 1 milhão de modelos. Desta maneira, foi possível avaliar numericamente a relação entre um limite físico de aceleração e o máximo aceitável em dimensionamento. No futuro, a replicação deste método

em mais casos de estudo, pode permitir a recomendação de reduzir o atual coeficiente de segurança, ou seja, aumentando o valor limite do Eurocódigo face aos atuais 3.5 m/s^2 .

AGRADECIMENTOS

Este trabalho teve o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e a Tecnologia através da Bolsa de Doutoramento PD/BD/143007/2018. Os autores agradecem ainda o apoio financeiro do projeto “InBridge4EU - Enchanted Interfaces and train categories for dynamic compatibility assessment of European railway bridges” financiado por fundos Europeus através do Horizon Europe (Europe’s Rail Joint Undertaking) e do Financiamento Base – UIDB/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

REFERÊNCIAS

- [1] B. Paulsson, J. Olofsson, H. Hedlund, B. Bell, B. Täljsten, and L. Elfgren, ‘Sustainable Bridges – Results from a European Integrated Research Project’, in *Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas*, 2010, pp. 314–315. doi: 10.2749/222137810796024727.
- [2] CEN, ‘Eurocode 0 - Basis of Structural Design - Annex A2: Applications for bridges (normative)’, Comité European de Normalisation (CEN);, Brussels, 2005.
- [3] ERRI D 214/RP 8, ‘Rail bridges for speeds > 200 km/h: Confirmation of values against experimental data’, European Rail Research Institute, Utrecht, 1999.
- [4] M. Zacher and M. Baeßler, ‘Dynamic behaviour of ballast on railway bridges’, in *Dynamics of High-Speed Railway Bridges. Selected and Revised Papers from the Advanced Course on ‘Dynamics of High-Speed Railway Bridges’*, Porto, Portugal, 20–23 September 2005, CRC Press, 2008, pp. 125–142.
- [5] European Union Agency for Railways (ERA), ‘ERA1193-TD-01-2022 - ERA technical note on work needed for closing TSI open points on bridge dynamics’, Valenciennes, 2022. Accessed: Jan. 22, 2024. [Online]. Available: <https://rail-research.europa.eu:443/about-europes-rail/europes-rail-reference-documents/additional-technical-material/>
- [6] JCSS, ‘Probabilistic Model Code’. Joint Committee on Structural Safety, 2001.
- [7] CEN, ‘Eurocode 1 - part 2: Actions on structures - traffic load on Bridges’, Comité European de Normalisation (CEN);, Brussels, 2003.
- [8] P. Bjerager, ‘Methods for Structural Reliability Computations’, in *Reliability Problems: General Principles and Applications in Mechanics of Solids and Structures*, F. Casciati and J. B. Roberts, Eds., in International Centre for Mechanical Sciences. , Vienna: Springer, 1991, pp. 89–135. doi: 10.1007/978-3-7091-2616-5_3.
- [9] S.-K. Au and J. L. Beck, ‘Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation’, *Probabilistic Engineering Mechanics*, vol. 16, no. 4, pp. 263–277, Oct. 2001, doi: 10.1016/S0266-8920(01)00019-4.
- [10] K. M. Zuev, ‘Subset Simulation Method for Rare Event Estimation: An Introduction’, in *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, M. Beer, I. A. Kougioumtzoglou, E. Patelli, and I. S.-K. Au, Eds., Berlin, Heidelberg: Springer, 2013, pp. 1–25. doi: 10.1007/978-3-642-36197-5_165-1.
- [11] J. M. Rocha, A. A. Henriques, and R. Calçada, ‘Probabilistic assessment of the train running safety on a short-span high-speed railway bridge’, *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 12, no. 1, pp. 78–92, Jan. 2016, doi: 10.1080/15732479.2014.995106.

- [12] C. Bonifácio, D. Ribeiro, R. Calçada, and R. Delgado, ‘Calibration and validation of the numerical model of a short-span railway bridge based on dynamic tests’, in *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics*, Porto, Portugal, 2014.
- [13] ANSYS®, *Release 19.2*. Canonsburg, Pennsylvania: ANSYS Inc., 2018.
- [14] G. Ferreira, P. Montenegro, J. R. Pinto, A. A. Henriques, and R. Calçada, ‘A discussion about the limitations of the Eurocode’s high-speed load model for railway bridges’, *Railway Engineering Science*, vol. 32, no. 2, pp. 211–228, 2024, doi: 10.1007/s40534-023-00321-5.
- [15] J. Rocha, ‘Probabilistic methodologies for the safety assessment of short span railway bridges for high-speed traffic’, Doctoral Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015. [Online]. Available: <https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/83809>

O design para a desmontagem e adaptabilidade como suporte à construção modular sustentável e circular em betão

M.F. Pedroso ¹ J.D. Silvestre ²

RESUMO

Este artigo aborda o Design para Desmontagem e Adaptabilidade (DfD/A) como pilares fundamentais para a construção modular sustentável e circular em betão. A investigação reforça a importância da integração de conceitos de DfD/A desde a fase de planeamento, realçando o potencial destes princípios para promover a descarbonização, a eficiência na utilização de recursos e o desenvolvimento sustentável. Baseia-se em normas relevantes, como a ISO 20887, e em casos de estudo de construção modular, focando-se na implementação prática da economia circular na indústria da construção. A metodologia inclui a análise dos princípios de adaptabilidade e desmontagem, com ênfase no uso de materiais duráveis, reutilizáveis, recicláveis e com ligações reversíveis. Uma consideração crucial neste estudo é a aplicação das seis *layers* de Brand, que orientam a (des)montagem eficaz dos módulos, contribuindo significativamente para a adaptabilidade e reutilização dos materiais. Os resultados evidenciam a eficácia do DfD/A na promoção da circularidade da construção, diminuindo o desperdício e facilitando a reutilização de materiais e módulos. São também discutidos os fatores críticos para o sucesso na integração de princípios de economia circular em projetos de construção modular. O artigo conclui salientando o potencial do DfD/A para melhorar a sustentabilidade no setor da construção – reduzindo impactos ambientais e custos, enquanto melhora as condições para os utilizadores, graças à adaptabilidade e durabilidade das estruturas modulares. Este estudo oferece recomendações para investigações futuras, bem como para a inovação na área da construção modular sustentável e circular.

Palavras-chave: Construção Modular; Descarbonização; Design para Desmontagem; Economia Circular; Sustentabilidade.

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a sustentabilidade no setor da construção tem adquirido uma importância crescente, refletindo a necessidade de práticas que promovam a eficiência na utilização de recursos e minimizem os impactos ambientais. O ambiente construído, na Europa, é responsável por aproximadamente 40% das emissões globais de gases de efeito estufa (GEE), dos quais cerca de 15% estão diretamente ligados à construção [1], bem como por cerca de 50% da depleção de recursos naturais [2]. Adicionalmente, a crise de habitação exige soluções que permitam uma construção mais rápida e económica. Este contexto exige uma abordagem inovadora e integrada que vá muito para além dos métodos tradicionais de construção, priorizando a reutilização e a adaptação dos materiais e soluções construtivas ao longo do seu ciclo de vida. Globalmente, os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) da ONU incluem metas específicas para cidades sustentáveis (ODS 11) e para a ação climática (ODS 13) [3]. A nível

¹ CERIS, IST - Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, 1049-001, Lisboa, Portugal; AECycle, Lda., Mafra – Portugal. marco.pedroso@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS, IST - Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, 1049-001, Lisboa, Portugal; AECycle, Lda., Mafra – Portugal. jose.silvestre@tecnico.ulisboa.pt

Europeu, as políticas ambientais promovidas pela União Europeia, como o *European Green Deal* [4], também sublinham a urgência de transformar as práticas tradicionais de construção. Estas são algumas das iniciativas que visam reduzir as emissões de GEE, aumentar a eficiência no uso de recursos, acelerar a oferta de soluções construtivas inovadoras e promover a economia circular na construção.

Uma das técnicas de construção que foi muito utilizada em décadas passadas pelo setor da construção, e que começa a ganhar novo destaque neste contexto, é a construção modular prefabricada [5]. Esta abordagem voltou a ser valorizada devido à crescente preocupação com o impacto das alterações climáticas. A construção modular sustentável pode, assim, desempenhar um papel crucial na mitigação desses impactos. Aqui, a modularidade facilita a reutilização e a reciclagem de materiais, reduzindo a necessidade de extração de novos recursos e, conseqüentemente, as emissões de GEE. Além disso, a construção *off-site*, em ambientes controlados, diminui significativamente o tempo de construção, bem como o consumo de energia e água, contribuindo também para a redução dos impactos ambientais [6]. A capacidade de adaptação dos edifícios a diferentes usos ao longo do tempo também promove a durabilidade e a resiliência às alterações climáticas, permitindo que as estruturas sejam mais duráveis e se ajustem a novas condições sem a necessidade de demolições e/ou reconstruções intensivas [7].

Com esta relevância e obrigatoriedade de cumprir normas, diretivas e regulamentações ambientais, (necessidades crescentes de *compliance*), é essencial assegurar a sustentabilidade na construção. A ISO 20887 [8], por exemplo, fornece diretrizes específicas para o design para a desmontagem e adaptabilidade, promovendo práticas que minimizam o desperdício e maximizam a eficiência de recursos. A conformidade com estas normas não só facilita a certificação da sustentabilidade dos projetos, como também oferece uma estrutura robusta para a implementação de práticas de economia circular. Integrar os princípios de DfD/A (*Design for Disassembly and Adaptability*; Design para a Desmontagem e Adaptabilidade), conforme descritos na ISO 20887, desde as fases iniciais de conceção, garante que todo o ciclo de vida do edifício sejam otimizado para a sustentabilidade e eficiência [8].

Neste cenário, o conceito de DfD/A emerge como uma estratégia fundamental para a construção modular sustentável, especialmente em estruturas de betão. O DfD/A refere-se ao planeamento e conceção de edifícios e obras de engenharia civil de modo a facilitar a sua desmontagem e adaptação ao longo do tempo, conforme as necessidades e condições envolventes [9]. Estes princípios são essenciais para otimizar a vida útil sem implicar sobredimensionamento ou construção excessiva para responder a uma variedade de condições futuras, p. ex., devidas a fenómenos climáticos extremos, aumentando a sua resiliência e diminuindo o risco associado [10]. No DfD/A, também o conceito das seis *layers* de Brand (*site, structure, skin, services, space plan, stuff*) desempenha um papel crucial, permitindo que cada camada seja projetada para a desmontagem e adaptabilidade [11]. Por exemplo, a "*structure*" (estrutura) pode ser concebida para suportar mudanças futuras sem comprometer a integridade do edifício, enquanto a "*skin*" (envolvente) pode ser facilmente substituída ou atualizada para responder a novas exigências estéticas ou de desempenho. A independência entre estas camadas facilita a manutenção e a adaptação, prolongando a vida útil do edifício e permitindo a sua reconfiguração para diferentes usos ao longo do tempo [9].

Como tal, a aplicação dos princípios de DfD/A pode ser, assim, um catalisador para a transformação da indústria da construção, tradicionalmente caracterizada por práticas que frequentemente não consideram a facilidade de desmontagem e a reutilização de materiais e soluções construtivas. A incorporação destes princípios pode assim contribuir significativamente para a redução da geração de resíduos e emissões e aumentar a eficiência de utilização dos recursos naturais, encorajando considerações alternativas desde a fase de conceção do projeto. Este processo promove uma maior sustentabilidade nos seus três vetores: económico, social e ambiental, abrindo caminho para uma economia mais circular, onde os materiais e componentes podem ser recuperados, e reutilizados e/ou reciclados de forma eficaz [9].

Além das diretrizes da ISO 20887, é essencial considerar o *framework* Level(s) no contexto europeu [1]. O Level(s) caracteriza-se por oferecer um conjunto de ferramentas voluntárias desenvolvido pela Comissão Europeia para apoiar a sustentabilidade e circularidade na construção, fornecendo um sistema comum de indicadores para medir e monitorizar (e até mesmo comparar) o desempenho ambiental dos

edifícios ao longo do seu ciclo de vida. Este *framework* é particularmente relevante para o *Green Public Procurement* (GPP), ou Contratação Pública Ecológica (CPE), com metas em Portugal referidas na ECO360 [12], que promove a utilização de critérios ambientais na contratação pública, incentivando práticas de construção sustentável e circular. A integração dos indicadores do Level(s) ajuda a alinhar os projetos de construção com as políticas ambientais europeias, promovendo a transparência e a comparabilidade dos desempenhos ambientais dos edifícios [1]. Tal como para o *framework* Level(s), a implementação eficaz dos princípios de DfD/A deve começar na fase inicial de planeamento e conceção do projeto. A integração antecipada destes princípios permite que as atividades durante as etapas de uso, manutenção (incluindo reparação, substituição, renovação) e fim de vida (desmontagem, reutilização, reciclagem, descarte) sejam conduzidas de forma mais eficiente, considerando o total de recursos (tempo, custos associados, mão-de-obra, materiais e energia) [13]. Esta abordagem proativa reduz o impacto ambiental, podendo resultar em economias financeiras ao longo do ciclo de vida [14].

Como se compreende, a construção modular tem evoluído como uma alternativa sustentável no setor da construção, alinhando-se com os princípios da economia circular (minimizar, reutilizar e reciclar) [15]. Esta abordagem contribui para reduzir o desperdício de materiais e aumentar a eficiência da utilização dos recursos, mas também oferece flexibilidade e adaptabilidade ao longo do ciclo de vida do edifício [16]. A modularidade facilita a desmontagem e a reutilização de componentes, contribuindo significativamente para a sustentabilidade e circularidade na construção. Exemplos de sucesso incluem projetos onde módulos pré-fabricados de betão foram desmontados e reutilizados em novos locais, demonstrando a viabilidade prática e os benefícios ambientais desta abordagem [17].

1.1 Objetivos do estudo

Este estudo explora, com base na literatura, a aplicação dos princípios de Design para Desmontagem e Adaptabilidade (DfD/A) na construção modular sustentável em betão, destacando a sua relevância para a promoção da economia circular na indústria da construção. Especificamente, pretende:

- Demonstrar como os princípios de DfD/A podem ser integrados desde a fase inicial de planeamento e conceção de projetos de construção modular;
- Avaliar os benefícios ambientais, económicos e sociais da implementação de DfD/A;
- Fornecer recomendações práticas para projetistas e construtores, com base na norma ISO 20887;
- Investigar o seu impacto na redução das emissões de GEE e na eficiência de utilização dos recursos naturais, alinhando-se com as metas de sustentabilidade e economia circular.

1.2 Estrutura do artigo

Este artigo está organizado da seguinte forma: No Capítulo 1 - Introdução, apresenta-se o contexto global da sustentabilidade na construção civil, a relevância da construção modular e os objetivos do estudo. O Capítulo 2 – Metodologia, detalha a abordagem adotada, incluindo a revisão de literatura e a análise da norma ISO 20887. No Capítulo 3 - Resultados e Discussão, são apresentados e discutidos os resultados principais, com ênfase nos benefícios ambientais, económicos e sociais. O Capítulo 4 – Conclusões, resume as principais conclusões, recomendações e direções para investigações futuras.

2. METODOLOGIA

Para investigar a aplicação dos princípios de DfD/A na construção modular sustentável em betão, a metodologia deste estudo foi estruturada em torno de uma análise detalhada da literatura existente e da norma ISO 20887 [8]. Esta abordagem foi escolhida para garantir uma compreensão aprofundada e fundamentada dos conceitos e das práticas de normalização relacionadas com o DfD/A, bem como das suas implicações para a sustentabilidade e eficiência de utilização de recursos na indústria da construção.

2.1 Revisão da literatura

A primeira etapa da metodologia envolveu uma revisão abrangente da literatura científica e técnica sobre DfD/A e construção modular sustentável. Esta revisão incluiu artigos de revistas especializadas, livros, relatórios técnicos e casos de estudo que abordavam a aplicação dos princípios de desmontagem e adaptabilidade em diferentes contextos de construção. A seleção da literatura baseou-se na sua relevância, adequação, qualidade e contribuição para o entendimento das melhores práticas e desafios associados à implementação do DfD/A na construção modular sustentável em betão. Para garantir a relevância e atualidade dos dados, a pesquisa focou-se em documentos recentes, preferencialmente publicados nos últimos dez anos. As palavras-chave utilizadas na pesquisa incluíram "DfD/A", "construção modular sustentável", "desmontagem", "adaptabilidade", "materiais reutilizáveis" e "ligações reversíveis", em português e inglês. As bases de dados académicas utilizadas foram maioritariamente: *ScienceDirect*, *Scopus*, *Web of Science* e *Google Scholar*, além de outras fontes como relatórios técnicos e casos de estudo relevantes.

Após a seleção dos documentos, foi desenvolvida uma matriz de dados que facilitou a comparação e a síntese das informações recolhidas. A matriz permitiu uma visão global dos temas, facilitando a identificação de tendências e o cruzamento das informações presentes nos diversos estudos. A partir dessa análise, foram identificados documentos-chave que contribuíram de forma significativa para este estudo. Esta análise da literatura permitiu identificar os principais conceitos e práticas associados ao DfD/A, bem como os benefícios ambientais e económicos desta abordagem. Foram destacadas as vantagens de utilizar materiais duráveis, reutilizáveis e recicláveis, e a importância de projetar ligações reversíveis que facilitam a desmontagem e a reutilização dos componentes. Adicionalmente, a literatura forneceu exemplos práticos de projetos que incorporaram com sucesso os princípios de DfD/A, permitindo uma compreensão mais clara das estratégias e técnicas aplicáveis.

2.2 Análise da ISO 20887

A segunda etapa da metodologia focou-se na análise da norma ISO 20887 [8], que fornece diretrizes específicas para o DfD/A em edifícios e obras de engenharia civil. Esta análise detalhada permitiu compreender os requisitos e recomendações que promovem a sustentabilidade e a eficiência de recursos na construção. A análise incluiu a avaliação dos princípios de DfD/A descritos na norma, tais como a facilidade de acesso aos componentes, a independência das camadas, a simplicidade dos sistemas e a utilização de ligações reversíveis. Para complementar a análise da ISO 20887, foi realizada uma avaliação comparativa entre as práticas recomendadas pela norma e os casos identificados na revisão da literatura. Esta comparação permitiu verificar a aplicabilidade e a eficácia das recomendações da norma no contexto da construção modular em betão. Adicionalmente, foram identificadas oportunidades de melhoria e adaptações necessárias para maximizar os benefícios ambientais e económicos do DfD/A.

2.3 Limitações

Embora este estudo forneça uma análise abrangente sobre a aplicação dos princípios de Design para Desmontagem e Adaptabilidade (DfD/A) na construção modular sustentável em betão, reconhecem-se algumas limitações associadas à metodologia seguida: a revisão da literatura e os casos de estudo analisados são limitados no acesso e disponibilidade de dados específicos, podendo influenciar a generalização dos resultados; potencial enviesamento na seleção de estudos, onde alguns estudos relevantes podem não ter sido identificados; a aplicação prática dos princípios de DfD/A pode variar significativamente conforme as condições locais, regulamentos específicos e práticas de construção, o que pode limitar a replicabilidade das conclusões para diferentes contextos regionais e económicos; a análise quantitativa dos benefícios ambientais e económicos pode também não capturar todas as variáveis e complexidades do mundo real. O âmbito e a profundidade dos dados analisados podem conter imprecisões, que tentaram ser mitigadas considerando a informação mais recente e relevante encontrada, a classificação das publicações envolvidas e o cruzamento dos diversos documentos. Embora tenham sido feitos esforços para mitigar estas limitações, elas podem representar desafios na aplicação dos resultados deste estudo em diferentes cenários e contextos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A análise realizada neste estudo revelou *insights* importantes sobre a aplicação dos princípios de DfD/A na construção modular sustentável em betão. A seguir, são apresentados e discutidos os principais resultados obtidos a partir da revisão da literatura e da análise da norma ISO 20887 [8]. A implementação dos princípios de DfD/A mostrou-se eficaz na promoção da circularidade na construção modular [18]. A capacidade de desmontar e reutilizar componentes modulares não só reduz a quantidade de resíduos gerados, mas também maximiza a utilização dos recursos ao longo do ciclo de vida [19]. Este estudo confirmou que a integração de DfD/A desde a fase de conceção facilita a reutilização e reciclagem dos materiais, contribuindo para uma economia circular.

3.1 Princípios fundamentais de DfD/A

A análise detalhada dos princípios de DfD/A, conforme descritos na norma ISO 20887, destacou a importância de várias práticas específicas para a construção modular em betão. A seguir, são discutidos alguns dos princípios analisados e representados na Figura 1:

- **Facilidade de acesso aos componentes e instalações:** os componentes e serviços devem ser projetados para que sejam facilmente acessíveis para desmontagem. Esta prática reduz significativamente o tempo e os custos associados à manutenção, reparação e substituição de componentes, enquanto minimiza o desperdício de materiais. Os casos de estudo analisados mostraram que edifícios com facilidade de acesso aos componentes apresentaram melhores resultados em termos de eficiência de recursos e sustentabilidade [19];
- **Independência das Camadas:** a independência das camadas (estrutura, envolvente, etc.) é essencial para a adaptabilidade dos edifícios. Esta prática permite que diferentes partes do edifício sejam atualizadas ou substituídas sem interferir nas outras, prolongando a vida útil do edifício como um todo (durabilidade). A literatura revelou que a aplicação deste princípio facilita a adaptação dos edifícios a novos usos ou requisitos, aumentando a sua flexibilidade e valor ao longo do tempo [9];
- **Simplicidade e padronização:** a simplicidade e padronização dos sistemas construtivos são fundamentais para a desmontagem e reconfiguração dos módulos. Sistemas simples e padronizados facilitam a desmontagem, mas também promovem a eficiência na construção e manutenção. A ISO 20887 recomenda a utilização de componentes padronizados e modulares para maximizar a reutilização e a eficiência dos recursos [11];
- **Ligações reversíveis:** a utilização de ligações reversíveis é essencial para a desmontagem eficiente dos componentes. Ligações que possam ser desmontadas sem danificar os materiais (ou os elementos circundantes) são fundamentais para a reutilização e reciclagem. A análise mostrou que a adoção de ligações reversíveis nos módulos pré-fabricados de betão permitiu a recuperação eficaz dos materiais, promovendo a sustentabilidade e a economia circular [11].

Com a análise de dados efetuada a partir da literatura, os resultados deste estudo evidenciam os benefícios ambientais, sociais e económicos da aplicação dos princípios de DfD/A na construção modular. A capacidade de desmontar e reutilizar componentes reduz significativamente a quantidade de resíduos enviados para aterro, diminui a procura por novos materiais e, conseqüentemente, reduz as emissões de carbono associadas à produção de materiais de construção. Além disso, a eficiência de recursos resultante da aplicação dos princípios de DfD/A pode traduzir-se em economias financeiras substanciais ao longo do ciclo de vida do edifício [20].

3.2 O DfD/A na construção modular em betão

Para complementar esta análise, foram identificados dados sobre as vantagens ambientais, sociais e económicas da construção modular em betão. Em termos ambientais, verificou-se que o consumo *on-site* de eletricidade é reduzido em 68% em comparação com as práticas convencionais [21,22], enquanto o consumo de água é reduzido em 66% [23]. Além disso, a construção modular em betão pode reduzir as emissões de GEE em até 10% [21,22] e a poluição do ar em 25% [23].

O design para a desmontagem e adaptabilidade como suporte à construção modular sustentável e circular em betão

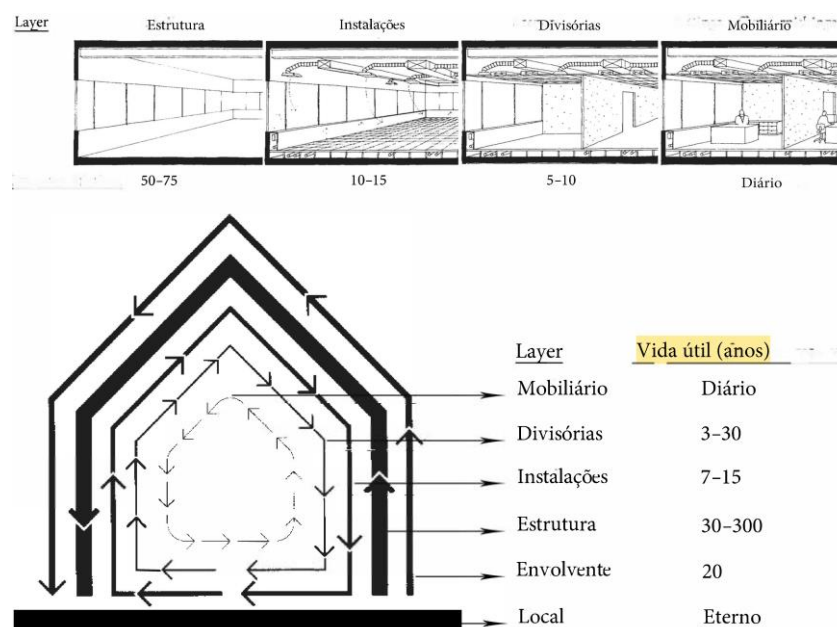


Figura 1. Exemplificação dos princípios fundamentais do DfD/A, com destaque para a vida útil, adaptado de [24].

No âmbito social, a construção modular em betão também apresenta vantagens significativas. A análise dos dados revelou que reduz os acidentes *on-site* em até 80% [25,26] e a necessidade de operações em altura em 50% [23]. Estas reduções não só melhoram a segurança dos trabalhadores, mas também reduzem os custos associados com acidentes e interrupções, melhorando a reputação da empresa.

Do ponto de vista económico, a construção modular em betão pode resultar em economias substanciais. O trabalho realizado *off-site* representa entre 85 a 90% do total dos trabalhos necessários [27], o que permite uma maior eficiência na utilização de recursos e redução de desperdícios. Além disso, o tempo de construção é reduzido em até 40% [13], e o custo total associado à construção modular pode ser até 10% menor em comparação com as práticas convencionais [23].

Comparando com as práticas tradicionais de construção, a construção modular em betão, ao seguir os princípios de DfD/A, apresenta vantagens claras. As práticas tradicionais geralmente resultam em maior geração de resíduos, maior consumo de energia e água, e maior tempo de construção. A modularidade e a pré-fabricação oferecem soluções mais eficientes e sustentáveis, proporcionando benefícios ambientais, sociais e económicos significativos. Para melhor perceber a aplicabilidade da construção modular em betão, foram identificados casos de estudo específicos em países como Holanda e Japão, que demonstraram a eficácia dos princípios de DfD/A. Por exemplo, na Holanda, um projeto de habitação social utilizou módulos pré-fabricados de betão que foram desmontados e reutilizados em diferentes locais, reduzindo custos e minimizando o desperdício [28]. No Japão, um edifício comercial projetado com ligações reversíveis e camadas independentes facilitou a adaptação do espaço para diferentes usos ao longo do tempo, prolongando a vida útil do edifício [29].

Apesar dos inúmeros benefícios, a implementação dos princípios de DfD/A enfrenta vários desafios e barreiras, como a resistência à mudança por parte dos profissionais da indústria [29], a falta de conhecimento especializado e as limitações técnicas associadas a determinados tipos de construção [30], além da viabilidade económica, especialmente em projetos com orçamentos restritos [20]. Para superar essas barreiras, é essencial investir em formação e sensibilização dos profissionais da construção, bem como desenvolver políticas e incentivos que promovam a adoção de práticas sustentáveis [18]. No entanto, os profissionais do setor demonstram um *feedback* positivo sobre a aplicação dos princípios de DfD/A [17]: engenheiros e arquitetos destacam a flexibilidade proporcionada pelas camadas independentes e a facilidade de manutenção e atualização dos componentes modulares [17]; enquanto os construtores referem a redução de tempo e custos proporcionados pela pré-fabricação *off-site* e pela simplicidade das ligações reversíveis, quando bem concebidas [31].

3.3 Checklist para a implementação do DfD/A na construção modular em betão

De todo o cruzamento de informação e da análise efetuada à literatura e à ISO 20887, foi sendo construída uma *checklist* para auxiliar os projetistas a implementar de forma mais alargada o DfD/A. Assim, de seguida apresenta-se a *Checklist para Projetistas: Construção Modular em Betão, Sustentável e Circular*:

1. Planeamento e Conceção Inicial

Integração dos princípios de DfD/A desde o início

- Assegurar a integração dos princípios de DfD/A desde as fases iniciais de planeamento e conceção do projeto;
- Utilizar os indicadores e ferramentas do *framework* Level(s) para estabelecer e medir os objetivos de sustentabilidade e circularidade;

Avaliação do Ciclo de Vida (ACV)

- Realizar uma avaliação completa do ciclo de vida para identificar e minimizar os impactos ambientais durante todas as fases do edifício.

2. Seleção de Materiais

Materiais duráveis e recicláveis

- Selecionar materiais duráveis (promovendo a reutilização), recicláveis e de baixo impacto ambiental, priorizando aqueles com certificações de sustentabilidade;

Evitar materiais perigosos e classificados como críticos (UE)

- Evitar o uso de materiais que contenham substâncias perigosas que dificultem a reciclagem e reutilização.

3. Desenho dos componentes e ligações

Facilidade de acesso aos componentes

- Projetar componentes e instalações que sejam facilmente acessíveis para desmontagem, manutenção e substituição;

Ligações reversíveis

- Utilizar ligações que permitam a desmontagem sem danificar os materiais, facilitando a reutilização e reciclagem;

Independência das camadas

- Assegurar que as camadas do edifício (estrutura, envolvente, etc.) sejam independentes, permitindo a sua substituição ou atualização sem interferir nas outras.

4. Modulação e Padronização

Sistemas padronizados

- Implementar sistemas construtivos padronizados para facilitar a desmontagem e reconfiguração dos módulos;

Utilização de módulos pré-fabricados

- Projetar utilizando módulos pré-fabricados para aumentar a eficiência e reduzir o desperdício.

5. Gestão de Recursos e Resíduos

Minimização de resíduos

- Implementar práticas de construção que minimizem a geração de resíduos e promovam a reutilização de materiais;

Recuperação e reutilização de materiais

- Planear para a recuperação e reutilização de materiais no fim da vida útil da construção.

6. Considerações de Segurança e Manutenção

Segurança na desmontagem

- Assegurar que os planos de desmontagem considerem a segurança dos trabalhadores e a integridade estrutural durante o processo;

Plano de manutenção

- Desenvolver um plano de manutenção que inclua instruções claras para a substituição e reparação de componentes.

7. Framework Level(s)

Indicadores de sustentabilidade

- Integrar os indicadores de sustentabilidade do *framework* Level(s) para medir e monitorizar o desempenho ambiental do edifício;

Compras Públicas Ecológicas (CPE)

- Adotar práticas de CPE para garantir conformidade com os requisitos ambientais.

Adicionalmente, a literatura apresenta sugestões adicionais para melhorar a aplicabilidade e execução, tais como:

- Utilização da metodologia *Building Information Modelling* (BIM) em todo o ciclo de vida para capturar informações detalhadas de *design* e materiais, assegurando que estejam acessíveis ao longo do ciclo de vida da construção [32];
- Rastreabilidade de materiais, utilizando, p. ex., códigos QR ou etiquetas RFID para rastrear materiais, auxiliando os futuros trabalhos de desmontagem e reciclagem [32];
- Efetuar a Avaliação de Custo do Ciclo de Vida para equilibrar custos iniciais com poupanças a longo prazo devido à adaptabilidade e desmontagem – muito ligado ao CAPEX e OPEX (despesas de capital e operacionais, respetivamente) [33];
- Utilizar plataformas colaborativas para partilha de conhecimento entre projetistas, construtores e gestores de instalações, bem como *marketplaces* com *matchmaking* para os materiais [34];
- Educação e formação através da condução de sessões regulares sobre os princípios de DfD/A para todas as partes interessadas envolvidas no processo de construção [35].

4. CONCLUSÕES

O estudo sobre a aplicação dos princípios de Design para Desmontagem e Adaptabilidade (DfD/A) na construção modular sustentável em betão evidenciou uma série de benefícios ambientais, económicos e sociais. A adoção destes princípios, desde a fase inicial de planeamento e conceção, mostra-se essencial para maximizar a eficiência de recursos, reduzir o desperdício e promover a economia circular.

A implementação dos princípios de DfD/A facilita a desmontagem e reutilização dos componentes modulares, reduzindo substancialmente a quantidade de resíduos gerados e a necessidade de novos materiais. Edifícios projetados com facilidade de acesso aos componentes e independência das camadas podem ser adaptados e reutilizados de forma mais eficaz, prolongando a sua vida útil e aumentando a flexibilidade para diferentes usos no futuro. Além disso, a construção modular em betão com base em princípios de DfD/A pode reduzir as emissões de gases de efeito estufa (GEE) em até 10% e a poluição do ar em 25% em comparação com as práticas tradicionais. A pré-fabricação de componentes de betão em ambientes controlados reduz o consumo de energia e água *on-site* em 68% e 66%, respetivamente, sublinhando a importância destas práticas para mitigar os impactos ambientais negativos (e os custos).

Do ponto de vista económico, a construção modular baseada em DfD/A oferece vantagens substanciais. A pré-fabricação *off-site*, representando entre 85% a 90% do total de trabalhos necessários, permite maior eficiência na utilização de recursos e redução de desperdícios. O tempo de construção é reduzido em até 40%, traduzindo-se em menores custos operacionais e maior rapidez. Adicionalmente, a capacidade de desmontar e reutilizar componentes resulta em economias financeiras ao longo do ciclo de vida do edifício, com o custo total podendo ser até 10% menor do que o das práticas convencionais. Socialmente, a implementação do DfD/A proporciona melhorias na segurança dos trabalhadores. A pré-fabricação em betão reduz os acidentes *on-site* em até 80% e a necessidade de trabalhadores a operar em altura em 50%, melhorando as condições de trabalho e reduzindo os custos associados a acidentes e interrupções. Estes fatores aumentam a segurança e contribuem para a aceitação e adoção das práticas de DfD/A na indústria da construção.

No entanto, apesar dos inúmeros benefícios, a implementação dos princípios de DfD/A enfrenta vários desafios e barreiras. A resistência à mudança por parte dos profissionais da indústria, a falta de conhecimento especializado e as limitações técnicas associadas a determinados tipos de construção são obstáculos significativos. Além disso, a viabilidade económica da aplicação destes princípios pode ser um obstáculo, especialmente em projetos com orçamentos restritos. Para superar estas barreiras, é essencial investir em formação e sensibilização dos profissionais da construção, bem como desenvolver políticas e incentivos que promovam a adoção de práticas sustentáveis.

Como tal, para fortalecer e expandir a aplicação dos princípios de DfD/A na construção modular sustentável em betão, trabalhos futuros de investigação devem focar-se em várias áreas chave, com ênfase no desenvolvimento de métodos e ferramentas de avaliação que quantifiquem com precisão os benefícios ambientais, económicos e sociais da aplicação de DfD/A em diferentes contextos de construção e ao longo do ciclo de vida dos edifícios. Adicionalmente, deve ser explorada a integração de metodologias e tecnologias avançadas, como o *Building Information Modeling* (BIM) e simulações computacionais, para otimizar o design e a implementação dos princípios de DfD/A. A utilização de BIM pode facilitar a coordenação e gestão de projetos, melhorar a precisão do planeamento e promover a colaboração entre os diferentes *stakeholders* envolvidos no processo de construção. Outra área promissora para investigação é a adaptação dos princípios de DfD/A a diferentes materiais e técnicas de construção, podendo expandir a aplicabilidade destes princípios na indústria da construção. Finalmente, deverão ser realizados casos de estudo em diferentes regiões e contextos económicos para compreender as variações nas práticas de DfD/A e identificar barreiras específicas que possam existir.

Em conclusão, este estudo demonstrou que os princípios de Design para Desmontagem e Adaptabilidade oferecem uma abordagem viável e eficaz para promover a sustentabilidade na construção modular em betão. A implementação destes princípios resulta em benefícios ambientais, económicos e sociais significativos, enquanto enfrenta desafios que podem ser superados com formação, políticas adequadas e inovações tecnológicas. As recomendações para trabalhos futuros visam consolidar e expandir a aplicação de DfD/A, através de manuais e sessões de capacitação, contribuindo para uma indústria da construção mais resiliente e sustentável.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da FCT através do financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS (DOI: 10.54499/UIDB/04625/2020). Adicionalmente, este trabalho de investigação está a ser desenvolvido no âmbito do Pacto de Inovação “R2UTechnologies | Modular Systems” (C64487810-00000019), pelo Consórcio “R2UTechnologies” cofinanciado pelo NextGenerationEU, através do investimento “Agendas para a Inovação Empresarial” do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR).

REFERÊNCIAS

- [1] JRC, Level(s), https://Environment.Ec.Europa.Eu/Topics/Circular-Economy/Levels_en (2024).
- [2] European Commission, COM/2020/98 final - A new Circular Economy Action Plan For a cleaner and more competitive Europe, <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/TXT/?qid=1583933814386&uri=COM:2020:98:FIN>, 2020.
- [3] United Nations, Sustainable Development Goals Integration, https://www.undp.org/sustainable-development-goals?gad_source=1&gclid=CjwKCAiAmsurBhBvEiwA6e-WPOhCx6VL1Z3Sm6wzfdDWRxGXsXhA21Xn8hJGFDfzgVBuvs4T1ZAKQhoCo7YQAvD_BwE (2023).

- [4] European Parliament, The European Green Deal - European Parliament resolution of 15 January 2020 on the European Green Deal (2019/2956(RSP)), European Parliament, Brussels - Belgium, 2020.
- [5] S. MacKenbach, J.C. Zeller, R. Osebold, A Roadmap towards Circularity - Modular Construction as a Tool for Circular Economy in the Built Environment, in: IOP Conf Ser Earth Environ Sci, IOP Publishing Ltd, 2020. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/588/5/052027>.
- [6] A. Gibb, Off-site Fabrication: Prefabrication, Pre-assembly and Modularisation, 1st ed., Whittles Publishing, Caithness - Scotland, 1999.
- [7] G.F. Massari, A. Annarelli, S. Primario, G. Puliga, On the synergetic relationship between Circular Economy and Resilience: findings from a systematic literature review, IFAC-PapersOnLine 55 (2022) 2869–2874. <https://doi.org/10.1016/j.ifacol.2022.10.166>.
- [8] ISO - ISO/TC 59 SC17, ISO 20887 - Sustainability in buildings and civil engineering works - Design for disassembly and adaptability-Principles, requirements and guidance, 2020.
- [9] T. O'Grady, R. Minunno, H.-Y. Chong, G.M. Morrison, Design for disassembly, deconstruction and resilience: A circular economy index for the built environment, Resour Conserv Recycl 175 (2021) 105847. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2021.105847>.
- [10] C.Z. Li, G.Q. Shen, X. Xu, F. Xue, L. Sommer, L. Luo, Schedule risk modeling in prefabrication housing production, J Clean Prod 153 (2017) 692–706. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.11.028>.
- [11] B. Guy, N. Ciarimboli, DfD - Design for Disassembly in the built environment: a guide to closed-loop design and building, Seattle, 2007.
- [12] Ministry Council, Ministry Council Resolution: National Strategy for Green Public Procurement (ECO360) - in PT, Portugal, 2023.
- [13] R.E. Smith, J. Timberlake, Prefab Architecture: A Guide to Modular Design and Construction, 1st ed., John Wiley & Sons., Hoboken, 2010.
- [14] V.W.Y. Tam, C.M. Tam, S.X. Zeng, W.C.Y. Ng, Towards adoption of prefabrication in construction, Build Environ 42 (2007) 3642–3654. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2006.10.003>.
- [15] Y. Jiang, D. Zhao, D. Wang, Y. Xing, Sustainable performance of buildings through modular prefabrication in the construction phase: A comparative study, Sustainability (Switzerland) 11 (2019). <https://doi.org/10.3390/su11205658>.
- [16] F.E. Boafó, J.H. Kim, J.T. Kim, Performance of modular prefabricated architecture: Case study-based review and future pathways, Sustainability (Switzerland) 8 (2016). <https://doi.org/10.3390/su8060558>.
- [17] The American Institute of Architects, Design for Modular Construction: An Introduction for Architects, 2018.
- [18] G.D.A.U. Garusinghe, B.A.K.S. Perera, U.S. Weerapperuma, Integrating Circular Economy Principles in Modular Construction to Enhance Sustainability, Sustainability (Switzerland) 15 (2023). <https://doi.org/10.3390/su151511730>.
- [19] Y. Yang, B. Zheng, C. Luk, K. Yuen, A. Chan, Towards a sustainable circular economy: Understanding the environmental credits and loads of reusing modular building components from a multi-use cycle perspective, Sustain Prod Consum (2024). <https://doi.org/10.1016/j.spc.2024.02.027>.
- [20] M. Kamali, K. Hewage, R. Sadiq, Economic sustainability benchmarking of modular homes: A life cycle thinking approach, J Clean Prod 348 (2022) 131290. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.131290>.

- [21] Y.H. Dong, L. Jaillon, P. Chu, C.S. Poon, Comparing carbon emissions of precast and cast-in-situ construction methods – A case study of high-rise private building, *Constr Build Mater* 99 (2015) 39–53. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.145>.
- [22] J.L. Hao, B. Cheng, W. Lu, J. Xu, J. Wang, W. Bu, Z. Guo, Carbon emission reduction in prefabrication construction during materialization stage: A BIM-based life-cycle assessment approach, *Science of The Total Environment* 723 (2020) 137870. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2020.137870>.
- [23] W. Pan, Z. Zhang, Benchmarking the sustainability of concrete and steel modular construction for buildings in urban development, *Sustain Cities Soc* 90 (2023). <https://doi.org/10.1016/j.scs.2023.104400>.
- [24] W. Salama, Design of concrete buildings for disassembly: An explorative review, *International Journal of Sustainable Built Environment* 6 (2017) 617–635. <https://doi.org/10.1016/j.ijbsbe.2017.03.005>.
- [25] M. Lawson, R. Ogden, C. Goodier, *Design in Modular Construction*, 1st ed., CRC Press, Boca Raton, 2014.
- [26] R.M. Lawson, R.G. Ogden, R. Bergin, Application of Modular Construction in High-Rise Buildings, *Journal of Architectural Engineering* 18 (2012) 148–154. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)AE.1943-5568.0000057](https://doi.org/10.1061/(ASCE)AE.1943-5568.0000057).
- [27] L.R. Kawecki, Environmental performance of modular fabrication: calculating the carbon footprint of energy used in the construction of a modular home, Arizona State University, 2010.
- [28] Klokgebouw [www.klokgebouw.nl], (2024). www.klokgebouw.nl (accessed June 26, 2024).
- [29] W. Ferdous, Y. Bai, T.D. Ngo, A. Manalo, P. Mendis, New advancements, challenges and opportunities of multi-storey modular buildings – A state-of-the-art review, *Eng Struct* 183 (2019) 883–893. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.061>.
- [30] N. Thurairajah, A. Rathnasinghe, M. Ali, S. Shashwat, Unexpected Challenges in the Modular Construction Implementation: Are UK Contractors Ready?, *Sustainability (Switzerland)* 15 (2023). <https://doi.org/10.3390/su15108105>.
- [31] T. Tan, G. Mills, E. Papadonikolaki, B. Li, J. Huang, Digital-enabled Design for Manufacture and Assembly (DfMA) in offsite construction: A modularity perspective for the product and process integration, *Architectural Engineering and Design Management* 19 (2023) 267–282. <https://doi.org/10.1080/17452007.2022.2104208>.
- [32] V. Rangasamy, J.-B. Yang, The convergence of BIM, AI and IoT: Reshaping the future of prefabricated construction, *Journal of Building Engineering* 84 (2024) 108606. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2024.108606>.
- [33] J.L. Blanco, R. Palter, Making modular construction fit - A McKinsey study, <https://www.mckinsey.com/capabilities/operations/our-insights/making-modular-construction-fit> (2023).
- [34] C. Turner, J. Oyekan, L.K. Stergioulas, Distributed manufacturing: A new digital framework for sustainable modular construction, *Sustainability (Switzerland)* 13 (2021) 1–16. <https://doi.org/10.3390/su13031515>.
- [35] W. Lu, Z. Yang, L. Kong, Identification of Learning Effects in Modular Construction Manufacturing, *Autom Constr* 154 (2023) 105010. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2023.105010>.

Estudo da resposta sísmica não-linear da barragem da Bouçã

S. Oliveira¹ A. Alegre² R. Ramos³ J. Proença⁴ P. Mendes⁵ J. Silva⁶ C. Serra⁷

RESUMO

Neste artigo apresenta-se um estudo sobre a resposta sísmica da barragem da Bouçã, considerando comportamento estrutural não-linear. A barragem da Bouçã (Portugal) é uma barragem abóbada esbelta de dupla curvatura, com 70 m de altura e um coroamento com um desenvolvimento de 175 m. Em exploração desde 1955, a barragem apresenta um conjunto de fendas horizontais em juntas de betonagem, de que se destaca a que fica localizada a cerca de 25 m do coroamento, que se estende desde a zona da consola central no sentido da margem direita. As simulações computacionais foram efetuadas utilizando o programa de elementos finitos 3D desenvolvido por alguns dos autores para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira. Nesse programa, a resposta sísmica não-linear é calculada utilizando um método de integração no domínio do tempo com redistribuição de tensões (técnica de “*stress-transfer*”), adotando (i) um modelo constitutivo de junta para simular os efeitos devidos à abertura/fecho e deslizamento de juntas e fendas, e (ii) para o betão, um modelo constitutivo de dano com enfraquecimento, com duas variáveis de dano independentes para simular dano à tração e à compressão. Neste trabalho, a resposta sísmica da obra é analisada para uma combinação de ações envolvendo o peso próprio, a pressão hidrostática, e uma ação sísmica gerada para simular um sismo de grande intensidade. Primeiro, faz-se a comparação dos campos de deslocamentos e das tensões principais calculados recorrendo a um modelo sem fendas e a um modelo com fenda no paramento e descontinuidade na base. Por fim, apresenta-se um estudo de verificação da segurança sísmica da barragem para o Sismo Base de Projeto (SBP) e para o Sismo Máximo de Projeto (SMP), com base numa metodologia baseada no conceito de *Endurance Time Analysis* (ETA) em que o desempenho sísmico da obra é avaliado tendo em conta a evolução dos danos à tração e à compressão.

Palavras-chave: Barragem da Bouçã; Resposta sísmica não-linear; Fendas e juntas; Roturas no betão à tração e à compressão; Verificação da segurança (SBP e SMP).

1. INTRODUÇÃO

O papel das grandes barragens de betão na gestão e controlo dos recursos hídricos, nomeadamente ao nível do abastecimento de água potável às populações, da produção de energia, renovável e não poluente, da irrigação e do controlo de cheias, tem vindo a assumir uma importância crescente devido aos efeitos das alterações climáticas (períodos de seca severa mais frequentes e maior irregularidade dos períodos de chuva). Dado o elevado risco potencial geralmente associado às grandes barragens e tendo em conta que muitas se encontram em operação há várias décadas, apresentando sinais de envelhecimento, é

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal. soliveira@lnec.pt

² Kinometrics, Inc., Pasadena, Estados Unidos da América. afa@kmi.com

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. rafael.silva.ramos@tecnico.ulisboa.pt

⁴ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. jorge.m.proenca@tecnico.ulisboa.pt

⁵ Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL-IPL), Lisboa, Portugal. pmendes@dec.isel.ipl.pt

⁶ Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal. jrsilva@lnec.pt

⁷ Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal. cserra@lnec.pt

fundamental reverificar a sua segurança estrutural com base em novos estudos que tenham em conta o seu atual estado de deterioração e que considerem as novas metodologias/regulamentação para prescrição das ações excecionais, como é o caso das ações sísmicas [1].

O aparecimento de determinadas patologias no corpo das barragens suscita particular atenção. Em particular, o aparecimento de fendas requer sempre uma monitorização mais apertada, não só para controlar o seu progresso, como para garantir que as mesmas não comprometem a integridade estrutural da obra. No caso da barragem da Bouçã, o aparecimento de fendas em juntas de betonagem horizontais na zona intermédia da abóbada, em destaque para uma fenda horizontal no paramento de jusante, aproximadamente a meia altura do lado da margem direita (aparentemente com origem em variações de temperatura durante o arrefecimento do betão e no primeiro enchimento da albufeira [2]) suscitou incertezas quanto à continuidade estrutural em altura, por existir passagem de água (de montante a jusante) em algumas zonas da fenda, podendo comprometer o comportamento sísmico da estrutura. Durante eventos sísmicos intensos, os deslocamentos da barragem podem originar movimentos de abertura/fecho dessa fenda. Além disso, em barragens abóbada, sob ações sísmicas de grande intensidade podem ocorrer movimentos de abertura/fecho das juntas de contração verticais [3] e, simultaneamente, podem surgir tensões elevadas que provoquem fissuração (trações) e/ou esmagamento (compressões) do betão [4]. Assim, considera-se de todo o interesse analisar o comportamento sísmico da barragem da Bouçã tendo em conta a referida fenda. Para tal é conveniente adotar um modelo de elementos finitos 3D (EF3D) que permita simular a resposta sísmica não-linear da obra, tendo em conta os movimentos das juntas de contração entre blocos, fendas e eventuais roturas no betão. Com esse objetivo, devem ser utilizados modelos constitutivos apropriados para simular tanto os efeitos estruturais devido aos movimentos das juntas/fendas como os danos no betão, em tração e compressão [5].

Neste contexto, o presente artigo foca-se no uso de modelos avançados de elementos finitos para a análise sísmica não-linear e avaliação da segurança sísmica da barragem de Bouçã. As simulações numéricas foram conduzidas utilizando o programa de elementos finitos DamDySSA5.0 (desenvolvido por alguns dos autores [6]) e são apresentados resultados obtidos com um modelo computacional de EF3D desenvolvido especificamente para o estudo sísmico da barragem da Bouçã, tendo em conta a fenda horizontal atrás referida. Primeiramente, são comparados os resultados de observação por métodos geodésicos referentes à resposta estática sob a ação das variações da pressão hidrostática com os correspondentes resultados obtidos computacionalmente, o que permitiu calibrar as propriedades de deformabilidade dos materiais (betão e rocha de fundação) e das juntas/fendas, consideradas no modelo de Elementos Finitos (EF). Em seguida, os principais parâmetros modais da obra medidos durante um ensaio de vibração ambiente [7] foram comparados com os respetivos parâmetros calculados com o modelo de EF, o que permitiu confirmar a boa calibração do modelo. Finalmente é utilizado o método de *Endurance Time Analysis* (ETA) [8] para realizar um estudo de verificação da segurança sísmica da barragem para o SBP e SMP, considerando a evolução dos danos por tração e por compressão sob excitação sísmica de intensidade crescente.

2. CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM DA BOUÇÃ

A barragem da Bouçã (Figura 1a, com destaque para a localização da fenda a meia altura), em operação desde 1955, localiza-se no rio Zêzere, na zona de Pedrógão Grande, a jusante da barragem do Cabril. É considerada uma barragem abóbada esbelta, com dupla curvatura, de 70 m de altura máxima acima da fundação, com um desenvolvimento do coroamento de 175 m. A espessura é variável em altura, com um máximo de 7 m na zona da base, junto ao soco, e mínimo de cerca de 2 m junto ao coroamento [9]. A barragem está dividida em 17 blocos por meio de juntas de contração verticais. O coroamento da barragem é subdividido em três secções (Figura 1b), com a secção central à cota de 175,0 m (correspondente ao nível de pleno armazenamento) e um desenvolvimento útil de aproximadamente 45 m. O coroamento apresenta um descarregador com perfil "Creager", projetado para uma carga nominal de 3,0 m, permitindo que a água se escoie para fora do paramento da barragem [2].

A resposta estrutural da barragem da Bouçã é monitorizada com base num sistema de observação [10] que foi sendo melhorado e adaptado ao longo da exploração da obra, nomeadamente no que se refere ao comportamento da fundação, através da instalação de drenos e piezómetros e de extensómetros de varas na fundação (Figura 1c). Quanto à observação de deslocamentos, horizontais e verticais, estes são medidos por métodos geodésicos (Figura 1d). O aparecimento de algumas fendas no paramento de jusante (algumas com passagem de água), motivou a instrumentação das mais importantes fendas com medidores de movimentos de juntas, com vista a controlar a sua evolução ao longo do tempo.

Uma vez que não existe, por enquanto, um sistema de monitorização de vibrações em contínuo instalado na barragem da Bouçã, foi realizado em 12 de junho de 2018 um ensaio de vibração ambiente com vista a caracterizar o comportamento dinâmico da estrutura [7], nomeadamente no que diz respeito à determinação das frequências naturais de vibração e correspondentes modos de vibração. Para a realização do ensaio foram instalados nove acelerómetros uniaxiais (Figura 1e), na zona do coroamento, para medição de acelerações na direção radial.

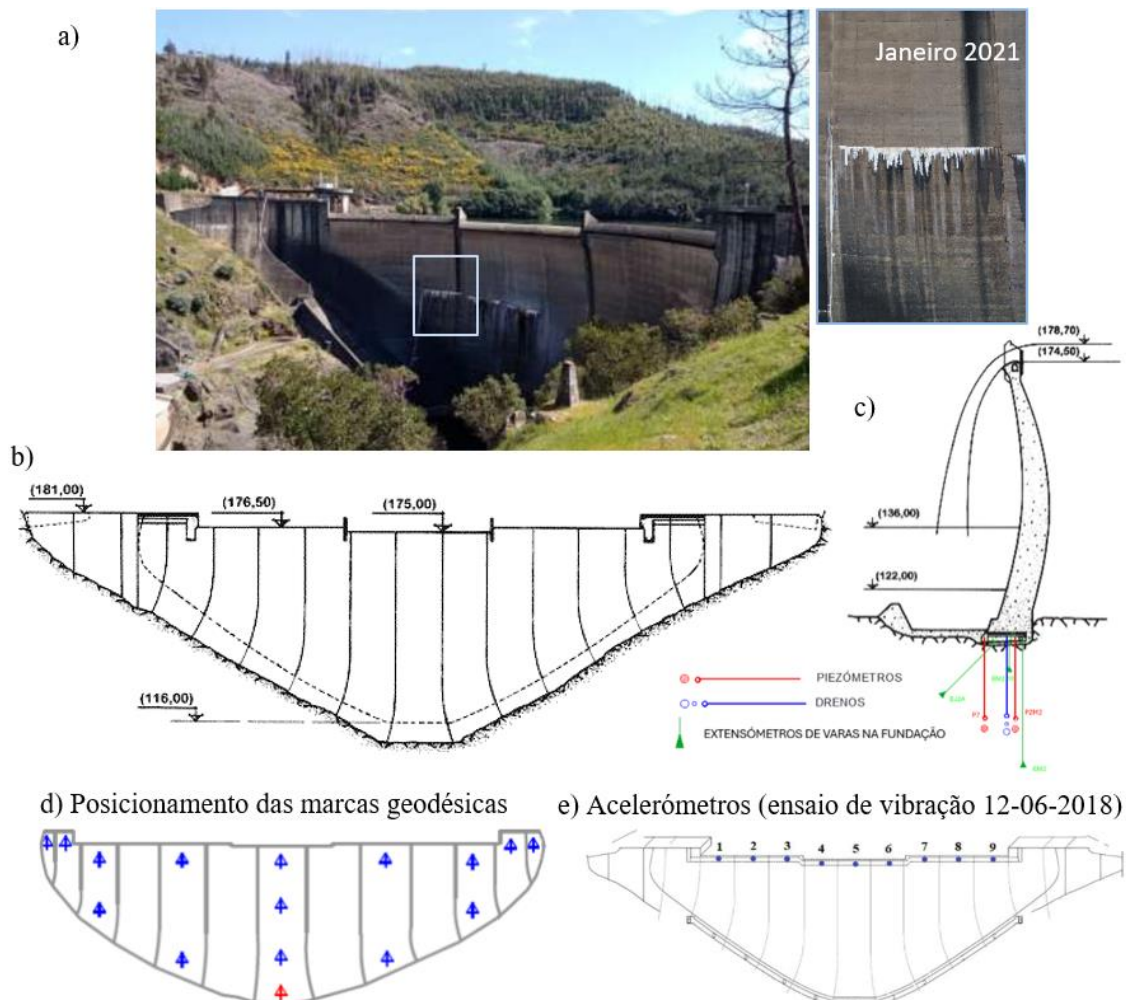


Figura 1. Barragem da Bouçã. a) Vista de jusante onde é salientada a fenda horizontal; Pormenor da fenda em jan.2021 [2]; b) Alçado planificado de jusante c) Corte pela consola central, com indicação de extensómetros de varas na fundação, drenos e piezómetros; d) Marcas geodésicas da rede de triangulação no paramento de jusante; e) Localização dos acelerómetros utilizados no ensaio de vibração ambiente de 12 jun.2018 [7].

3. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DA BARRAGEM DA BOUÇA

Nesta secção apresenta-se a metodologia utilizada para a elaboração do modelo de EF3D da barragem da Bouçã, referindo-se, em particular, o processo de calibração e validação do modelo final utilizado para os estudos da resposta sísmica não-linear da estrutura.

3.1 Criação da geometria (DamMesh 3.0) e propriedades dos materiais

A elaboração da malha de elementos finitos 3D do modelo da barragem da Bouçã baseou-se nas equações e desenhos de projeto da barragem, apresentados em relatórios do LNEC [9], [11]. Inicialmente, foram implementadas as equações em Matlab, de modo a desenhar os arcos (montante e jusante) a várias cotas. Os referidos desenhos dos arcos, complementados pelos desenhos em planta, permitiram ao programa DamMesh3.0 (desenvolvido por alguns dos autores) gerar uma malha de elementos finitos 3D, utilizando informação extraída de uma representação do alçado em CAD (com as juntas de contração verticais e definição dos elementos finitos iniciais da barragem) e das equações dos arcos.

Após a elaboração da malha inicial de EF3D, recorrendo a EF do tipo *serendipity* (20 nós com 3 graus de liberdade por nó, e 27 pontos de Gauss), utilizou-se o programa DamMesh3.0 para introduzir EF de junta (16 nós) no corpo da barragem, de modo a simular as juntas de contração verticais (essenciais para simular o comportamento sísmico não-linear da estrutura), a fenda horizontal visível no paramento de jusante (ver Figura 1a) e uma descontinuidade ao nível da inserção da barragem na fundação (Figura 2).

Relativamente às propriedades do betão da barragem, tendo em conta a função de fluência do betão, com maturação, utilizaram-se as duas equações seguintes para determinar o módulo de elasticidade atual da barragem $E_{70\text{anos}} = 37 \text{ GPa}$ (ver Figura 2). Na lei de fluência de Bazant e Panula [12] considerou-se $E_{28} = 27 \text{ GPa}$, $E_0/E_{28} = 1,5$, $n = 0,12$, $m = 0,34$, $\alpha = 0,048$ e $\phi_1 = 1,5$.

$$J_{(t,t')} = \frac{1}{E_0} + \frac{\phi_1}{E_0} (t^{-m} + \alpha)(t - t')^n \quad (1)$$

$$E = E(t) = \frac{1}{J_{(t_0+0,1,t_0)}} \quad (2)$$

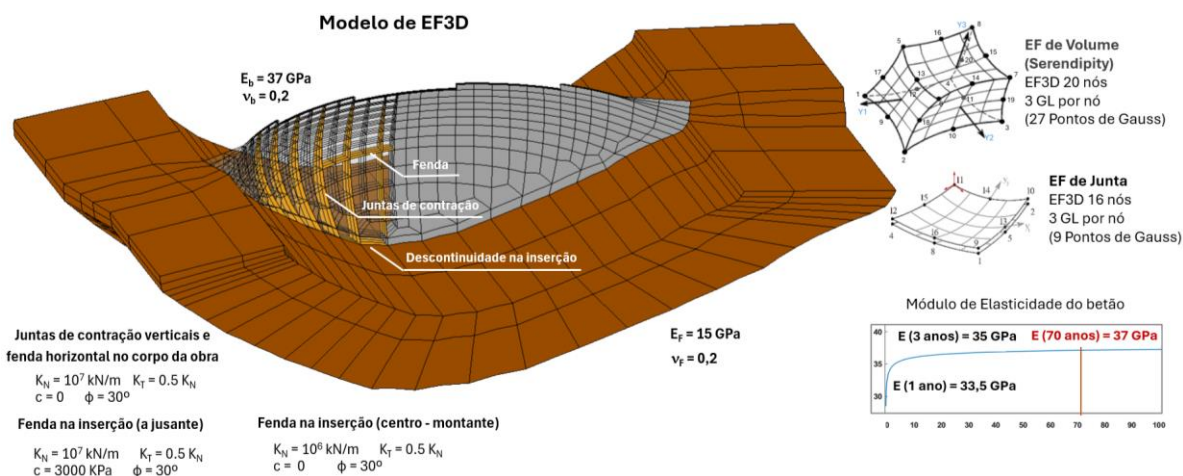


Figura 2. Modelo de EF3D da barragem da Bouçã. Tipo de elementos finitos utilizados e propriedades do betão, da rocha de fundação e das descontinuidades (juntas de contração e fendas).

3.2 DamDySSA5.0: Programa de cálculo linear e não-linear

Neste trabalho utilizou-se o programa DamDySSA5.0 (Figura 3), em desenvolvimento há vários anos no Departamento de Barragens de Betão (DBB) do LNEC [13], [14]. É um programa de elementos finitos 3D para análise do comportamento de barragens de betão, que permite efetuar cálculos estáticos e dinâmicos, incluindo análise modal e análise sísmica linear ou não-linear [6]. A versão atual do programa permite a simulação da albufeira com base em duas abordagens distintas [6], [15]: (i) considerando um modelo clássico de massas de água associadas, baseada na solução proposta por Westergaard [16], em que se utiliza um fator de redução das massas de água para o caso de barragens abóbada; ou (ii) utilizando elementos finitos fluidos de pressão para discretização da albufeira,

permitindo assim considerar os efeitos da interação dinâmica barragem-albufeira e a propagação das ondas de pressão na água [17]. Considera-se um modelo de fundação sem massa que permite considerar a fundação como uma subestrutura elástica, através de uma matriz de rigidez condensada e amortecimento proporcional aplicados nos nós da interface barragem-rocha. A ação sísmica é, assim, aplicada diretamente na base da barragem, assumindo um movimento uniforme do solo. Para cálculo sísmico não-linear, é aplicada uma técnica de integração no tempo baseado no método de Newmark que permite resolver a equação dinâmica do sistema barragem-fundação-albufeira. Para simulação do comportamento estrutural não-linear, o algoritmo de integração no tempo é combinado com um método iterativo de redistribuição de tensões denominado “stress-transfer” [6] utilizando (i) um modelo constitutivo de junta, baseado no critério de rotura de Mohr-Coulomb, e leis de tensão-deslocamento normal e de corte, de modo a simular os efeitos devidos aos movimentos de abertura/fecho/deslizamento das juntas, e (ii) um modelo de dano isotrópico com enfraquecimento e duas variáveis de dano independentes, permitindo simular o comportamento do betão até à rotura em tração e compressão [18], [19].

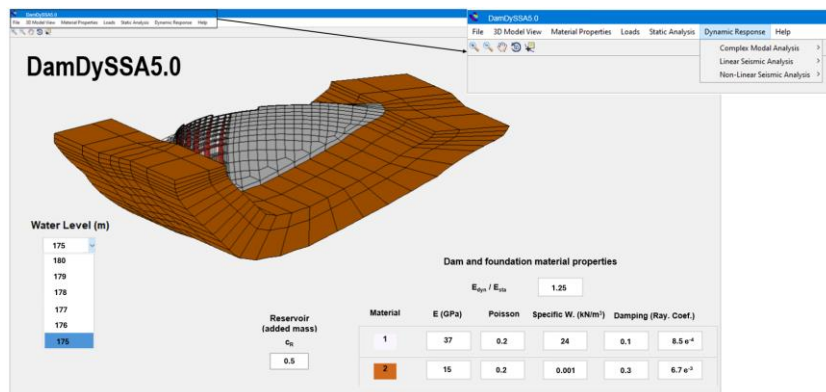


Figura 3. DamDySSA5.0. Programa de cálculo sísmico não-linear desenvolvido.

3.3 Calibração do modelo de EF3D

Para simular o comportamento da barragem da Bouça com o programa DamDySSA5.0 foi utilizado o modelo de EF3D apresentado na Figura 2, com uma discretização envolvendo 960 EF na barragem (com 3 elementos em espessura) e 378 EF na fundação. Utilizou-se para o betão o módulo de elasticidade estático $E = 37 \text{ GPa}$, coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$ e peso específico $\gamma = 24 \text{ kN} / \text{m}^3$. Para a fundação (sem massa, como referido anteriormente) considerou-se um módulo de elasticidade $E = 15 \text{ GPa}$. Para simular as pressões hidrodinâmicas adotou-se o modelo de massas de água associadas de Westergaard [16] aplicando-se um coeficiente de redução $CR_{MAA} = 0,5$ para ter em consideração a curvatura e a flexibilidade da barragem.

Com vista à verificação e calibração do modelo de EF3D, numa primeira fase utilizou-se um modelo sem EF de junta (sem consideração das juntas de contração e das fendas) para simular a resposta estática para a combinação de ações PP+PH₁₇₅ (peso próprio e pressão hidrostática para a água na albufeira à cota 175 m). Os resultados (Figura 4a) permitem verificar que as tensões verticais instaladas na base do paramento de montante são da ordem de 4 MPa, que é um valor superior à resistência do betão à tração. Admite-se assim que nessa zona junto à base possa surgir fendilhação. Além disso, considerando a ação da PH devida a uma subida do nível da água até à cota 175 m, o valor do deslocamento radial no topo da consola central calculado com este modelo sem junta na base é de 12,8 mm. De acordo com várias medições efetuadas em obra, utilizando o método geodésico (planimetria), o valor do deslocamento radial referido deverá ser da ordem de 17 mm, portanto, superior ao calculado com o referido modelo sem junta na base. Desta forma decidiu-se adotar um modelo com uma junta na base, ao longo da superfície de inserção barragem-fundação [2] (Figura 4b). Com este novo modelo foi calculado um valor de 17,8 mm para o deslocamento radial no topo da consola central, o que está de acordo com o valor medido em obra. Pode ainda observar-se que as tensões verticais de tração na base são libertadas devido à abertura da descontinuidade ao longo da base.

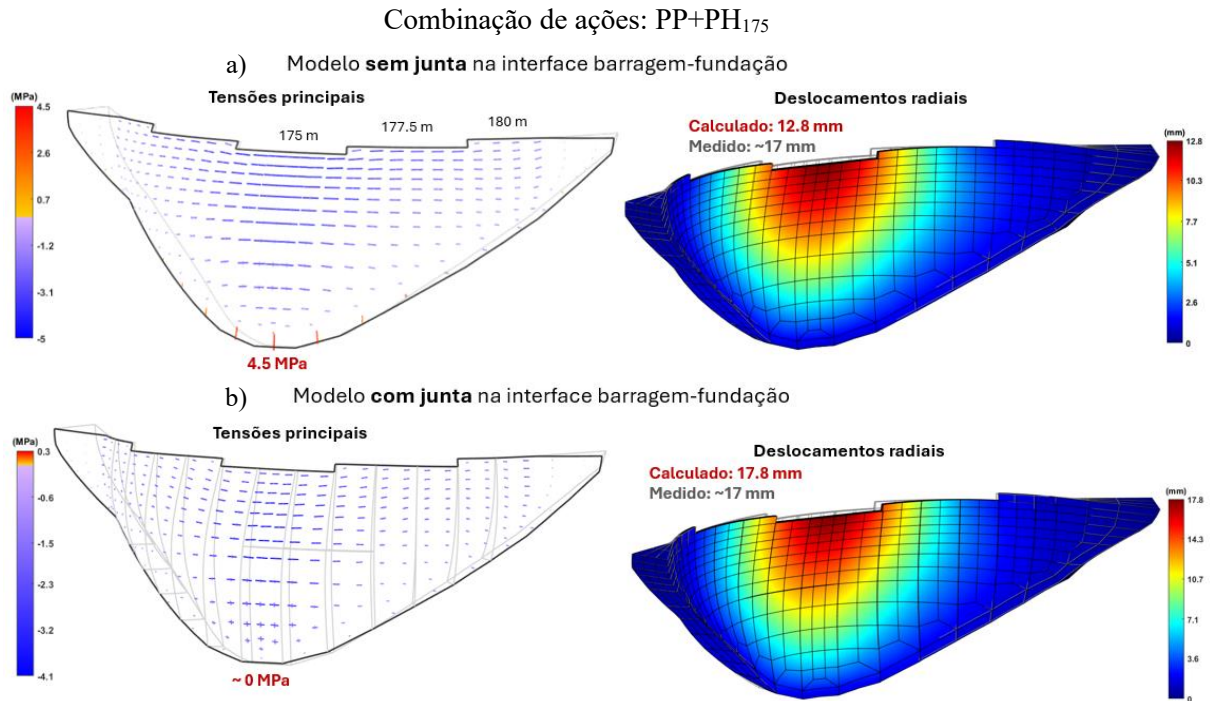


Figura 4. Resposta calculada para a ação do peso próprio e pressão hidrostática (PP+PH₁₇₅). Comparação entre o deslocamento radial calculado e o valor medido (geodesia) no topo da consola central. a) Modelo sem junta na interface barragem-fundação e b) Modelo com junta na interface barragem-fundação.

Numa segunda fase, efetuou-se a comparação entre os parâmetros modais da barragem obtidos a partir de vibrações medidas em obra e os parâmetros modais calculados utilizando o modelo de EF (Figura 5a). Com base nos dados do ensaio de vibração ambiente realizado a 12 de junho de 2018 [7], obtiveram-se as frequências naturais dos dois primeiros modos de vibração e as respetivas configurações modais. Foram realizadas 5 medições com a duração de 13 minutos cada, com 9 acelerómetros radiais instalados na zona do coroamento da barragem, como apresentado na Figura 1e. Durante este ensaio, a albufera estava à cota de 174,7 m [7]. O espetro de potência médio dos registos é apresentado na Figura 5b. Verifica-se que a primeira frequência registada é de 3,296 Hz, correspondente a um modo antissimétrico, e a segunda frequência registou-se a 3,73 Hz, associada a um modo simétrico.

A simulação da resposta modal foi efetuada com o modelo de EF, ajustando o valor do módulo de elasticidade por forma a ter em conta o efeito dinâmico, $E_{din} = 1,25 \times E_{estático} = 46,25$ GPa, e mantendo o coeficiente de redução das massas de água atrás referido (Figura 5a). No modelo considerou-se uma cota de água de 175 m, de modo a ter em conta as condições observadas no dia do ensaio, tendo-se obtido para a 1ª frequência o valor de 3,24 Hz (modo antissimétrico) e para a 2ª frequência o valor de 3,63 Hz (modo simétrico). As frequências naturais calculadas com este modelo, para os dois primeiros modos de vibração, mostram uma boa concordância com os valores das frequências medidas durante o ensaio (Figura 5c).

O objetivo do processo de calibração foi ajustar as propriedades dos materiais de modo a obter a melhor concordância possível com os resultados experimentais para os dois primeiros modos de vibração, nomeadamente: (i) o coeficiente aplicado ao módulo de elasticidade do betão da barragem e da rocha de fundação para a análise dinâmica; (ii) o coeficiente de redução das massas de água associadas (C_{MAA}) e (iii) a rigidez normal (K_N) e de corte (K_T) dos elementos de junta, incluindo as juntas de contração, a fenda horizontal no corpo da barragem e a descontinuidade na inserção. A boa concordância obtida entre os resultados calculados com o modelo de EF e os resultados experimentais mostra que o modelo foi devidamente calibrado.

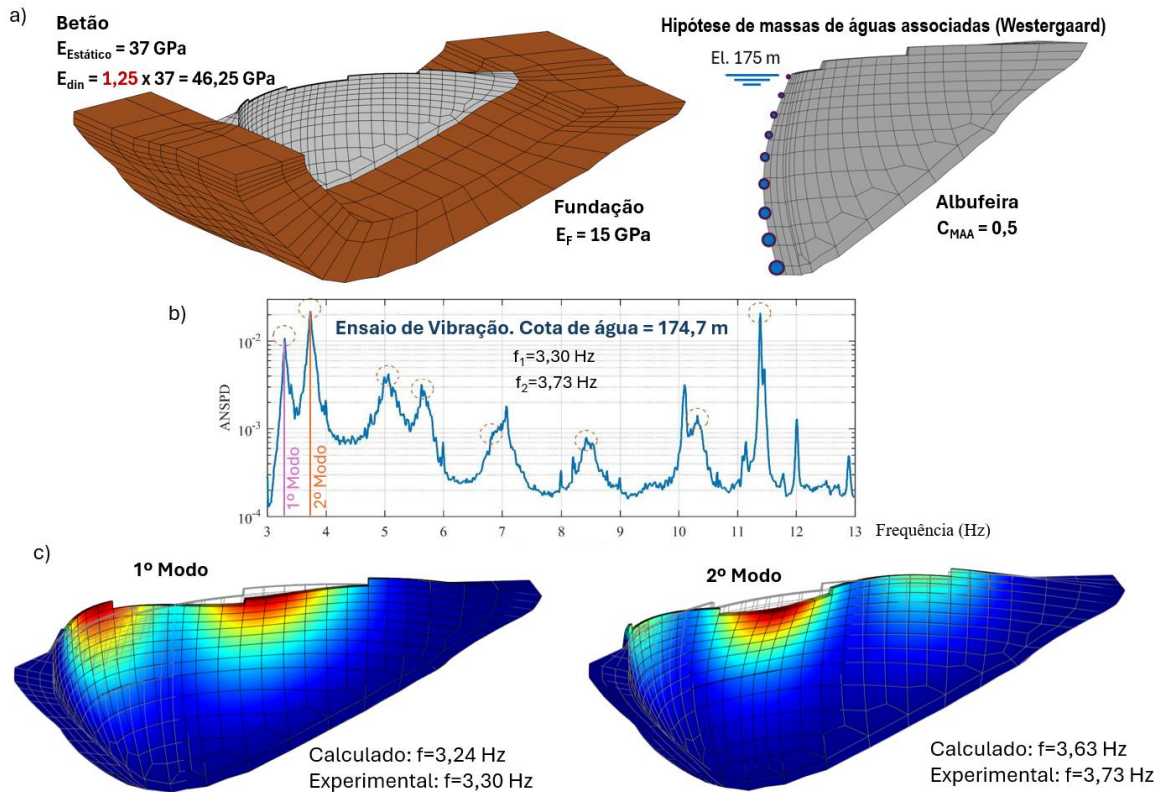


Figura 5. Resposta dinâmica do sistema barragem-fundação-albufeira. Cálculo das frequências naturais e modos de vibração da barragem. a) Modelo de EF: Propriedades dos materiais e coeficiente de redução das massas de água associadas; b) Resultados do ensaio de vibração ambiente realizado a 12 de junho de 2018 (adaptado de [7]); c) Modos de vibração obtidos com o modelo e comparação com resultados experimentais.

4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DA BARRAGEM DA BOUÇÃ

Nesta última secção apresenta-se um estudo de verificação da segurança sísmica da barragem da Bouçã, utilizando uma metodologia em que o desempenho sísmico da obra é avaliado com base na evolução dos danos à tração e à compressão sob acelerações de intensidade crescente [20]. Inicialmente descreve-se a metodologia utilizada e em seguida apresentam-se resultados obtidos na simulação da resposta sísmica não-linear da barragem, com recurso ao programa DamDySSA5.0.

4.1 Estudo da resposta sísmica não-linear com base no método de ETA

A metodologia utilizada no âmbito do presente estudo é baseada num método denominado *Endurance Time Analysis* (ETA) [8]. Com esta metodologia, a avaliação do desempenho sísmico (ou capacidade resistente) da barragem é efetuada através do controlo da evolução do estado de deterioração da barragem sob uma ação dinâmica, dada por histórias de acelerações de intensidade crescente (Figura 6), tendo em conta a evolução dos danos à tração e à compressão [6], [20].

Para a verificação de segurança, os cálculos foram efetuados considerando uma combinação de ações envolvendo o peso-próprio da barragem (PP), a pressão hidrostática para a albufeira à cota 175 m (PH_{175}) e um acelerograma de intensidade crescente aplicado na base da barragem na direção montante-jusante (Figura 6). Utilizou-se como *input* uma história de acelerações de intensidade crescente gerada para uma análise pelo método ETA ($Sismo_{ETA}$), com acelerações que aumentam até um máximo de 1,5g em 15 s.

Neste estudo utilizou-se o modelo de EF do sistema barragem-fundação-albufeira com as principais propriedades devidamente calibradas com base na resposta estática medida e nos parâmetros modais identificados. De modo a simular o comportamento não-linear da barragem foi ainda necessário ter em

conta os movimentos de abertura/fecho e deslizamento das juntas verticais e os danos no betão à tração e à compressão (Figura 6). No caso das juntas adotou-se um modelo constitutivo com rigidez normal $K_N = 1 \times 10^7$ kN/m, rigidez tangencial $K_T = 0,5 \times K_N$, coesão nula $c = 0$, e ângulo de atrito $\phi = 30^\circ$. Para o betão utilizou-se o modelo de dano com resistência à tração $f_t = 3$ MPa, energia de fratura $G_f = 0,9$ kN.m/m², resistência à compressão $f_c = -30$ MPa e extensão última $\epsilon_u = -9,5 \times 10^{-3}$.

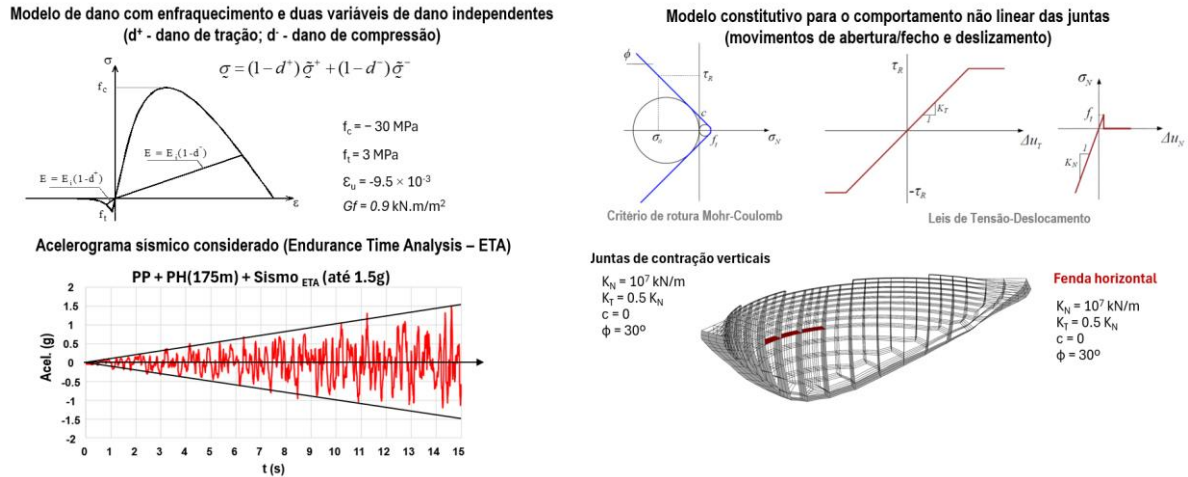


Figura 6. Cálculo sísmico não-linear. Modelos não-lineares: definição das propriedades das juntas e modelo de dano considerado. Acelerograma sísmico considerado, recorrendo à técnica de ETA.

4.2 Verificação sísmica da barragem da Bouçã para o Sismo Base de Projeto (SBP) e o Sismo Máximo de Projeto (SMP)

Os critérios de desempenho sísmico adotados neste estudo estão associados aos níveis de danos no corpo da barragem, tendo sido estabelecidos com vista a cumprir os requisitos definidos para as grandes barragens sob os níveis de excitação sísmica correspondentes ao SBP e ao SMP [21]. No que diz respeito aos danos à tração, considera-se inaceitável a ocorrência de roturas (fendilhação) em áreas significativas dos paramentos, particularmente se houver propagação ao longo da espessura (para o SBP não devem ser afetadas as condições de funcionalidade da obra). Em relação aos danos à compressão, um cenário considerado inaceitável envolve a ocorrência de roturas por compressão (esmagamento) do betão em zonas chave do corpo da obra. Este cenário corresponderia ao colapso de parte da obra, com libertação descontrolada de água da albufeira, não cumprindo assim o requisito de desempenho sísmico sob ação do SMP: não ocorrência de colapso que origine libertação descontrolada de água da albufeira.

Relativamente ao desempenho sísmico da obra, verifica-se que, até $t = 2,5$ s (0,25g), a barragem apresenta danos à tração aceitáveis (ver Figura 7). Contudo, para níveis de excitação da ordem de 0,3g, a barragem já apresenta fendilhação profunda de montante a jusante, ou seja, dano à tração máximo em toda a espessura. Assim, assume-se que a aceleração limite para que se mantenha a funcionalidade é de 0,25g, o que corresponde a um valor com uma larga margem de segurança: neste caso, 2,5 vezes superior ao valor da aceleração de pico à superfície prescrita para o SBP para a barragem (0,1g). Relativamente aos danos à compressão, é de referir que os primeiros danos aparecem apenas para $t = 10$ s (acelerações da ordem de 1,0g), na zona superior dos blocos centrais. Realça-se ainda que, para $t = 15$ s, correspondente à máxima aceleração (1,5g) do acelerograma considerado, a barragem não apresenta ainda danos significativos à compressão, verificando com uma larga margem (maior que 7,5 vezes) a segurança relativamente ao SMP (considera-se que 0,2g é o valor prescrito para o SMP na zona da obra).

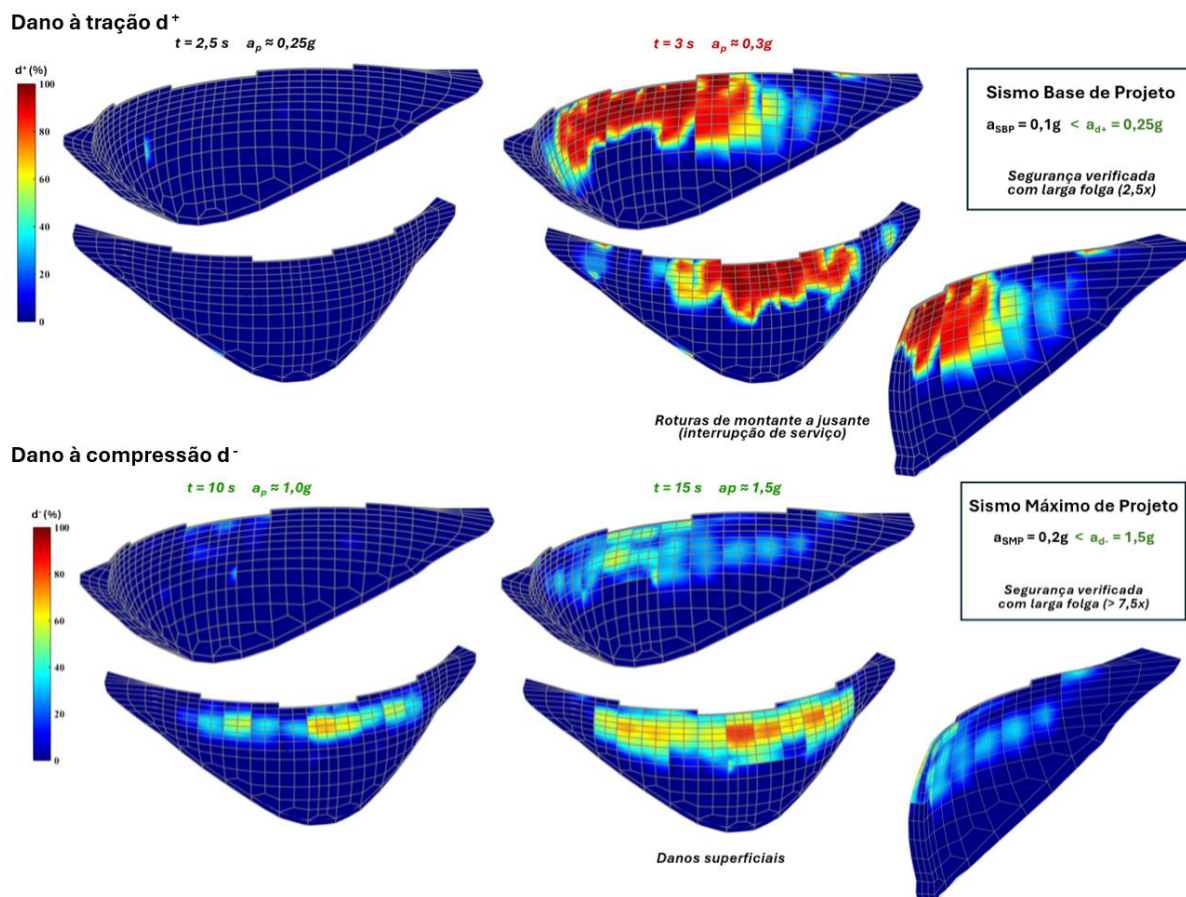


Figura 7. Verificação da segurança sísmica da barragem da Bouçã com base no método ETA. Evolução dos danos à tração ($t = 2,5 \text{ s}$ e $t = 3 \text{ s}$) e à compressão ($t = 10 \text{ s}$ e $t = 15 \text{ s}$) no corpo da barragem.

5. CONCLUSÕES

Este estudo apresenta resultados numéricos sobre o comportamento sísmico não-linear da barragem da Bouçã, com foco na avaliação da segurança estrutural sob ações sísmicas. As simulações foram realizadas utilizando o programa de elementos finitos DamDySSA5.0, desenvolvido para análise dinâmica linear e não-linear de sistemas barragem-fundação-albufeira. O modelo estrutural da barragem inclui (i) um modelo constitutivo de juntas para simular os movimentos de abertura/fecho e deslizamento das juntas e de fendas, e (ii) um modelo constitutivo de dano para simular o comportamento do betão até à rotura, à tração e à compressão.

Primeiramente, analisou-se a resposta estática e dinâmica da barragem, comparando os resultados da observação estática e de ensaios dinâmicos da obra com os obtidos computacionalmente para calibrar o modelo de elementos finitos.

Em seguida, utilizando o método de ETA, conduziu-se um estudo de verificação da segurança sísmica da barragem, considerando a evolução dos danos à tração e à compressão sob excitação sísmica de intensidade crescente (acelerações até 1,5g em 15 s). Os resultados mostraram que, para acelerações sísmicas de pico de 0,3g, ocorrem danos significativos à tração no paramento de jusante, o que corresponde ao desenvolvimento de fendilhação. Quanto aos danos à compressão, ocorrem apenas para acelerações de pico à superfície superiores a 1,0g, e tendem a concentrar-se na zona superior da barragem (compressão devido às maiores tensões segundo os arcos).

Finalmente, a verificação da segurança sísmica efetuada mostrou que a barragem de Bouçã apresenta um desempenho sísmico satisfatório. Como acelerações máximas aceitáveis definiram-se os seguintes

valores: (i) 0,25g para o critério de desempenho do SBP (manter as condições de funcionalidade: admitem-se zonas com danos à tração, mas não demasiado extensas); e (ii) 1,5g para o critério de desempenho do SMP (não ocorrência de colapso: admitem-se zonas com danos à compressão pouco extensas, e que não envolvam toda a espessura). Estes valores de aceleração, definidos para respeitar os critérios de desempenho do SBP e SMP, são, respetivamente, 2,5 e 7,5 vezes superiores aos valores das acelerações de pico à superfície prescritos para o SBP (0,1g) e para o SMP (0,2g), o que permite concluir que a barragem da Bouçã verifica com boa folga as exigências regulamentares de segurança sísmica.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao LNEC o apoio no enquadramento dos trabalhos, à EDP a disponibilização dos dados e à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pelo financiamento do projeto de investigação "SSHM4Dams - Monitorização Sísmica e da Integridade Estrutural de Grandes Barragens de Betão" (PTDC/ECI-EGC/5332/2020), o financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS e a bolsa de doutoramento de Rafael Ramos (2023.00414.BD).

REFERÊNCIAS

- [1] Wieland, M. (2016). Safety Aspects of Sustainable Storage Dams and Earthquake Safety of Existing Dams. *Engineering*, vol. 2, no. 3, pp. 325–331, doi: <https://doi.org/10.1016/J.ENG.2016.03.011>.
- [2] Leitão, N. (2017). Barragem da Bouçã. Estudo do processo de fendilhação no paramento de jusante. Relatório LNEC, Lisboa.
- [3] Fenves, G.; Soheil, M. e Reimer, R. (1992). Effect of Contraction Joints on Earthquake Response of an Arch Dam. *Journal of Structural Engineering*, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:4(1039).
- [4] Cervera, M.; Oliver, J. e Faria, R. (1995). Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models. *Earthq Eng Struct Dyn*, pp. 1225–1245, doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.4290240905>.
- [5] Chopra, A. (2012). Earthquake Analysis of Arch Dams: Factors to Be Considered. *Journal of Structural Engineering*, vol. 138, pp. 205–214, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000431.
- [6] Alegre, A. (2021). Modelling and monitoring the dynamic behaviour of concrete dams. Modal analysis and seismic response. PhD Thesis, Instituto Superior Técnico (University of Lisbon), Portugal.
- [7] Pereira, S. (2019). Structural condition assessment of dams based on continuous dynamic monitoring. PhD Thesis, University of Porto (FEUP).
- [8] Estekanchi, H. E.; Vafai, H. e Sadeghazar, M. (2004). Endurance Time Method for Seismic Analysis and Design of Structures. *Scientia Iranica*, vol. 11, no. 4, pp. 361–370.
- [9] LNEC (1957). Estudo experimental da barragem da Bouçã - Relatório complementar. Lisboa.
- [10] LNEC (1954). Plano de observação da barragem da Bouçã. Lisboa.
- [11] LNEC (1955). Estudo experimental da barragem da Bouçã - Relatório Preliminar. Lisboa.
- [12] Bazant Z. P. and Panula, L. (1980). Creep and shrinkage characterization for analyzing prestressed concrete structures. *PCI journal*, vol. 25, no. 3, pp. 86–122.
- [13] Oliveira, S.; Silvestre, A.; Espada, M. e Câmara, R. (2014). Modeling the dynamic behavior of dam-reservoir-foundation systems considering generalized damping. Development of a 3DFEM state formulation. *International Conference on Structural Dynamic EURODYN*, Porto, Portugal.
- [14] Alegre, A.; Oliveira, S.; Espada, M. e Câmara, R. (2019). Seismic analysis of an ultra-high arch dam using the 3DFE program DamDySSA3.0. Study on the influence of the reservoir water level. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. vol. Série III, no. 11, pp. 115–126, ISSN 2183–8488, 2019.
- [15] Alegre A. e Oliveira, S. (2020). Non-linear seismic analysis of arch dams considering joint movements and a concrete damage model. *4th Dam World Conference*, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [16] Westergaard, H. M. (1993). Water Pressures on Dams during Earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. 98, no. 2, pp. 418–433, doi: 10.1061/TACEAT.0004496.
- [17] Zienkiewicz O. C. e Bettess, P. (1978). Fluid-structure dynamic interaction and wave forces. An introduction to numerical treatment. *Int J Numer Methods Eng*. doi: 10.1002/nme.1620130102.
- [18] Oliveira S. and Faria, R. (2006). Numerical simulation of collapse scenarios in reduced scale tests of arch dams. *Eng Struct*, vol. 28, no. 10, pp. 1430–1439.
- [19] Oliveira, S. (2000). Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulações de dano. PhD Thesis, University of Porto (FEUP).
- [20] Alegre, A.; Oliveira, S.; Mendes, P.; Proença, J.; Ramos, R. e Carvalho, E. (2022). Seismic Safety Assessment of Arch Dams Using an ETA-Based Method with Control of Tensile and Compressive Damage. *Water (Switzerland)*, vol. 14, no. 23, doi: 10.3390/w14233835.
- [21] DTA (2018). Documentos técnicos de apoio ao regulamento de segurança de barragens (RSB). Agência Portuguesa do Ambiente. Lisboa.

Comportamento estrutural de vigas de betão armado reforçadas ao corte de acordo com a técnica *Embedded Through-Section* (ETS) – Estudo experimental e analítico

A.S. Azevedo¹ J.P. Firmo² J.R. Correia³ J. Almeida⁴

RESUMO

Neste artigo apresenta-se um estudo experimental e analítico sobre o comportamento estrutural de vigas de betão armado (BA) reforçadas ao corte de acordo com a técnica *Embedded Through-Section* (ETS). A campanha experimental consistiu em ensaios de flexão em três pontos de carga até à rotura de vigas de betão armado reforçadas ao corte com a técnica ETS, onde foi analisada a influência dos seguintes parâmetros: (i) material dos varões de reforço ETS - aço ou polímero reforçado com fibras de carbono (CFRP), ambos colados ao betão através de um adesivo epoxídico, e (ii) inclinação dos varões de reforço ETS - 90° (*i.e.* verticais) ou inclinados a 45° em relação ao eixo longitudinal da viga. Os resultados da campanha experimental confirmaram a eficácia da técnica ETS, mostrando aumentos de resistência ao corte, em relação a uma viga de referência (não reforçada), de 47%, 58% e 59%, respetivamente nas vigas reforçadas com varões de aço-ETS verticais (90°), e CFRP-ETS verticais (90°) e inclinados (45°). No estudo analítico compararam-se as cargas de rotura experimentais das vigas com as previstas por formulações adaptadas dos seguintes guias/códigos de dimensionamento: ACI 440-2R, Eurocódigo 2 e fib Model Code 2010. Em geral, obtiveram-se boas concordâncias entre as cargas de rotura previstas e as experimentais, em especial quando utilizada a formulação adaptada do fib Model Code 2010, considerando valores reduzidos da inclinação do campo de compressões ($\theta \approx 26^\circ$), o que é consistente com as inclinações das fendas de corte observadas na campanha experimental.

Palavras-chave: Vigas de betão armado; reforço ao corte; técnica ETS; estudo experimental; estudo analítico.

1. INTRODUÇÃO

Os polímeros reforçados com fibras (FRP) têm sido utilizados no reforço de estruturas existentes (sobretudo de betão armado - BA) devido às vantagens que apresentam quando comparados com os materiais/técnicas de reforço tradicionais (*e.g.* encamisamento com betão armado, colagem de chapas de aço), incluindo a leveza, a facilidade de aplicação e a resistência à corrosão [1]. As técnicas de reforço com FRPs mais utilizadas são a técnica EBR (do inglês, *Externally Bonded Reinforcement*), que consiste em colar laminados ou mantas na superfície dos elementos a reforçar, e a técnica NSM (do inglês, *Near-Surface Mounted*), que consiste em colar laminados ou varões em rasgos previamente executados no betão de recobrimento.

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. adriana.azevedo@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt

⁴ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. jalmeida@tecnico.ulisboa.pt

Os estudos existentes (e.g. [2]) mostram que ambas as técnicas são muito eficientes no reforço à flexão e ao corte de elementos de BA, especialmente a técnica NSM, pela melhor aderência do reforço ao betão em relação à técnica EBR. No entanto, em ambas as técnicas EBR e NSM, o reforço tem tendência a descolar de forma prematura (especialmente na técnica EBR), não sendo possível (na grande maioria das situações) explorar completamente a elevada resistência do FRP; além disso, por se encontrarem próximos/na superfície dos elementos, os sistemas de reforço EBR e NSM são suscetíveis a atos de vandalismo e aos efeitos de temperaturas elevadas/fogo [3]. Adicionalmente, quando é necessário reforçar vigas de BA ao corte, nem sempre é possível aceder às suas faces laterais para instalar o reforço EBR ou NSM. Como resposta a estes aspetos negativos das técnicas EBR e NSM, surgiu mais recentemente uma nova técnica de reforço ao corte, denominada por ETS (do inglês, *Embedded Through-Section*), que consiste em colar varões (de FRP ou aço) no interior de furos executados previamente na secção de betão. Uma vez que nesta técnica o reforço é colocado no interior da secção de betão, a sua eficácia é superior quando comparada com as técnicas EBR e NSM [4].

Os poucos estudos existentes na literatura sobre o comportamento de vigas de BA reforçadas ao corte com a técnica ETS [5–8] mostram que: (i) é possível aumentar a capacidade resistente ao corte de forma muito significativa (foram reportados aumentos até 136%), (ii) em vigas reforçadas com varões de aço-ETS, é possível atingir a cedência dos varões de reforço; (iii) em vigas reforçadas com varões de FRP-ETS, o reforço perde a sua contribuição para a resistência ao corte por descolamento, tendo sido reportadas extensões máximas de 0.87% e 1.00%, respetivamente para reforços inclinados a 90° e a 45°.

Os estudos mencionados acima mostram que a técnica ETS é muito eficaz no reforço ao corte de vigas de BA. No entanto, uma vez que esta técnica foi desenvolvida recentemente, o conhecimento sobre os parâmetros materiais e geométricos que afetam o seu desempenho é ainda limitado, bem como a definição da extensão máxima dos varões ETS que deve ser utilizada no dimensionamento do sistema de reforço. Neste contexto, o presente artigo pretende contribuir para suprir as referidas lacunas no conhecimento através da realização de uma campanha experimental sobre o comportamento de vigas de BA reforçadas ao corte com a técnica ETS, estudando o efeito da aplicação de (i) diferentes materiais de reforço – varões de aço e CFRP (carbono-FRP) –, e (ii) diferentes inclinações dos varões de reforço – 90° e 45°. Adicionalmente, adaptaram-se três formulações analíticas de diferentes guias/códigos de dimensionamento - ACI 440-2R, Eurocódigo 2 e fib Model Code 2010 - para estimar a resistência ao corte das vigas ensaiadas no presente estudo e de outras reportadas na literatura.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental consistiu em ensaios de flexão em três pontos de carga a vigas de BA reforçadas ao corte de acordo com a técnica ETS, com diferentes tipos de materiais de reforço – varões de aço e CFRP, e diferentes inclinações do reforço – 90° (verticais) e 45° (inclinados). A presente campanha experimental foi desenvolvida em paralelo com outra campanha experimental [9], em que se testaram vigas idênticas expostas à ação do fogo; a geometria das vigas foi definida tendo em conta as dimensões do forno onde foram executados os ensaios de resistência ao fogo, resultando em 1500 mm de comprimento, 200 mm de largura e 300 mm de altura (Figura 1). As armaduras internas (longitudinais e transversais) das vigas de BA foram dimensionadas para evitar a rotura por flexão e garantir a rotura por corte no vão com reforço ETS. O posicionamento da aplicação da carga (pontual) foi definido de forma a reduzir o efeito de arco, *i.e.* transferência direta da carga para o apoio, tendo-se definido um vão de corte (L_s) superior a $2.5d$ ($L_s = 610 \text{ mm} > 2.5d$), de acordo com as recomendações dadas em [10].

2.1. Materiais

As vigas de BA foram betonadas utilizando betão pronto (cimento do tipo Portland CEM II/A-L 42.5R) e curadas em ambiente húmido durante 5 dias. Após este período, as vigas foram armazenadas em laboratório (ambiente interior, não controlado). As propriedades mecânicas do betão foram determinadas de acordo com a EN 12390-3 e a EN 12390-6, à data dos ensaios (1100 dias), resultando nos seguintes valores médios: resistência à compressão em cubos $f_{cm} = 35 \text{ MPa}$ ($\pm 0.2 \text{ MPa}$), e

resistência à tração $f_{ctm} = 2.5 \text{ MPa}$ ($\pm 0.3 \text{ MPa}$). As armaduras internas de aço A500 (tensão de cedência $f_{ym} = 603 \text{ MPa}$ ($\pm 26 \text{ MPa}$), e módulo de elasticidade $E_s = 200 \text{ GPa}$ ($\pm 12 \text{ GPa}$), de acordo com a EN 10002-1), tinham diâmetros de $\text{Ø}25 \text{ mm}$ e $\text{Ø}12 \text{ mm}$, respetivamente na zona inferior (tração) e na zona superior (compressão) da viga, e diâmetros de $\text{Ø}6 \text{ mm}$ e $\text{Ø}10 \text{ mm}$, respetivamente para os estribos no vão com reforço ETS e no vão sem reforço.

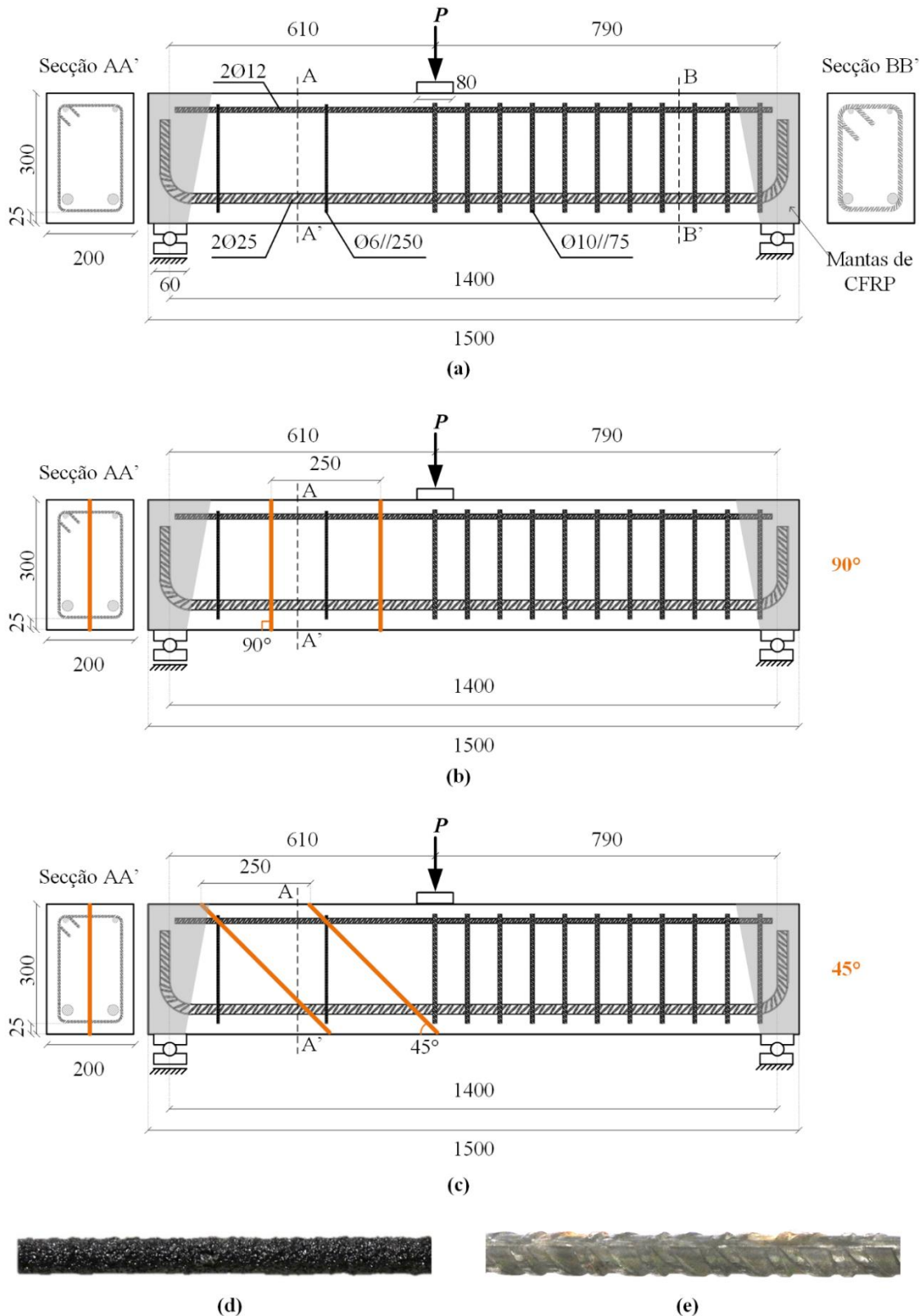


Figura 1. (a) Geometria das vigas testadas; posicionamento do reforço ETS quando aplicado a (b) 90° e (c) 45° , em relação ao eixo longitudinal da viga. Varão de reforço (d) em CFRP e (e) em aço.

Nos sistemas ETS, foram utilizados dois tipos de reforço: (i) varões de aço A500 nervurado com diâmetro de $\varnothing 10$ mm, e (ii) varões de CFRP (*MasterBrace Bar 165/2500*) com diâmetro de $\varnothing 8$ mm e revestimento de areia com aproximadamente 1 mm de espessura. Os valores médios das propriedades mecânicas dos varões de aço e CFRP-ETS são os seguintes, respetivamente: (i) tensão de cedência $f_{ym} = 565$ MPa (± 4 MPa) e módulo de elasticidade $E_s = 191$ GPa (± 14 GPa, determinados de acordo com a EN 10002-1); e (ii) tensão de rotura $f_{fu} = 2522$ MPa (± 151 MPa), módulo de elasticidade $E_f = 167$ GPa (± 10 GPa) e extensão na rotura $\varepsilon_f = 1.5\%$ ($\pm 0.2\%$) à tração (determinados de acordo com a ISO 10406-1). Ambos os tipos de varão foram colados ao betão com um adesivo epoxídico (*S&P Resin 55*), com resistência $\sigma_a = 59.4$ MPa e módulo de elasticidade $E_a = 3.6$ MPa à tração (valores médios, determinados de acordo com a ISO 527-2).

2.2. Instalação do reforço, instrumentação e procedimento

O procedimento de aplicação do reforço de acordo com a técnica ETS foi realização de acordo com os seguintes passos: (i) execução dos furos na secção de betão, (ii) colagem de extensómetros ao longo do comprimento dos varões de reforço, (iii) limpeza dos furos com ar à pressão, (iv) inserção do adesivo de colagem nos furos, e (v) inserção dos varões de reforço nos furos (taxa de reforço $\rho_w = 0.1\%$ e $\rho_w = 0.14\%$ respetivamente para as vigas com reforço aplicado a 90° e 45°). O diâmetro dos furos foi definindo com base nos resultados dos estudos [11,12], que recomendam um diâmetro de furo (d_h) de $1.5d_b$ (com d_p = diâmetro do varão de reforço), resultando em $d_h = 15$ mm e $d_h = 17$ mm, respetivamente para os varões de CFRP e de aço; no entanto, para garantir o espaço suficiente para a passagem dos fios dos extensómetros instalados nos varões ETS, adotaram-se furos com diâmetros de 16 mm e 18 mm, respetivamente para varões de CFRP e varões de aço. Para evitar roturas localizadas na zona das dobras dos varões longitudinais, foram colocadas mantas de CFRP (4 camadas unidireccionais, 300 g/m²) nas extremidades das vigas, como exemplificado na Figura 1).

As vigas de BA foram ensaiadas num esquema de flexão a três pontos de carga e instrumentadas com (i) transdutores de deslocamento (TML, modelo CDP-50) para medir o deslocamento vertical na secção de aplicação de carga; e (ii) extensómetros nos estribos de aço em locais próximos da localização expectável da fenda de corte principal (*cf.* Figura 3). A carga foi aplicada recorrendo a um macaco hidráulico (*Enerpac*, capacidade 500 kN) a uma velocidade de carregamento aproximada de 0.52 kN/s, medida através de uma célula de carga (*Novatech*, capacidade 500 kN).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Curvas carga vs. deslocamento

A Figura 2 apresenta as curvas carga vs. deslocamento na secção de aplicação de carga para todas as vigas testadas. Como esperado, as vigas reforçadas apresentaram cargas de rotura superiores à da viga de referência (RC, sem reforço ao corte), independentemente do material e inclinação do reforço, com aumentos de 58% e 59% respetivamente nas vigas com reforço CFRP aplicado a 90° (CFRP-90) e a 45° (CFRP-45), e 47% na viga com reforço em aço aplicado a 90° (Aço-90). Estes resultados mostram que o reforço com varões de CFRP-ETS é mais eficaz do que o reforço com varões de aço; no entanto, como se discute em seguida, a eficácia desta técnica do reforço é dependente da posição relativa entre os varões ETS e a fenda de corte principal (cuja localização pode apresentar alguma variabilidade).

As vigas com reforço CFRP apresentaram valores de resistência ao corte muito semelhantes (297.5 kN vs. 295.7 kN, respetivamente para as vigas CFRP-45 e CFRP-90); no entanto, seria expectável que a viga com reforço CFRP aplicado a 45° apresentasse uma resistência ao corte superior, uma vez que os varões de reforço ETS têm um comprimento aderente superior aos da viga com reforço CFRP aplicado a 90° - este resultado não se verificou devido à posição relativa entre a fenda de corte crítica e o reforço, que resultou num menor comprimento de amarração nos varões ETS instalados a 45° (*cf.* secção 3.3). Na Figura 2, também é possível observar que a rigidez inicial (K , em regime elástico) das curvas carga vs. deslocamento da viga CFRP-45 é superior à da viga CFRP-90, devido ao maior comprimento

aderente dos reforços aplicados a 45°; verifica-se também que a viga Aço-90 apresenta uma rigidez inicial superior à da viga CFRP-90, resultado expectável e que se deve ao maior módulo de elasticidade dos varões de aço.

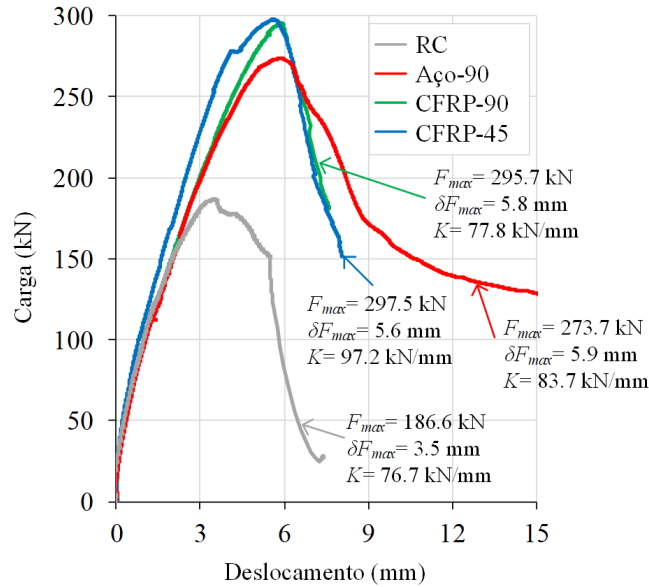


Figura 2. Curvas carga vs. deslocamento para todas as vigas testadas.

3.2. Extensões no reforço

A Figura 3 mostra as curvas carga vs. extensão nos estribos internos em aço e nos varões de reforço ETS de todas as vigas testadas: em geral, o seu comportamento pode descrever-se em 3 fases principais: (i) uma primeira fase, até aproximadamente 30% da carga máxima (sem formação de fendas de corte relevantes), com valores de extensões praticamente negligenciáveis; (ii) uma segunda fase com aumento linear das extensões com a carga até se verificar a cedência dos estribos internos, desenvolvendo-se nesta fase as fendas de corte visíveis; e (iii) uma última fase, após a cedência dos estribos, em que estes apresentam aumentos de extensões muito significativos com um reduzido aumento da carga aplicada; nesta fase, os varões de reforço aço-ETS (da viga Aço-90) atingiram a cedência, enquanto os varões de reforço CFRP-ETS (vigas CFRP-90 e CFRP-45) perderam a sua ligação ao betão.

A Figura 3 mostra também que os valores de extensão medidos são dependente da localização dos extensómetros em relação à fenda de corte principal, *i.e.*, os extensómetros mais próximos das fendas de corte apresentam valores de extensões superiores. Como referido, apesar da viga CFRP-45 ter reforços com maior comprimento aderente quando comparada com a viga CFRP-90, a resistência de ambas foi muito semelhante, o que é concordante com as extensões máximas medidas nos reforços ($\epsilon_{F_{max}} = 0.46\%$ vs. $\epsilon_{F_{max}} = 0.69\%$ respetivamente para as vigas CFRP-45 e CFRP-90), e com o posicionamento das fendas de corte principais em relação aos reforços (*cf.* secção 3.3) – de acordo com Breveglieri *et al.* [7], a extensão máxima em reforços ETS-CFRP aplicados a 45° poderá chegar a 0.9%, extensão muito superior à medida nestes ensaios. No entanto, é importante referir que a leitura das extensões é realizada de forma pontual (na posição do extensómetro), é dependente da localização das fendas de corte e, por isso, a extensão máxima atingida ao longo do reforço ETS pode não ter sido a medida pela instrumentação adotada no presente estudo.

3.3. Modos de rotura

Como esperado, todas as vigas testadas apresentaram rotura por corte (*cf.* Figura 4). Na viga de referência (RC), foi atingida a cedência dos estribos aplicados no vão de corte. Na viga com reforço em aço (viga Aço-90), foi atingida a cedência em pelo menos um dos varões de reforço ETS após a cedência nos estribos (*cf.* Figura 4); esta viga exibiu um padrão de fendas de corte ramificado (fenda de corte

média, $\theta_{SC} = 22^\circ$), apesar do comprimento aderente do reforço ETS após a formação da fenda (L_{anc} , cf. Figura 4) ser relativamente reduzido ($L_{anc} \approx 40$ mm) – os resultados apresentados em [13] mostram que, em ensaios de arrancamento, 50 mm de comprimento aderente é suficiente para ancorar varões de aço-ETS idênticos aos utilizados nestas vigas, *i.e.*, permitindo atingir a cedência do reforço.

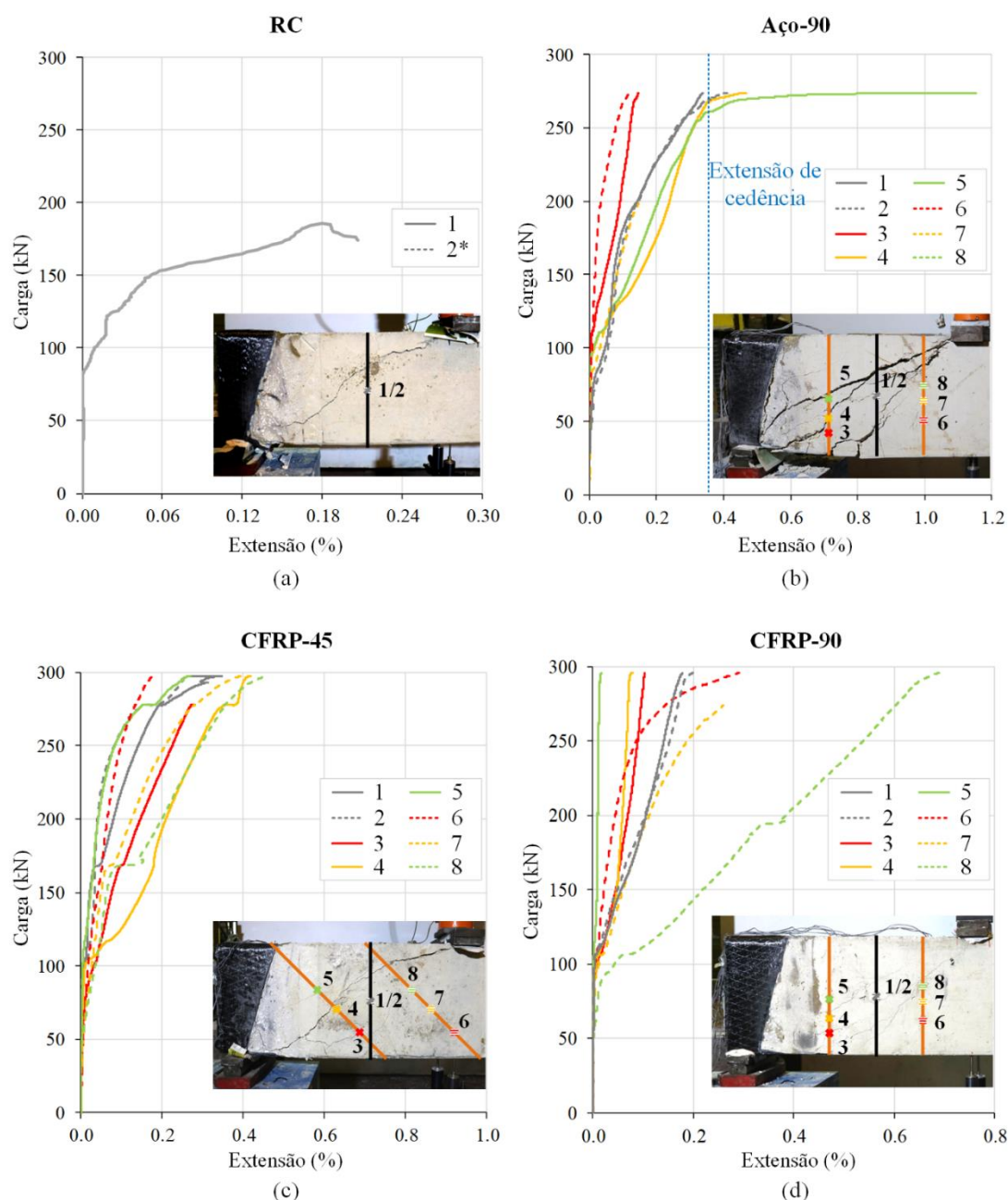


Figura 3. Extensões axiais nos estribos (cinza) e nos reforços ETS (verde, amarelo e vermelho) nas vigas (a) RC, (b) Aço-90, (c) CFRP-45, e (d) CFRP-90.

Nas vigas reforçadas com varões de CFRP-ETS, a rotura do reforço ocorreu quando foi atingida a carga máxima e deu-se por deslizamento dos varões ETS, não apresentando sinais de rotura por tração, estando, portanto, em concordância com as extensões máximas medidas nos varões CFRP-ETS (*i.e.* bastante inferiores às extensões de rotura do material CFRP). Por outro lado, a rotura nestas vigas caracterizou-se pela formação de uma fenda de corte principal/única e mais inclinada do que a registada na viga reforçada com varões de aço ($\theta_{SC} = 38^\circ$ e $\theta_{SC} = 40^\circ$, respetivamente para as vigas CFRP-90 e CFRP-45). A Figura 4 também mostra que os comprimentos aderentes após a fenda (L_{anc}) variaram com o posicionamento das fendas de corte, sendo possível ver que o L_{anc} dos reforços da viga CFRP-45 foi

aproximadamente 55 mm (inferior ao L_{anc} dos reforços da viga CFRP-90, 60 mm) – isto explica, em parte, o reduzido aumento da resistência ao corte da viga CFRP-45 em relação à viga CFRP-90.

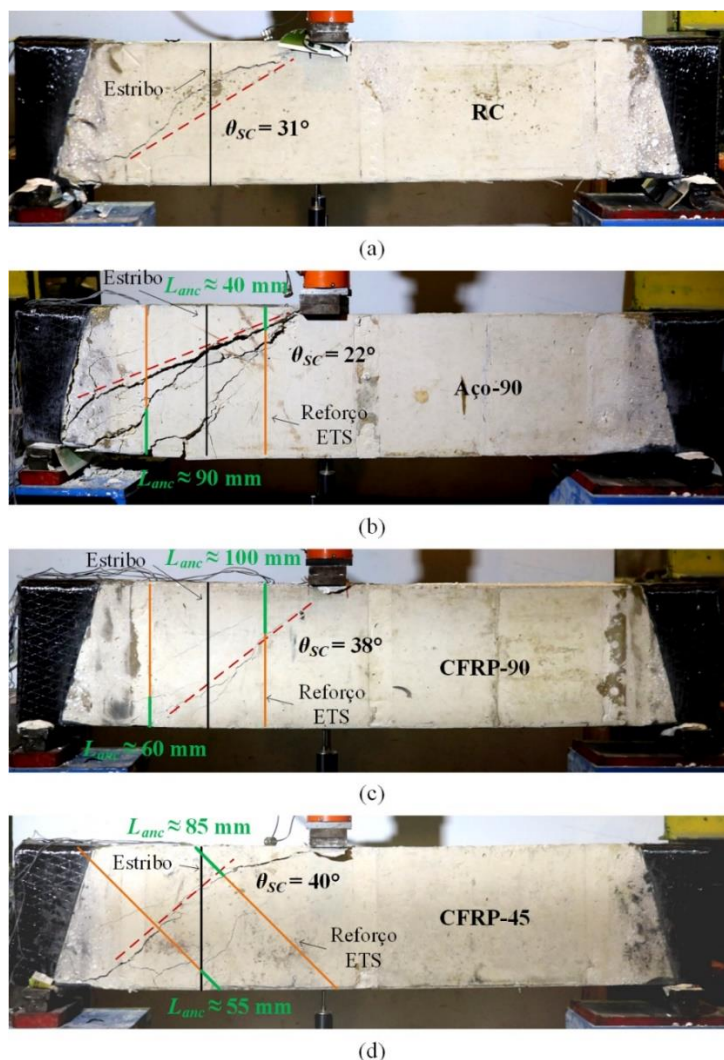


Figura 4. Modos de rotura e inclinações das fendas de corte principais (vermelho, θ_{SC}) em todas as vigas testadas: (a) RC, (b) Aço-90, (c) CFRP-90, e (d) CFRP-45 (reforço ETS a laranja, estribos a preto, e comprimento aderente após fenda, L_{anc} , a verde).

4. ESTUDO ANALÍTICO PARA ESTIMAR A RESISTÊNCIA AO CORTE

4.1. Descrição do estudo analítico

Nesta secção, procurou-se estimar a resistência ao corte (P_{Rm}) das vigas testadas na secção anterior e em estudos disponíveis na literatura [4–7], através da adaptação de formulações existentes nos seguintes documentos: (i) ACI 440-2R, (ii) fib Model Code (MC) 2010 e (iii) Eurocódigo 2, parte 1-1 (EN 1992-1-1). Como ainda não existem formulações específicas para o dimensionamento de vigas reforçadas com varões ETS, adaptaram-se as formulações mencionadas de forma a considerar a extensão máxima atingida nos reforços para a carga máxima de corte: no caso da viga reforçada com varões de aço considerou-se a extensão de cedência do aço, enquanto que no caso das vigas reforçadas com varões de CFRP considerou-se como base uma extensão máxima (extensão para a qual o reforço perde eficácia) de 0.6%, tanto para os reforços aplicados a 90° como para os reforços aplicados a 45°. Este último valor foi definido de acordo com os resultados existentes na literatura [7], tendo em conta a variabilidade dos resultados existentes e os resultados do presente estudo. Para comparar os valores de resistência ao corte obtidos na secção 3.1 com os valores obtidos nesta secção, foram utilizados fatores de segurança

unitários e valores médios das propriedades dos materiais. Mais detalhes sobre as formulações e simplificações consideradas neste estudo analítico podem ser consultados em [14].

4.2. Resultados e discussão

A Figura 5 compara as cargas de rotura experimentais com as estimativas obtidas com as formulações mencionadas, considerando as inclinações máximas (θ_{max}) e mínimas (θ_{min}) admissíveis para o campo de compressões, bem como o valor médio da inclinação das fendas de corte observadas nos ensaios ($\theta_{avg} = 33^\circ$; cf. secção 3.3).

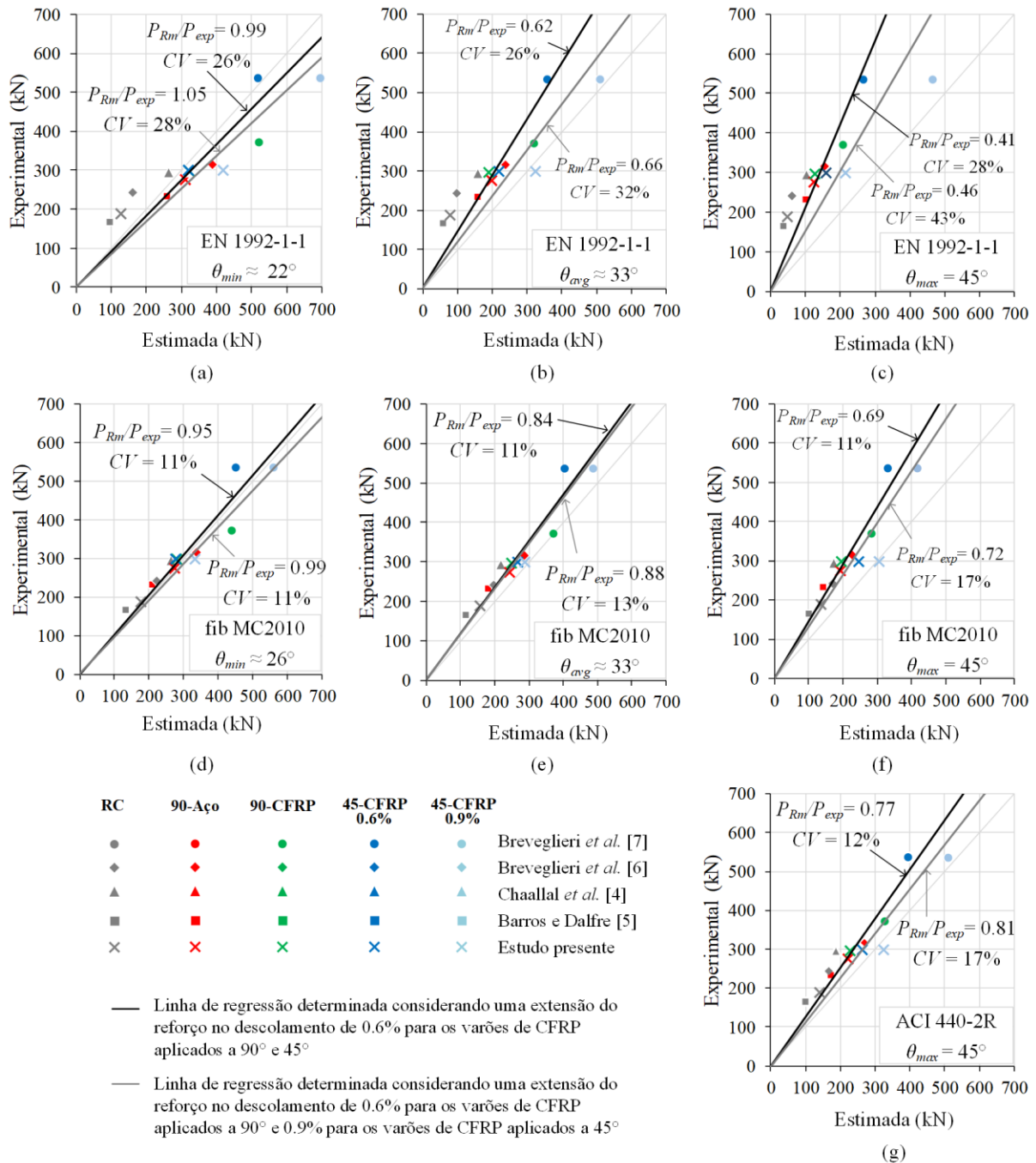


Figura 5. Resistência ao corte experimental vs. estimada e rácio P_{Rm}/P_{exp} para as vigas testadas no presente estudo e nos estudos [4–7], considerando diferentes formulações e valores de θ : (a) EN 1992-1-1, θ_{min} ; b) EN 1992-1-1, θ_{avg} ; c) EN 1992-1-1, θ_{max} ; d) fib MC2010, θ_{min} ; e) fib MC2010, θ_{avg} ; f) fib MC2010, θ_{max} ; g) ACI 440-2R, θ_{max} .

Dos resultados apresentados na Figura 5 destacam-se os seguintes aspetos principais: (i) como esperado, as cargas de rotura estimadas de acordo com as formulações adaptadas da EN 1992-1-1 e do fib MC 2010 dependem da inclinação do campo de compressões considerada – esta variação é mais pronunciada no caso da formulação da EN 1992-1-1, uma vez que a resistência ao corte é contabilizada considerando apenas a contribuição dos estribos/reforço ETS, enquanto a formulação do fib MC 2010 considera também a contribuição do betão; (ii) as cargas de rotura estimadas (P_{Rm}) para todas as vigas testadas no presente estudo mostraram valores mais próximos das cargas experimentais (P_{exp}) para inclinações mínimas do campo de compressões (θ_{min}), independentemente da formulação utilizada, o que é consistente com as inclinações das fendas de corte observadas nos ensaios; (iii) a formulação adaptada do fib MC 2010 foi a formulação que estimou com maior precisão as cargas de rotura das vigas ensaiadas no presente estudo, sobretudo quando considerada a inclinação mínima do campo de compressões ($\theta_{min} \approx 26^\circ$), obtendo-se um rácio de P_{Rm}/P_{exp} de 0.97 (vs. 1.11 para a EN 1992-1-1 ($\theta_{min} \approx 22^\circ$) e 0.83 para o ACI 440-2R ($\theta_{max} = 45^\circ$)).

Dada a variabilidade das extensões medidas nos varões de reforço CFRP-ETS, principalmente nos varões aplicados a 45° , e a necessidade de se estabelecer um valor de extensão a utilizar no dimensionamento do reforço, a Figura 5 compara estimativas de cargas de rotura das vigas com reforço ETS-CFRP- 45° considerando duas extensões máximas na rotura – 0.6% e 0.9%. Como se observa nesta figura, foram obtidas melhores estimativas da resistência ao corte experimental quando foram utilizados valores de extensões máximas do reforço CFRP-ETS de 0.9%, aproximando o rácio P_{Rm}/P_{exp} da unidade (0.95 vs. 0.99, respetivamente para extensões máximas de 0.6% e 0.9%). Estes resultados indicam que os valores máximos das extensões no reforço CFRP aplicado a 45° podem efetivamente ter sido superiores aos medidos nos ensaios experimentais (cf. secção 3.2). Dada a complexidade do comportamento ao corte de vigas de BA reforçadas com varões de CFRP-ETS, e não obstante a contribuição do presente estudo para a melhoria do seu conhecimento, considera-se necessária a realização de estudos adicionais para determinar as extensões máximas a utilizar no dimensionamento de reforços com varões CFRP-ETS com diferentes inclinações, geometrias de vigas e configurações de aplicação de carga.

CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou os resultados de um estudo experimental e analítico sobre o comportamento estrutural de vigas de BA reforçadas ao corte com varões de aço e CFRP instalados de acordo com a técnica ETS, aplicados a 90° e 45° , em relação ao eixo longitudinal da viga. Desta investigação, destacam-se as seguintes conclusões: (i) independentemente do material de reforço e inclinação, obtiveram-se aumentos de resistência ao corte significativos tendo por base a resistência ao corte da viga de referência (RC, não reforçada), nomeadamente 47%, 58% e 59%, respetivamente para as vigas Aço-90, CFRP-90 e CFRP-45; (ii) todas as vigas apresentaram rotura por corte - na viga Aço-90, o reforço ETS atingiu a cedência, e nas vigas CFRP-90 e CFRP-45 os varões CFRP-ETS perderam a ligação ao betão para extensões máximas de 0.69% e 0.46% (medidas localmente) – a extensão máxima medida nos varões aplicados a 45° foi inferior ao previsto, sendo tal justificado, parcialmente, pela localização relativa entre as fendas de corte e o varão CFRP-ETS; (iii) no estudo analítico, obtiveram-se, em geral, boas concordâncias entre as cargas de rotura previstas e as experimentais, em especial quando foi utilizada a formulação adaptada do fib Model Code 2010, considerando valores reduzidos da inclinação do campo de compressões ($\theta \approx 26^\circ$), o que é consistente com as inclinações das fendas de corte observadas na campanha experimental.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FCT o financiamento através do projeto FireComposite PTDC/ECM-EST/1882/2014 e da unidade de investigação CERIS, através do projeto UIDB/04625/2020 (DOI: 10.54499/UIDB/04625/2020); à Secil/Unibetão pelo fornecimento do betão; e à S&P Clever

Reinforcement pelo fornecimento do adesivo. A primeira autora também agradece o apoio financeiro da FCT através da bolsa SFRH/BD/145256/2019.

REFERÊNCIAS

- [1] J.R. Correia, Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites, *Mater. Constr. Civ. Eng.* (2015) 501–556. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-08236-3>.
- [2] J.A.O. Barros, S.J.E. Dias, J.L.T. Lima, Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams, *Cem. Concr. Compos.* 29 (2007) 203–217. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.09.001>.
- [3] J.P. Firmo, J.R. Correia, L.A. Bisby, Fire behaviour of FRP-strengthened reinforced concrete structural elements: A state-of-the-art review, *Compos. Part B Eng.* 80 (2015) 198–216. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.05.045>.
- [4] O. Chaallal, A. Mofidi, B. Benmokrane, K. Neale, Embedded Through-Section FRP rod method for shear strengthening of RC beams: performance and comparison with existing techniques, *J. Compos. Constr.* 15 (2011) 374–383. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000174](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000174).
- [5] J.A.O. Barros, G.M. Dalfré, Assessment of the effectiveness of the embedded through-section technique for the shear strengthening of reinforced concrete beams, *Strain.* 49 (2013) 75–93. <https://doi.org/10.1111/str.12016>.
- [6] M. Breveglieri, A. Aprile, J.A.O. Barros, Shear strengthening of reinforced concrete beams strengthened using embedded through section steel bars, *Eng. Struct.* 81 (2014) 76–87. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.09.026>.
- [7] M. Breveglieri, A. Aprile, J.A.O. Barros, Embedded Through-Section shear strengthening technique using steel and CFRP bars in RC beams of different percentage of existing stirrups, *Compos. Struct.* 126 (2015) 101–113. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.02.025>.
- [8] P. Valerio, T.J. Ibell, A.P. Darby, Deep embedment of FRP for concrete shear strengthening, *Proc. Inst. Civ. Eng. - Struct. Build.* 162 (2009) 311–321. <https://doi.org/10.1680/stbu.2009.162.5.311>.
- [9] A.S. Azevedo, J.P. Firmo, J.R. Correia, Fire behaviour of reinforced concrete beams strengthened in shear according to the embedded through-section (ETS) technique – experimental and numerical study, *Submitt. to Compos. Struct.* (2024).
- [10] M.P. Collins, D. Mitchell, *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall, 1991.
- [11] A. Godat, A. L’Hady, O. Chaallal, K.W. Neale, Bond behavior of the ETS FRP bar shear-strengthening method, *J. Compos. Constr.* 16 (2012) 529–539. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000280](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000280).
- [12] M. Caro, Y. Jemaa, S. Dirar, A. Quinn, Bond performance of deep embedment FRP bars epoxy-bonded into concrete, *Eng. Struct.* 147 (2017) 448–457. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.05.069>.
- [13] A.S. Azevedo, J.P. Firmo, J.R. Correia, Bond behaviour at high temperatures between concrete and CFRP or steel strengthening bars applied according to the Embedded Through-Section (ETS) technique, *Cement and Concrete Composites*, *Cem. Concr. Compos.* 151 (2024) 105580.
- [14] A.S. Azevedo, J.P. Firmo, J.R. Correia, J. Almeida, Embedded through-section (ETS) technique for shear strengthening of reinforced concrete beams – experimental and analytical study, *Submitt. to Cem. Concr. Compos.* (2024).

Análise numérica da fissuração de um tirante espesso restringido com a simulação ponto a ponto da temperatura, humidade relativa, retração e fluência

C. Ferreira ¹

C. Sousa ²

D. Schlicke ³

M. Azenha ⁴

R. Faria ⁵

RESUMO

O controlo da fissuração constitui um relevante desafio no dimensionamento das estruturas de betão armado, tendo em vista assegurar uma adequada durabilidade. As armaduras devem ser dimensionadas de forma a limitar a abertura de fendas para valores dentro dos limites recomendados nos códigos de projeto. Contudo, as estruturas de betão armado estão sujeitas a efeitos diferidos ao longo da sua vida útil, os quais podem contribuir para o aparecimento de novas fissuras ou para o aumento da abertura de fendas nas fissuras já existentes. Fenómenos como a retração e a fluência do betão, que persistem por décadas, apresentam um desenvolvimento não linear ao longo da espessura dos elementos, sendo este agravado pelo aumento da espessura do elemento estrutural. A complexidade inerente a estes fenómenos leva a que muitas abordagens analíticas simplifiquem estes efeitos no dimensionamento das armaduras para controle da abertura de fendas, podendo resultar em sobredimensionamento ou subdimensionamento. Este artigo apresenta um estudo sobre o efeito da retração por secagem na abertura de fendas, utilizando análises termo-higro-mecânicas baseadas num modelo constitutivo local. O caso de estudo incide num tirante de 50 cm de espessura, restringido desde as primeiras idades. Adota-se uma abordagem faseada, realizando inicialmente uma análise para determinar as temperaturas e humidades relativas ao longo do tempo, que são utilizadas como dados de entrada para a análise mecânica. Os resultados das análises termo-higro-mecânicas incluem as tensões, as deformações e a abertura de fendas. Os resultados numéricos são discutidos em conformidade com as recomendações de dimensionamento da armadura mínima segundo a nova versão do Eurocódigo 2.

Palavras-chave: fissuração; retração; fluência; análises termo-higro-mecânicas; armadura mínima.

1. INTRODUÇÃO

Nos projetos de estruturas de betão armado, as quantidades de armadura necessárias são frequentemente condicionadas pelos critérios de fissuração. As normas de projeto como o Eurocódigo 2 [1] (EC2) definem métodos para o dimensionamento da armadura para o controlo da fissuração assumindo uma tensão limite na armadura correspondente às forças de tração no betão imediatamente antes de este fissurar. A armadura mínima é calculada através da Eq. (1):

$$A_{s,min} \sigma_s = k k_h f_{ctm} A_c \quad (1)$$

¹ Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. cfbferreira@fe.up.pt

² Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. cfsousa@fe.up.pt

³ Graz University of Technology, Graz, Austria. dirk.schlicke@tugraz.at

⁴ Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. miguel.azinha@civil.uminho.pt

⁵ Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. rfaria@fe.up.pt

onde $A_{s,min}$ é a armadura mínima a considerar, σ_s é a tensão na armadura, k é um parâmetro que depende do tipo de carregamento, k_h é um parâmetro que depende da espessura do elemento, f_{ctm} é a resistência à tração do betão e A_c é a área da secção transversal do elemento de betão.

A formulação apresentada é expedita, pois simplifica significativamente o comportamento físico dos elementos estruturais com o uso dos parâmetros k e k_h . Em situações de tração pura o parâmetro k pode ser considerado igual a 1. O parâmetro k_h , por sua vez, depende da espessura do elemento de betão armado. Recentemente foi apresentada a nova versão do EC2 (EN1992-1-1:2023) com diferenças no cálculo da armadura mínima. Para elementos de betão sujeitos à tração pura as diferenças restringem-se aos valores adotados no parâmetro k_h . Na EN1992-1-1:2010, este parâmetro varia linearmente entre 1.0, para elementos até 300 mm de espessura, e 0.65, para elementos com uma espessura de 800 mm. Na EN1992-1-1:2023, o parâmetro k_h varia entre 0.8, para elementos com uma espessura de 300 mm, e 0.5, para elementos com uma espessura de 800 mm. Estas alterações resultam numa redução proporcional da armadura para controlo da fissuração de 20% a 23% em comparação com o valor recomendado na EN1992-1-1:2010.

Este artigo foca-se na investigação das limitações das simplificações adotadas no dimensionamento da armadura mínima para controlo da fendilhação devida a deformações impedidas. Para tal, empregam-se análises termo-higro-mecânicas que avaliam o comportamento a longo prazo de um tirante de betão armado restringido desde as primeiras idades. As deformações volumétricas analisadas incluem as variações de temperatura devido ao calor de hidratação e a retração por consumo interno de água ou secagem. A análise termo-higrométrica é conduzida através da simulação de um fluxo unidirecional de temperatura e humidade relativa, perpendicular ao folheto médio do elemento de betão armado, conforme descrito nas referências [2, 3]. Os resultados da evolução da temperatura e humidade ao longo do tempo são utilizados como variáveis de entrada na análise mecânica. A análise mecânica é realizada utilizando o software DIANA FEA, onde foi implementada uma rotina que avalia o comportamento constitutivo do material com base nas condições locais de temperatura e humidade. A viscoelasticidade e as propriedades mecânicas do betão são simuladas de acordo com os modelos descritos em [4], enquanto a armadura é representada por elementos finitos (EF) de treliça e a aderência aço-betão por EF de interface. A geometria do tirante e os parâmetros materiais assumidos na simulação numérica, baseados em [5], incluem diferenças limitadas ao modelo geométrico em 3D, à configuração da armadura e ao modelo material utilizado localmente. O artigo apresenta os resultados numéricos obtidos e uma discussão sobre estes.

2. METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA PONTO A PONTO

A presente abordagem de análise baseia-se numa metodologia termo-higro-mecânica que se realiza de uma forma faseada. Num primeiro momento, procede-se à análise termo-higrométrica de uma fatia da espessura do tirante, resolvendo simultaneamente as equações de condução térmica e transporte de humidade interna, com base no método de elementos finitos, conforme a implementação numérica descrita em [2, 3]. Os resultados da evolução da temperatura e da humidade relativa são compatibilizados e usados como variáveis de entrada para cada nó correspondente da análise mecânica. Procede-se, em seguida, a uma análise mecânica com recurso a uma rotina material desenvolvida especificamente para avaliar as propriedades dos materiais em cada ponto de integração, com base nas temperaturas e humidades relativas correspondentes. A rotina, desenvolvida em Fortran, é compatível com o software DIANA FEA V10.6. A Fig. 1 apresenta um esquema da metodologia de análise adotada.

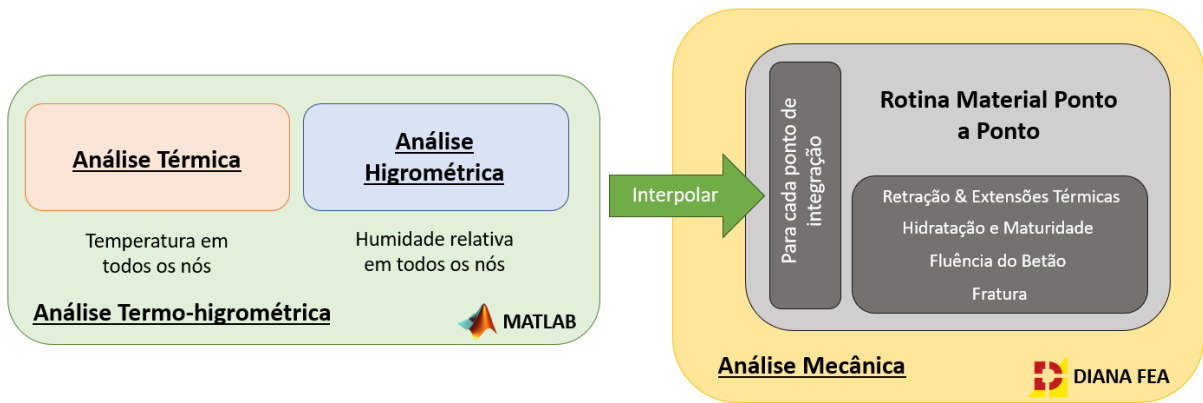


Figura 1. Representação da metodologia de análise numérica.

A rotina do comportamento material é responsável pelo cálculo das tensões em cada ponto de integração, atualizando-as em cada iteração. Este é o principal resultado que a rotina fornece ao software DIANA FEA. O modelo material ponto a ponto foi desenvolvido para melhorar a simulação do comportamento material em estruturas sensíveis a efeitos termo-higrométricos. O seu funcionamento requer várias variáveis de entrada, subdivididas em: parâmetros materiais, constante ao longo de toda a análise; indicadores, que definem o modelo a usar; e variáveis de estado, que se alteram ao longo da análise.

A rotina material envolve uma série de modelos materiais com o intuito de avaliar as propriedades materiais localmente. Em resumo, a estrutura da rotina subdivide-se em quatro ramos diferentes: hidratação e maturidade [4, 6], retração e extensões de origem térmica [4], viscoelasticidade [4] e cálculo das tensões no betão usando um modelo linear ou de fratura [7, 8]. Todas as propriedades materiais são avaliadas localmente, com base na temperatura e humidade relativa no ponto de integração. Complementarmente, os efeitos termo-higrométricos na maturidade são incorporados através do conceito de idades equivalentes para a hidratação, a relaxação e o *microprestress*, conforme introduzido por Bažant and Jirásek [4], de acordo com a seguinte equação,

$$\frac{dt_i}{dt} = \beta_{h,i}(h) \cdot \beta_{T,i}(T) \quad (2)$$

onde t é o tempo real após o início da presa do betão, t_i é idade equivalente devido aos efeitos relacionados com a hidratação do cimento, relaxação ou *microprestress*, $\beta_{h,i}(h)$ é uma função que tem em conta a humidade relativa na evolução da idade equivalente e $\beta_{T,i}(T)$ é uma função que tem em conta os efeitos da temperatura na idade equivalente. As funções $\beta_{h,i}(h)$ e $\beta_{T,i}(T)$ são descritas em [4].

A viscoelasticidade do betão é simulada através da *microprestress-solidification theory* [4]. A Fig. 2 apresenta o modelo reológico de acordo com esta teoria.

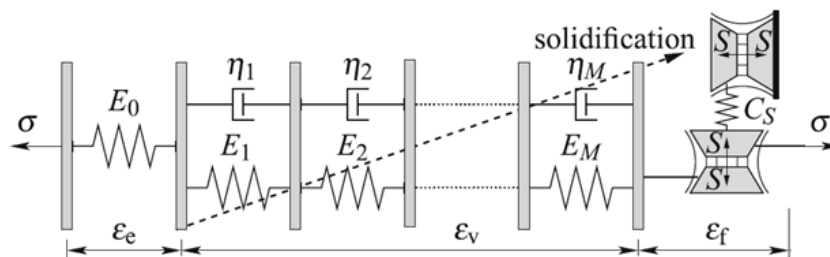


Figura 2. Modelo reológico para a simulação da fluência de acordo com a *microprestress-solidification theory* (adaptado de [4]).

O modelo de fissuração utilizado é o modelo *total strain* baseado na *modified-compression field theory* [9]. Nesta abordagem foram implementados os conceitos de fendas rotativas e fendas fixas, sendo assumido um valor limite da transição entre estes correspondentes a uma abertura de fendas de 0.01 mm. Nas análises não lineares foi adotado um método Quasi-Newton (BFGS) disponível no software DIANA FEA [8, 10]. Detalhes adicionais sobre o modelo numérico podem ser encontrados em [4, 5].

3. CASO DE ESTUDO

O caso de estudo abordado diz respeito a um tirante de betão armado, que representa o comportamento de uma laje infinita, com uma espessura de 50 cm, uma dimensão que, de acordo com o valor do k_h na Eq. (1), marca a transição entre um elemento fino e um elemento espesso. A armadura foi dimensionada de acordo com as normas EN1992-1-1:2010 e EN1992-1-1:2023, sendo instalada e dividida de forma análoga próximas das faces superiores e inferiores, resultando em configurações de varões de $\phi 12$ mm//0.091 m no primeiro caso e $\phi 12$ mm//0.115 m no segundo. Com estes espaçamentos para os varões obtém-se a armadura necessária para cumprir a Eq. (1), tanto para a EN1992-1-1:2010 como para a EN1992-1-1:2023. Consideram-se dois graus de restrição: $R=2/3$ e $R=1$, calculados relativamente ao betão endurecido. O Quadro 1 resume as análises efetuadas no âmbito deste trabalho.

Quadro 1. Resumo das análises: configuração da armadura e grau de restrição.

Análise	Diâmetro da armadura	Espaçamento	Grau de restrição
EN1992-1-1:2010 $R=2/3$	$\phi 12$ mm	90.7 mm	2/3
EN1992-1-1:2010 $R=1$	$\phi 12$ mm	90.7 mm	1
EN1992-1-1:2023 $R=2/3$	$\phi 12$ mm	114.7 mm	2/3
EN1992-1-1:2023 $R=1$	$\phi 12$ mm	114.7 mm	1

3.1. Modelo numérico

O modelo de EF adotado para o tirante compreende a simulação de uma fatia de betão armado. O tirante apresenta um comprimento total de 2 m, o que é suficiente para permitir a transição de tensões do betão para a armadura. As condições de simetria são consideradas a meia altura do tirante, conduzindo à geometria de um paralelepípedo com 2 m de comprimento, 25 cm de altura com a armadura instalada junto à face superior do elemento. O recobrimento da armadura é de 46 mm. O betão é simulado através de EF 3D enquanto a armadura é simulada através de EF lineares. As dimensões dos EF são de $25 \times 25 \times e/2$ mm³ para as análises EN1992-1-1:2010 e $25 \times 25 \times e/4$ mm³ para as análises EN1992-1-1:2023, onde e representa o espaçamento apresentado no Quadro 1. A aderência entre o betão e a armadura é simulada por EF de interface. A restrição é modelada por uma mola na direção longitudinal, com uma elasticidade constante ao longo da análise. Nos casos em que o grau de restrição é considerado igual a 1.0, os deslocamentos longitudinais (eixo X) no nó onde a mola está localizada são completamente restringidos. Todos os nós na extremidade da mola são fixados e controlados pelo nó mestre, que é o nó conectado à mola, garantindo que a secção se mantém plana e perpendicular ao eixo ao longo da direção longitudinal. A Fig. 3 apresenta uma representação esquemática da geometria do tirante considerada na análise numérica.

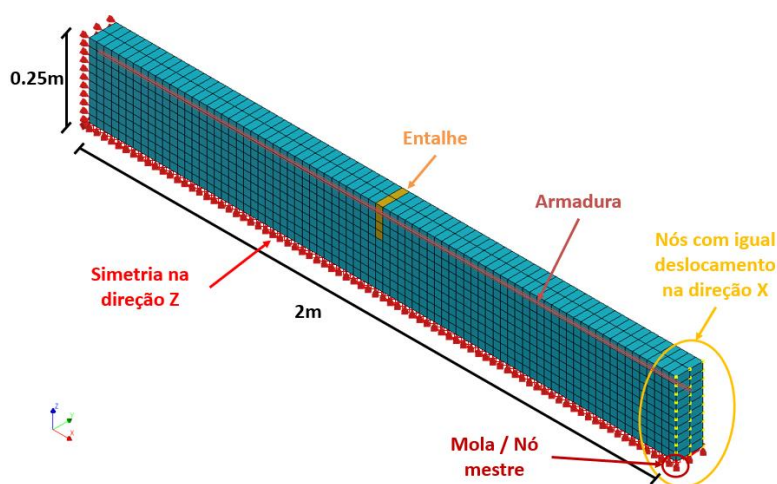


Figura 3. Representação esquemática da malha de elementos finitos do tirante.

A meio do comprimento do tirante, inclui-se um entalhe constituído por uma camada de 8 EF com uma resistência à tração 15% inferior à dos outros EF de betão. Esta abordagem numérica é adotada para induzir a localização do início da fissuração.

3.2. Propriedades dos materiais

A análise numérica foi efetuada desde o início da hidratação do cimento até à idade de 50 anos. A descofragem e subsequente exposição ao ambiente exterior ocorre aos 7 dias. Algumas das propriedades termo-higro-mecânicas são apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2. Propriedades do betão.

<i>Análise</i>	<i>Propriedade</i>	<i>Valor</i>
Térmica	Calor específico volumétrico	2400 kJ m ⁻³ K ⁻¹
	Condutividade térmica	2.6 W m ⁻¹ K ⁻¹
	Coefficiente de convecção/radiação para superfícies livres	10 W m ⁻² K ⁻¹
	Coefficiente de convecção/radiação antes da desmoldagem	5 W m ⁻² K ⁻¹
	Temperatura ambiente	20 °C
Higrométrica	Difusividade D_1	3.08×10^{-10} m ² s ⁻¹
	Difusividade D_0	$0.0967 D_1$
	h_c	0.8
	Parâmetro n_h	2
	Coefficiente de emissividade de humidade	4.81×10^{-8} m s ⁻¹
	Humidade relativa ambiental	0.60
Mecânica	Resistência à tração média	2.9 MPa
	Energia de fratura	0.140 kN m ⁻¹
	Retração de secagem a longo prazo	540 $\mu\epsilon$
	Coefficiente de dilatação térmica	10^{-5} °C ⁻¹

O aço tem um comportamento elástico com um módulo de elasticidade de 200 GPa. Nas simulações foram consideradas boas condições de aderência de acordo com a formulação proposta pelo MC2010 [11]. Mais informação sobre as propriedades mecânicas consideradas nas análises apresentadas neste artigo pode ser encontrada em [5].

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Fig. 4a) apresenta a distribuição da humidade relativa ao longo da profundidade do tirante em diferentes idades. A profundidade é medida em relação ao núcleo do tirante. Observa-se que a humidade relativa nos nós mais superficiais decresce rapidamente até atingir valores em equilíbrio com o ambiente exterior, enquanto nos nós no núcleo do elemento, a humidade relativa se mantém elevada durante anos. Estes resultados evidenciam a morosidade dos processos de secagem em estruturas espessas de betão armado não fendilhadas.

A Fig. 4b) apresenta a influência da humidade relativa na fluência de secagem livre (fluência espectável num EF se não existisse restrição interna ou externa) para idades de carregamento de 3 dias e de 28 dias. A secagem inicia-se aos 7 dias, com a evolução da humidade relativa nos nós mais superficiais representada por uma linha descontínua azul-claro; a humidade relativa nos nós situados no núcleo do tirante é representada por uma linha descontínua azul-escuro. Comparando os resultados das duas curvas de fluência para o carregamento aos 3 dias, verifica-se um comportamento semelhante após a aplicação da carga, sendo que a fluência a longo prazo nos elementos à superfície tende a ser superior ao longo do tempo devido aos efeitos da secagem rápida. No teste de fluência aos 28 dias, as curvas de fluência livre diferem após o carregamento, demonstrando que os elementos expostos à secagem apresentam maior fluência livre do que aqueles localizados no núcleo. Este fenómeno ocorre porque a secagem aos 7 dias tem um impacto no envelhecimento do betão na superfície do elemento, conforme descrito pela Eq. (2),

resultando numa curva de fluência correspondente a um betão com uma idade efetivamente menor do que a dos elementos de betão no núcleo. Os resultados apresentados evidenciam as diferenças no comportamento local do betão ao utilizar uma rotina que avalia o comportamento material localmente, em contraste com modelos clássicos onde é geralmente considerado um comportamento de fluência igual em toda a secção transversal.

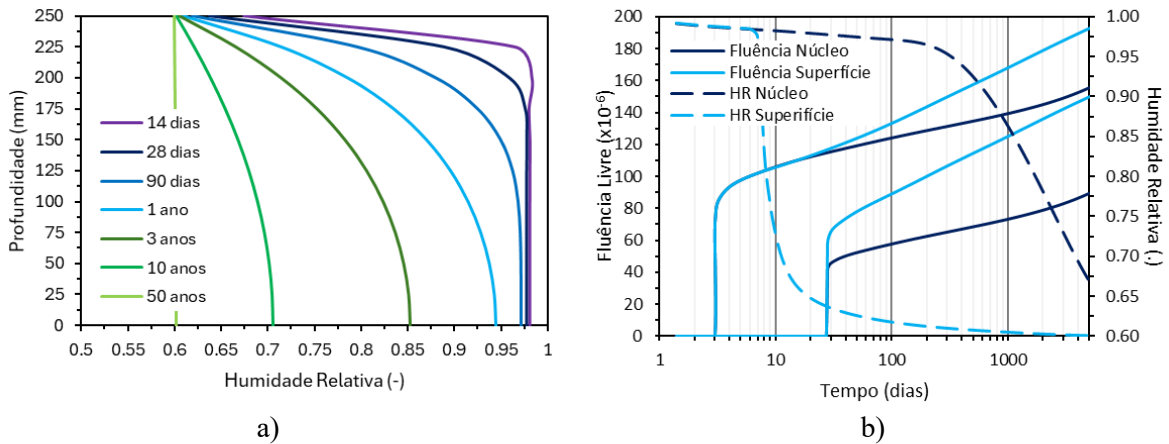


Figura 4. a) Humidade relativa no betão; b) Curvas de fluência para diferentes evoluções temporais da humidade relativa no ponto.

A Fig. 5 apresenta a evolução da temperatura e das tensões no betão ao longo das primeiras idades.

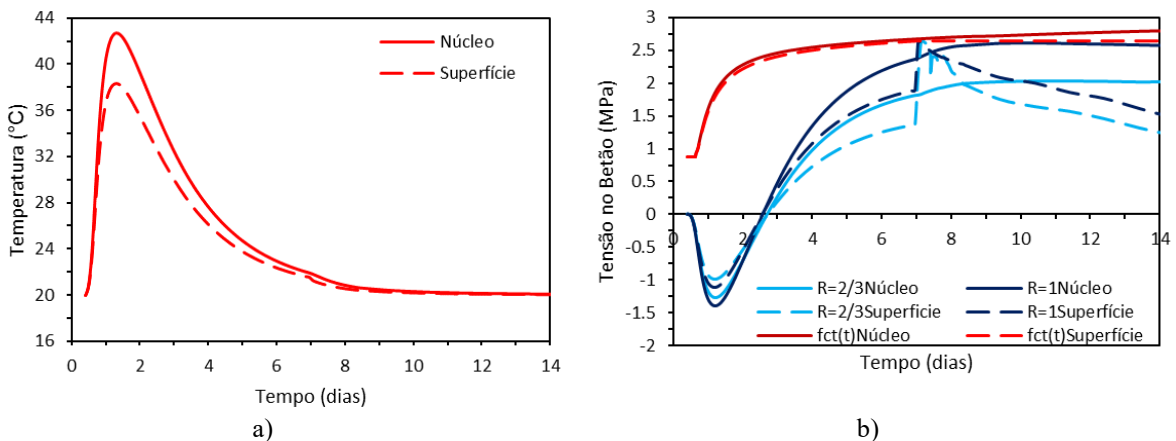


Figura 5. Temperatura e tensões no betão na superfície e no núcleo do elemento ao longo das primeiras idades.

Na Fig. 5a) mostra-se que as temperaturas no núcleo do elemento são ligeiramente superiores às da superfície. A temperatura máxima é atingida entre o primeiro e o segundo dia, sendo aproximadamente 44 °C no núcleo e 38 °C na superfície do elemento. As condições de restrição geram tensões de compressão nas primeiras idades, cerca de 1.0-1.5 MPa, que evoluem para tensões de tração após o arrefecimento. Este efeito está relacionado com a maturidade do betão, onde as tensões de compressão aparecem numa fase em que o material é menos rígido, enquanto o arrefecimento ocorre numa fase mais rígida. O grau de restrição não apenas intensifica as tensões de compressão iniciais como aumenta simultaneamente as tensões de tração residuais após o arrefecimento. As tensões de tração residuais no núcleo são superiores às observadas na superfície, devido ao histórico de temperaturas consideradas na análise. Aos 7 dias, a descofragem do tirante expõe as faixas de EF superficiais ao ambiente exterior, resultando na perda de humidade relativa e subsequente retração de secagem destas faixas. Este efeito induz a microfissuração superficial do betão. A resistência à tração no núcleo continua a evoluir ao longo do tempo, em contraste com a resistência à tração nos elementos superficiais.

A Fig. 6 apresenta os resultados da malha deformada de EF para as análises considerando a armadura de acordo com a EN1992-1-1:2010, com o grau de restrição $R=2/3$.

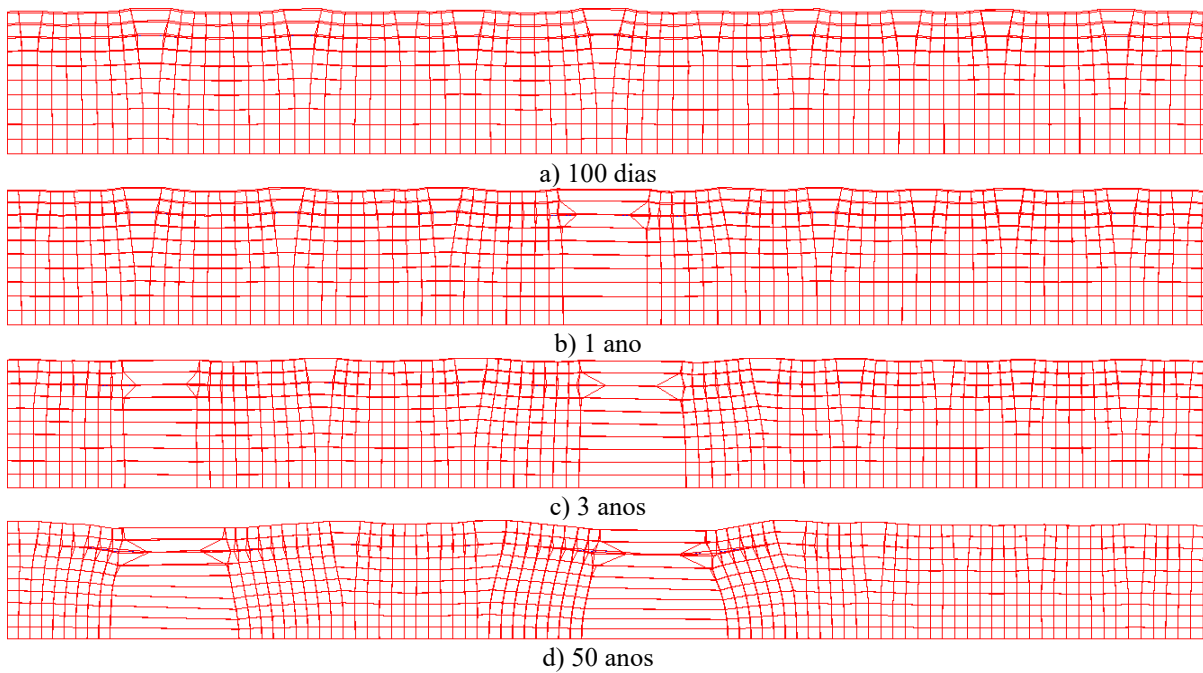


Figura 6. Malha de EF deformada para a análise considerando a armadura de acordo com a EN1992-1-1:2010, com $R=2/3$, para diferentes idades.

O processo de fissuração inicia-se com fissuras localizadas na superfície do elemento que progridem lentamente e em sintonia em direção ao núcleo, à medida que a secagem avança. Quando a fissuração alcança o núcleo do tirante, ocorre a primeira fissura primária, que penetra toda a espessura do elemento. Consequentemente, na zona da fissura, as forças de restrição são transferidas para a armadura. Estas forças são distribuídas ao longo do comprimento da armadura, através da aderência aço-betão. À medida que a secagem prossegue, podem formar-se novas fissuras primárias, ao mesmo tempo que se verifica um aumento na abertura das fissuras primárias já existentes. A longo prazo, a abertura de fendas no interior do tirante tende a ser maior do que à superfície. Este efeito deve-se à restrição imposta pela armadura, à diminuição da restrição interna no núcleo do tirante e à não-linearidade inerente aos processos higrométricos.

A Fig. 7 apresenta a tensão na armadura e a abertura de fendas medida à superfície.

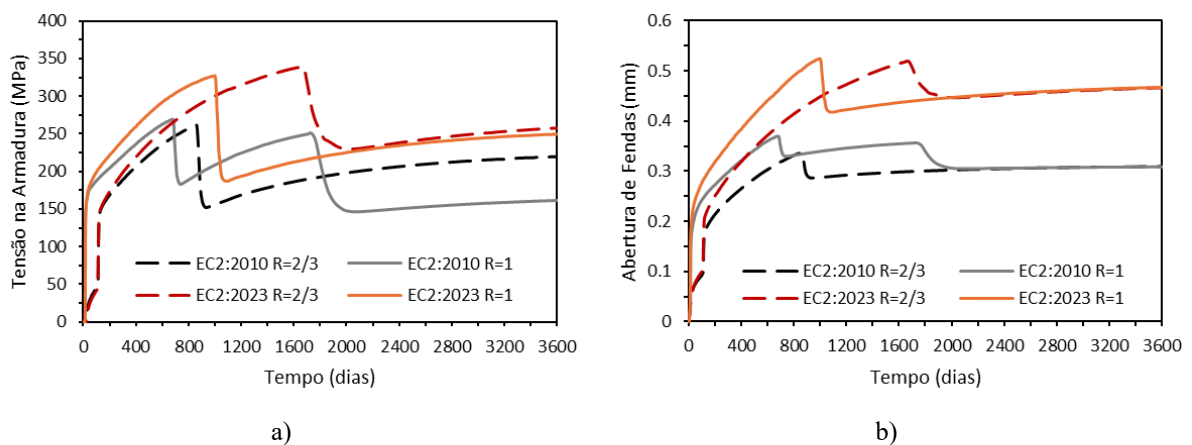


Figura 7. Evolução ao longo do tempo da: a) tensão na armadura; b) abertura de fendas.

As tensões na armadura apresentam valores significativamente inferiores ao limite de plastificação do aço. O valor máximo da tensão na armadura é geralmente observado quando ocorre a abertura da segunda fenda primária. Esse instante é seguido por uma redução drástica nas tensões na armadura, após a abertura desta. Nas análises com armadura de acordo com a EN1992-1-1:2010 observa-se tensões máximas na armadura de 250 – 275 MPa, enquanto nas análises com armadura segundo a EN1992-1-1:2023 as tensões na armadura máximas são da ordem de 325 – 350 MPa.

A Fig. 7b) apresenta a evolução da abertura ao longo do tempo, na fenda que apresenta maior abertura em cada análise. Nas análises correspondentes à EN1992-1-1:2010, a abertura máxima de fendas varia entre 0.30 e 0.35 mm. Nas análises referentes à EN1992-1-1:2023, a abertura máxima de fendas varia entre 0.45 e 0.55 mm. Após a formação de uma nova fissura primária, a abertura das fendas tende a diminuir, em consonância com a redução da tensão na armadura. É importante salientar que a abertura de fendas é fortemente influenciada pelas condições de aderência entre o betão e a armadura e pelo perímetro de contacto da armadura, que é função do seu diâmetro, adotado na fase de dimensionamento.

A Fig. 8 apresenta a tensão na armadura, o deslizamento entre o aço e o betão e as tensões de aderência ao longo do comprimento, para o instante antes da formação da segunda fenda primária, o que corresponde à máxima tensão na armadura.

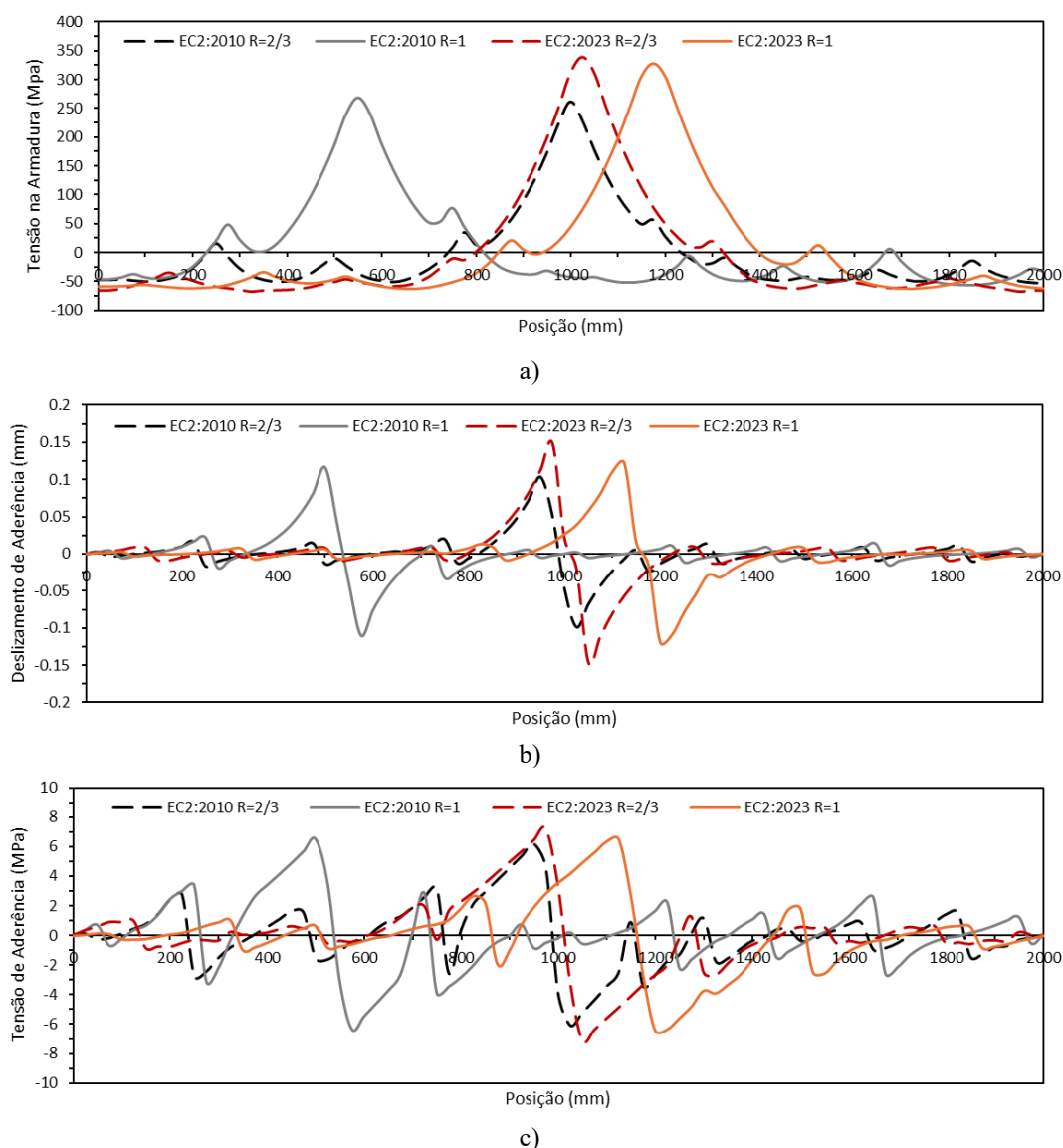


Figura 8. Evoluções das tensões na armadura (a), do deslizamento (b) e da tensão de aderência ao longo do comprimento (c), para o instante em que é atingida a tensão máxima na armadura.

A Fig. 8a) apresenta a evolução da tensão na armadura antes da formação da segunda fenda primária. Ao longo da armadura, é possível identificar os picos de tensão máxima que correspondem à localização da primeira fissura primária. Adicionalmente, pequenos picos de tensão, que se desenvolvem de forma periódica ao longo da armadura, correspondem às zonas das fissuras secundárias geradas pela retração de secagem. A análise dos resultados da Fig. 8b) revela que o deslizamento máximo ocorre próximo da localização da fissura primária, sugerindo que esta é a região com maior abertura de fendas. Esta observação é consistente com a análise das tensões de aderência, onde estas atingem máximos de cerca de 8 MPa. A análise dos resultados da Fig. 8 permite também conjecturar sobre o comprimento de transferência das tensões da armadura para o betão, que aparenta corresponder a uma distância de aproximadamente 200 mm.

CONCLUSÕES

O presente artigo pretende contribuir para a compreensão dos efeitos das tensões geradas em elementos de betão armado espessos e restringidos, resultantes do calor de hidratação e da retração de secagem através do uso de um modelo material local. Os resultados focam-se na resposta mecânica de um tirante de betão armado aos efeitos termo-higrométricos e à propagação da fissuração. Este trabalho analisa duas configurações de armadura, formuladas com base numa equação para a determinação da armadura mínima de acordo com a EN1992-1-1:2010 e a EN1992-1-1:2023. De uma forma geral, e para o presente caso de estudo, as seguintes conclusões podem ser retiradas:

- A viscoelasticidade e a resistência à tração do betão variam localmente ao longo da espessura do tirante devido às diferentes temperaturas e humidades relativas. A secagem influencia a evolução da fluência local ao longo do tempo de forma não linear ao longo da espessura do elemento de betão, afetando a resposta global do tirante. A utilização de um modelo material local permitiu estudar o comportamento de um elemento espesso de betão armado de uma forma mais rigorosa do que aplicando os métodos tradicionais baseados no comportamento médio ao longo da secção transversal.
- A restrição aos efeitos higro-térmicos a longo prazo conduz à formação de padrões de fissuração constituídos por fissuras primárias e secundárias, em conformidade com estudos anteriores.
- Nas configurações de armadura analisadas, as tensões calculadas no aço apresentam valores relativamente inferiores aos pressupostos assumidos no dimensionamento. A formulação da EN1992-1-1:2010 é mais conservadora do que a versão EN1992-1-1:2023. A EN1992-1-1:2023 permite reduzir a quantidade de armadura utilizada no dimensionamento mínimo da armadura. Para o presente caso de estudo, isso resulta numa economia de material, ao mesmo tempo que satisfaz os critérios de dimensionamento assumidos.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é financiado por fundos nacionais da FCT Fundação para a Ciência e Tecnologia, através do contrato de bolsa de doutoramento 2020.04450.BD atribuído ao primeiro autor; Este trabalho foi ainda financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

REFERÊNCIAS

- [1] *Eurocode 2: Design of concrete structures*, 1994.
- [2] M. Azenha, "Numerical Simulation of the Structural Behaviour of Concrete Since its Early Ages," PhD, Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, 2009.
- [3] M. Azenha, C. Sousa, R. Faria, and A. Neves, "Thermo–hygro–mechanical modelling of self-induced stresses during the service life of RC structures," *Engineering Structures*, vol. 33, no. 12, pp. 3442-3453, 2011.
- [4] Z. P. Bažant and M. Jirásek, *Creep and hygrothermal effects in concrete structures*. Springer, 2018.
- [5] C. Ferreira, C. Sousa, R. Faria, M. Azenha, and M. Pimentel, "Thermo-hygro-mechanical simulation of cracking in thick restrained RC members: application to a 50 cm thick slab," *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 17, no. 8, pp. 489-505, 2019.
- [6] E. Fairbairn and M. Azenha, "Thermal cracking of massive concrete structures: state of the art report of the RILEM Technical Committee 254-CMS," 2018.
- [7] J. G. Rots and J. Blaauwendraad, "Crack models for concrete, discrete or smeared? Fixed, multi-directional or rotating?," *HERON*, 34 (1), 1989, 1989.
- [8] DIANA, DIANA User's Manual, Delftechpark 19a, 2628 XJ Delft, The Netherlands: DIANA FEA BV, 2016. [Online]. Available.
- [9] F. J. Vecchio and M. P. Collins, "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear," *ACI J.*, vol. 83, no. 2, pp. 219-231, 1986.
- [10] R. Borst, M. A. Crisfield, J. J. Remmers, and C. V. Verhoosel, *Nonlinear finite element analysis of solids and structures*. John Wiley & Sons, 2012.
- [11] *Model Code for Concrete Structures 2010*, Book, 2013.

Edifício sede do Banco Crédito Agrícola da Bairrada e Agueira: Solução estrutural

L. Costa Neves¹

J.M.C. Raposo²

L.S. Seco³

RESUMO

O presente artigo descreve o projeto de estruturas de um edifício em betão armado que será a Sede do Banco Caixa Agrícola da Bairrada e Agueira. Trata-se de um edifício de médio porte, constituído por zonas de escritórios, de atendimento ao público e ainda zonas polivalentes, com zonas sociais e um auditório com palco e cerca de 100 lugares. O edifício desenvolve-se em altura em seis níveis estruturais, incluindo as fundações e a cobertura. Na cave, para além de estacionamento correntes, há a assinalar a estrutura singular de cofres-fortes, constituída por paredes, lajes e galerias de vigilância, dimensionadas tendo em consideração a *Standard Specification for Intrusion Resistant Generic Vault Structures*, da ASTM. O Piso 0, destinado em parte a serviços administrativos e em parte a atendimento ao público, está, nesta segunda parte, totalmente isento de pilares no seu interior, transmitindo uma sensação de grandes espaços abertos. Sobre esta zona, no piso superior, existe um auditório cujo piso tem vãos livres até 14m e é realizada através de uma laje maciça nervurada pós tensionada. O principal desafio do projeto de estruturas do edifício consistiu nos apoios desta laje, visto que, não existindo pilares na periferia do edifício nesta zona, está suportada por tirantes de betão armado pós tensionados que transmitem a carga a dois níveis acima do auditório, ligando-se à face superior de vigas-parede com 21m de vão. Numa primeira parte, este artigo descreve a solução estrutural acima referida, ilustrando graficamente o seu funcionamento. Numa segunda parte, são apontados alguns aspetos da análise e do dimensionamento, nomeadamente das vigas-parede, referindo e ilustrando os modelos usados.

Palavras-chave: Edifícios de betão armado, betão armado e pré-esforçado, vigas-parede.

1. INTRODUÇÃO

O edifício foi projetado para cumprir o programa funcional apresentado pelo Dono de Obra – Caixa de Crédito Agrícola Mútuo da Bairrada e Agueira, CRL – abrangendo, para além da arquitetura, questões relacionadas com diversas especialidades de engenharia, com especial relevo para a segurança integrada e instalações hidráulicas, elétricas e mecânicas. Contudo, dadas as especificidades do edifício, algumas exigências do programa funcional tinham implicações especialmente sobre o projeto de estruturas. O projeto de estruturas é da responsabilidade da Struplano Engenharia e o projeto de arquitetura e das restantes especialidades de engenharia é da responsabilidade da empresa MECH Consultores.

O edifício cujo início da construção está previsto para 2024 será localizado no centro da Mealhada, num terreno com cerca de 3000 m², e pretende servir uma área geográfica relativamente extensa, entrosando-se com a população, visto que irá oferecer um espaço de eventos incluindo um auditório e um bar com amplos terraços, com utilização independente e diferenciada do tradicional funcionamento de um banco.

¹ INESCC - Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra;
Struplano Engenharia Lda, Coimbra, Portugal. luis@struplano.pt

² Struplano Engenharia Lda, Coimbra, Portugal. jmraposo@struplano.pt

³ Struplano Engenharia Lda, Coimbra, Portugal. lurasilvaseco@gmail.com

As principais premissas para o projeto eram a expressão da imagem do Banco, de contemporaneidade e de qualidade, com grande preocupação de sustentabilidade e de eficiência energética, procurando criar espaços compatíveis com os conceitos da *New Bauhaus*. Esta ambição para o edifício foi precisamente o que veio dar à arquitetura a liberdade para criar espaços arrojados que tiveram que ter suporte num adequado projeto estrutural que é descrito neste artigo.

2. ARQUITETURA

2.1 Breve descrição do edifício

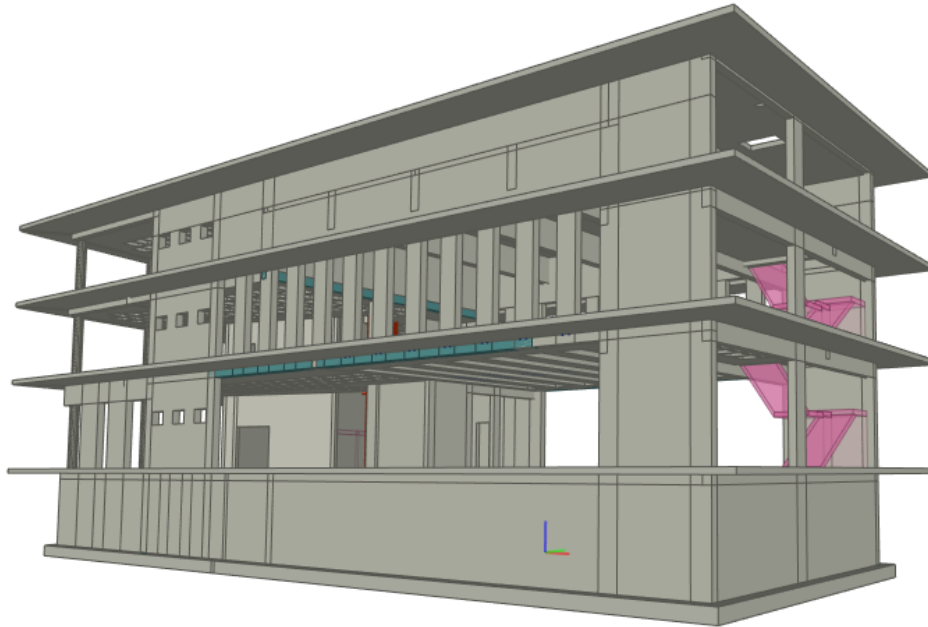
A geometria do edifício é evidenciada pelo uso de materiais específicos, sendo que a utilização de pedra de xisto oxidado, em conjugação com grandes áreas envidraçadas no piso térreo transmite a sensação de que se encontra sobrelevado. A eficiência energética pretendida ditou o uso de palas sombreadoras, em betão armado, integradas com elementos verticais em alumínio da cor semelhante a aço *corten*, e que fazem parte da linguagem arquitetónica do edifício e otimizam a luz natural que o invade. Estão previstos painéis fotovoltaicos e depósitos de água para aproveitamento das águas das chuvas, ambos alojados num fosso estrutural na cobertura do edifício, passando despercebidos. A Fig. 1 ilustra a geometria do edifício, sendo evidenciada na segunda imagem a zona da entrada da agência bancária.



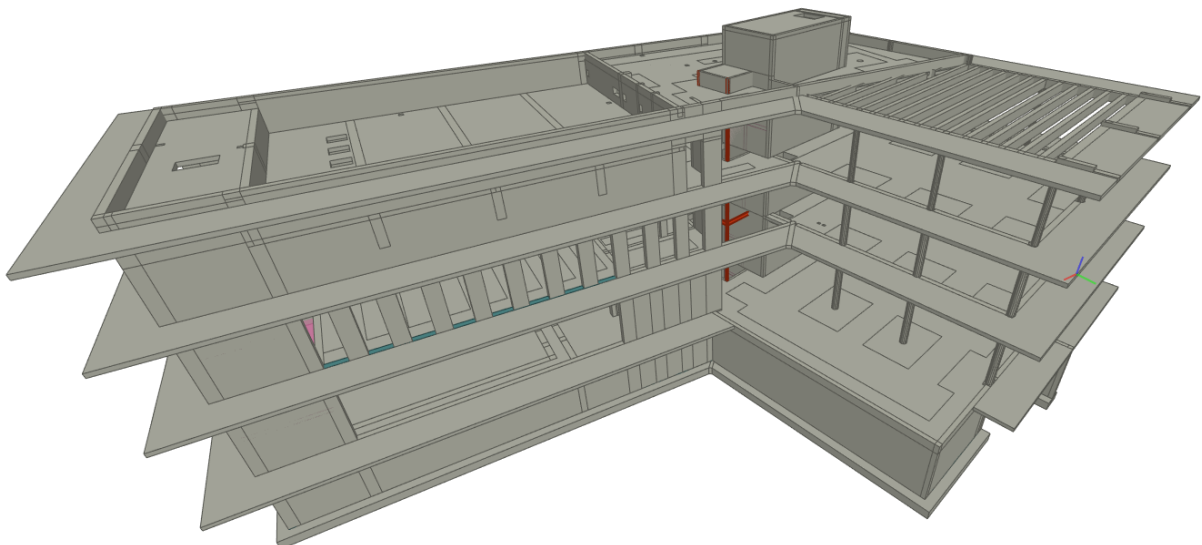
Figura 1. Vistas virtuais do edifício, ilustrando a arquitetura.

seguida. Refira-se, desde já, que na cave existem os cofres-fortes que são uma estrutura extremamente robusta e de uma conceção peculiar. O piso 0, que serve de apoio à parte pública, como se observa na Fig. 3a, tem uma zona vazada nas fachadas principal e posterior, na direção X. Na parte frontal o vão livre é de 20,5m e na parte posterior de cerca de 13m.

A laje de cobertura do piso 0 é a laje que suporta o auditório (Fig. 4) e tem vãos de 12,8x14m. A geometria adotada faz com que a direção de funcionamento predominante seja a direção Y, com um vão de 12,8m, estando nessa direção apoiada nas suas extremidades por uma viga de bordo suportada por tirantes com um comprimento de 3,85m ligados a uma parede na fachada principal em forma de pórtico (Fig. 3a e Fig. 7) e numa viga-parede no alçado posterior (Fig. 3b). Estas paredes suportam ainda, ao nível da cobertura, o fosso técnico (Fig. 3b e Fig. 4).



a) Fachada principal



a) Fachada posterior

Figura 3. Modelo 3D da estrutura.

Horizontalmente o edifício está fortemente travado por elementos laminares que, para além das paredes anteriormente referidas, são as caixas de escadas e de elevadores, fazendo com que a estrutura tenha uma rigidez horizontal muito significativa.

3.2 Laje do auditório

A avaliação das ações verticais permanentes e variáveis (Eurocódigo 0 NP-EN 1990 [3] e Eurocódigo 1 NP EN 1991 [4]) e a geometria da laje com o vão predominante de 12,8m levaram à escolha de uma laje maciça com 0,20m de espessura e nervuras com 0,75x0,40m orientadas na direção Y e espaçadas de 1,75m aos eixos – Fig. 4 e Fig. 5. Na primeira figura pode ainda ser observada a laje maciça da cobertura (fosso técnico) apoiada em vigas com 1,5 m de altura na direção Y.

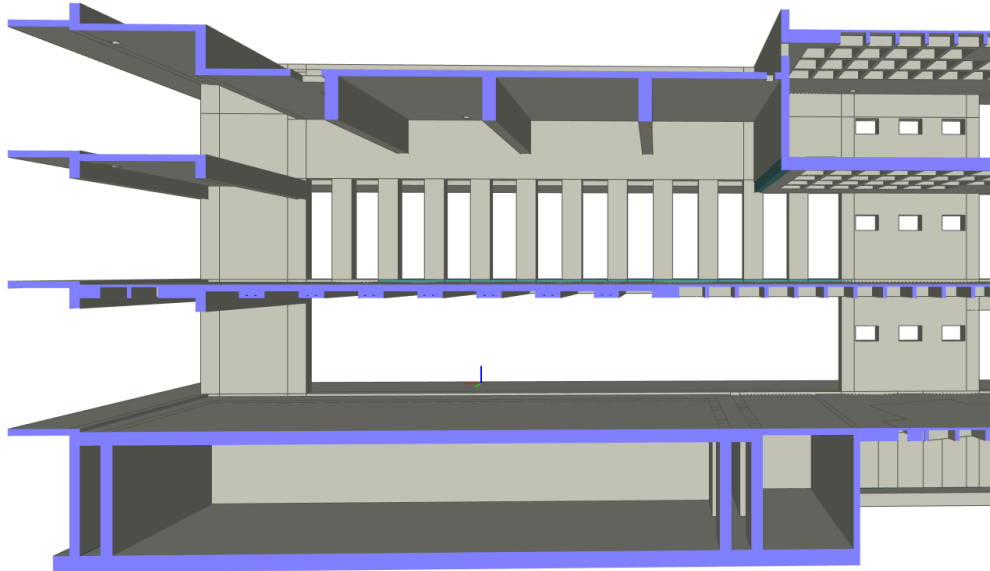


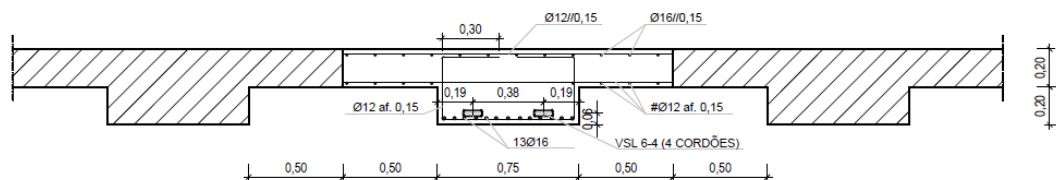
Figura 4. Laje nervurada do auditório e laje vigada da cobertura.

As nervuras da laje são pós-tensionadas através de pré-esforço aderente e cabos com traçado parabólico e excentricidade de -0,10m nos apoios e de 0,14m a meio vão (ponto de máxima excentricidade). Foram especificadas duas unidades tipo VSL 6-4 flat em cada nervura, para um pré-esforço útil de 600kN por cabo, equilibrando praticamente a totalidade das ações permanentes. A geometria das nervuras está ilustrada na Fig. 5.

Em virtude da geometria desta laje, da natureza das suas condições de apoio, e da função prevista para o espaço (auditório/sala de eventos) poderia ser condicionante o estado limite de vibração excessiva face às ações dinâmicas de utilização. Contudo, a análise modal da estrutura revelou que o primeiro modo de vibração relevante tinha associada uma frequência própria de 5,5Hz.

CORTE TRANSVERSAL A MEIO VÃO

Esc 1:25



CORTE TRANSVERSAL JUNTO APOIOS

Esc 1:25

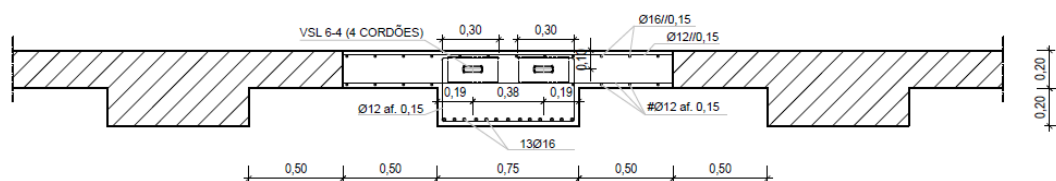


Figura 5. Geometria da laje pós-tensionada do auditório.

3.3 Tirantes de suporte

Uma vez que a solução arquitetónica impunha um aspeto esbelto da estrutura na fachada principal, com o edifício “suspenso”, não existe qualquer viga saliente na direção X ao longo da fachada. A laje é suspensa através de tirantes em betão armado com número e dimensão definidos pela arquitetura (0,75x0,30m), havendo 11 tirantes na fachada principal e 7 na fachada posterior. Os tirantes da fachada principal estão representados na Fig. 6, e são pós-tensionados através de 2 monocordões não aderentes tipo VSL 6-1 e um pré-esforço útil de 175kN por cordão, fazendo com que estes elementos não sofram descompressão, mesmo na combinação fundamental com ação de base sobrecarga. Os cabos de pré-esforço são prolongados até ao topo da parede de suporte, estando as ancoragens ativas colocadas na face superior dessa parede, assegurando assim a integridade da solução.

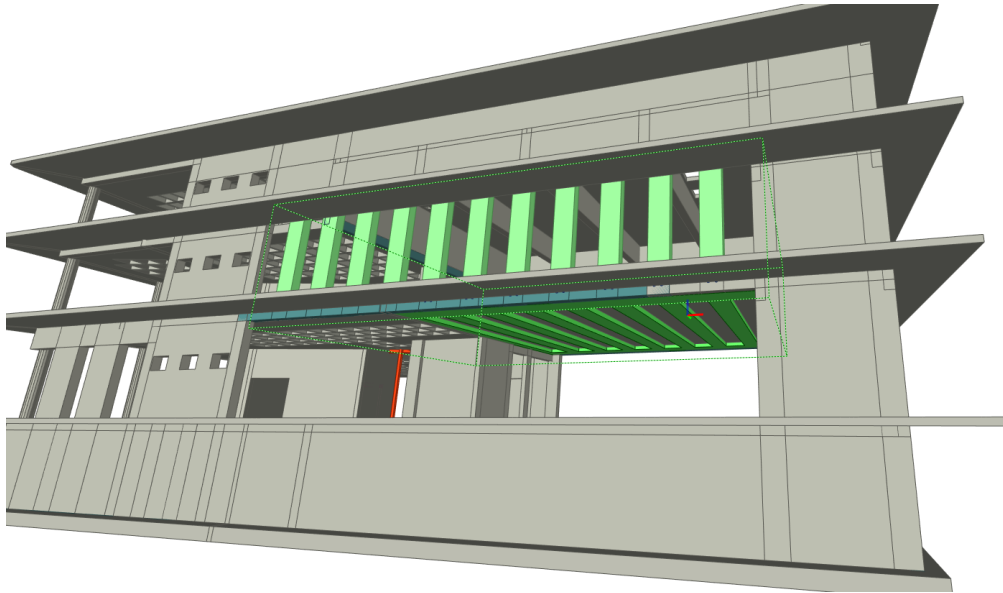


Figura 6. Laje do auditório e tirantes de suporte.

3.4 Paredes e vigas-parede

A parede principal de suporte na fachada principal está representada na Fig.7:

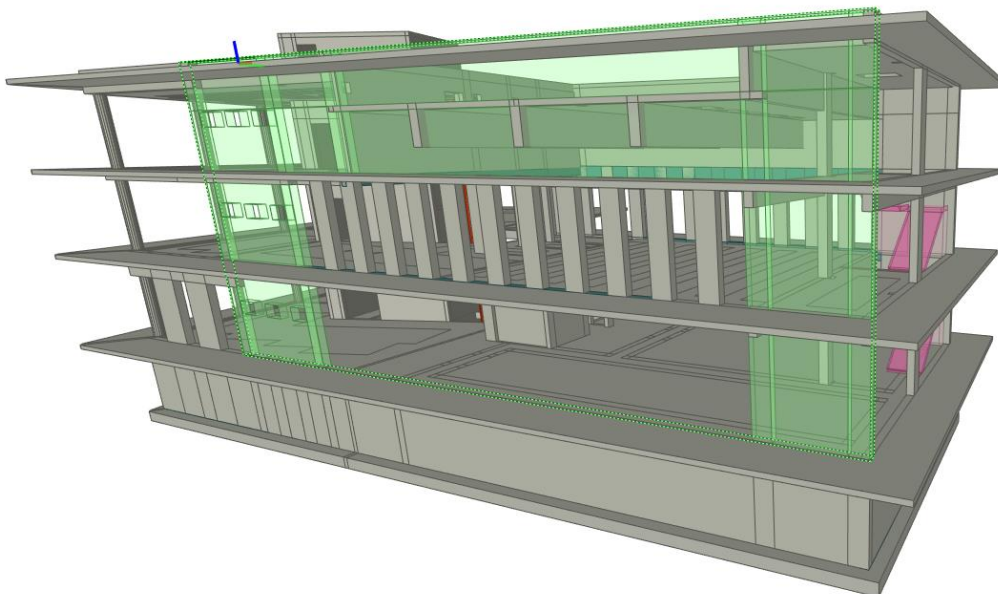


Figura 7. Parede de suporte das lajes do auditório e de cobertura na fachada principal.

Tem uma geometria tipo “pórtico” com duas lâminas extremas que se desenvolvem na vertical desde os muros de cave até à cobertura e com altura de 12,6m com algumas aberturas correspondendo a janelas, e uma parte horizontal com vão livre de 20,5m. Esta parede suporta a laje do piso 1 através dos tirantes pós-tensionados e ainda as vigas transversais de suporte da laje de cobertura, sendo que se liga ainda a uma parede na direção Y que se apoia ao centro na caixa de elevadores central. A análise estrutural veio a ditar a dispensa de aplicação de pré-esforço nestas paredes.

3.5 Casas-fortes

O estudo geológico e geotécnico revelou que, subjacente a uma camada de aterro com cerca de 1m, existe uma formação de argilas siltosas, de tons acinzentados a esverdeados/acastanhados, de consistência dura, denominada de “Aguada e Barracão” até uma profundidade de quase 3m. Após esta profundidade encontrou-se rocha – calcário de tons acinzentados, raramente azulados, muito a medianamente alterado e com fraturas muito próximas a próximas, formação denominada por “Margas e calcários de Quiaios e S. Gião” –, tendo sido detetada água aproximadamente no início desta camada geotécnica, embora provavelmente resultante de infiltração superveniente. Nestas circunstâncias, dada a boa capacidade de carga do terreno, a opção por fundações diretas (sapatas) seria a solução natural e veio, aliás, a ser adotada do lado esquerdo do edifício. No lado dos cofres-fortes optou-se por especificar uma laje de fundação com 0,50m de espessura, criando uma barreira eficaz. Nas paredes laterais foi adotado um muro de cave a envolver toda a zona direita do edifício, sendo que as zonas dos cofres-fortes são constituídas por uma segunda parede de betão armado com um corredor de visita suficientemente estreito para que não possa haver manipulação de ferramentas de demolição pesadas. Esta solução pode ser visualizada no corte do modelo representado na Fig. 4. As paredes interiores deste complexo foram dimensionadas e pormenorizadas de acordo com a especificação da ASTM para casas-fortes em betão armado [11], e levaram à adoção de uma malha de varões $\phi 25//0,15$ por face desencontradas entre si. A laje de cobertura, que é a laje do piso 0, é maciça e tem nessa zona, por motivos de segurança contra a intrusão, uma espessura de 0,40m, sendo fortemente armada.

4. MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL

4.1 Aspetos mais relevantes

O modelo de cálculo foi elaborado com o programa de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* [1] – Fig. 8.

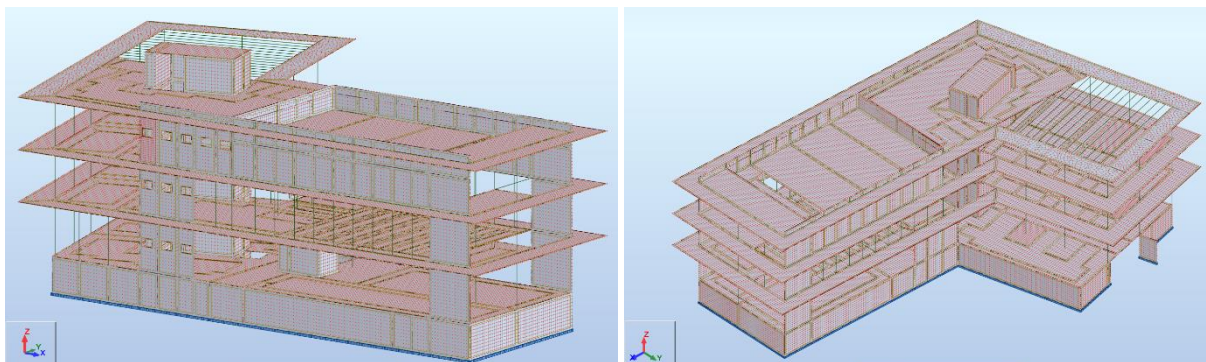


Figura 8. Parede de suporte das lajes do auditório e de cobertura na fachada principal.

Foram adotados elementos tipo barra (6 graus de liberdade por nó) em vigas e pilares e elementos de casca espessa retangulares (4 nós) e triangulares (3 nós) em muros, paredes e lajes. A malha de elementos finitos é bastante apertada, com a dimensão típica dos elementos retangulares de 0,25m. Foram efetuadas análises lineares para obter os esforços e deslocamentos da estrutura, e uma análise modal para avaliar as características dinâmicas da estrutura e uma análise espectral com os espectros regulamentares para

quantificar a ação sísmica [5]. As restantes ações foram quantificadas de acordo com os Eurocódigos relevantes [2], [3], e o dimensionamento realizado de acordo com os Eurocódigos 2 e 8 [4], [5].

A Fig. 9 mostra, a título ilustrativo, a deformada elástica da estrutura para a combinação quase permanente de ações, mostrando que a deformação da laje pós-tensionada é muito reduzida (deslocamento relativo praticamente nulo) e que o deslocamento vertical máximo da parede no centro é de apenas 3mm (deslocamento elástico).

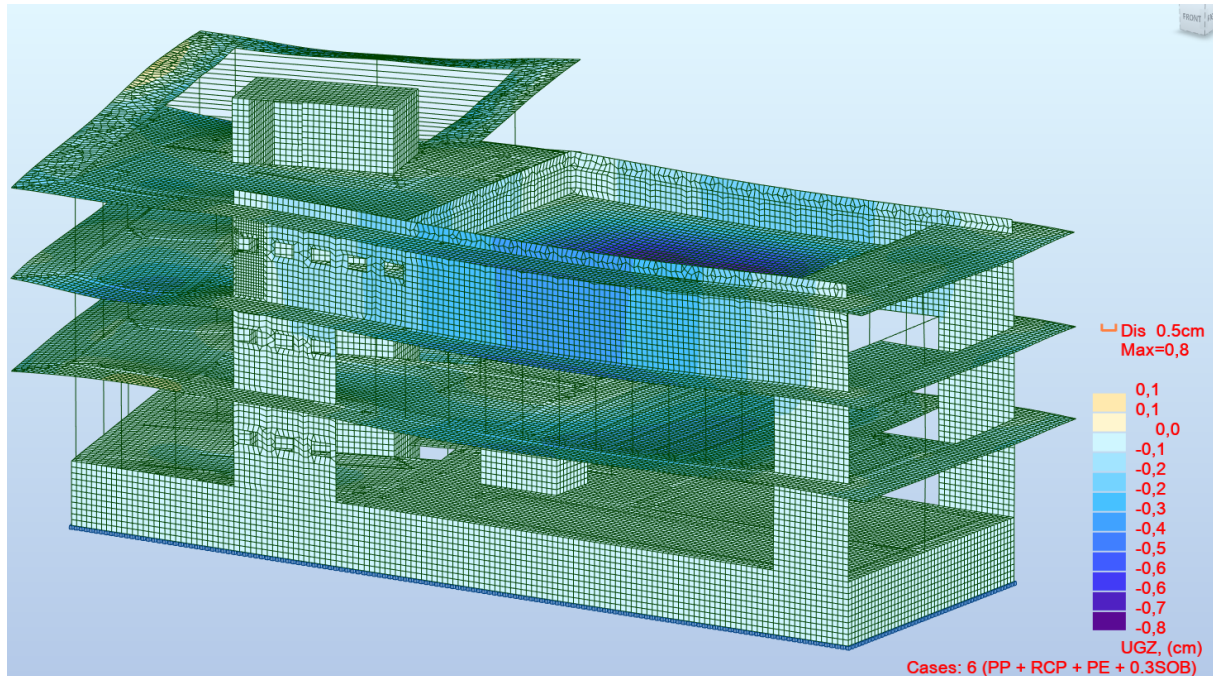
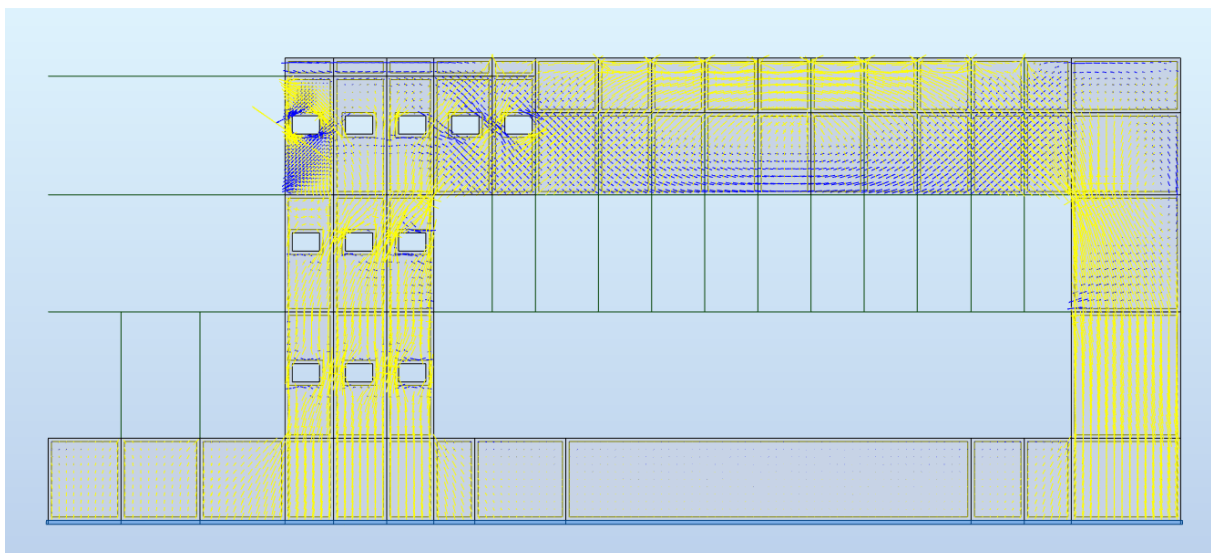
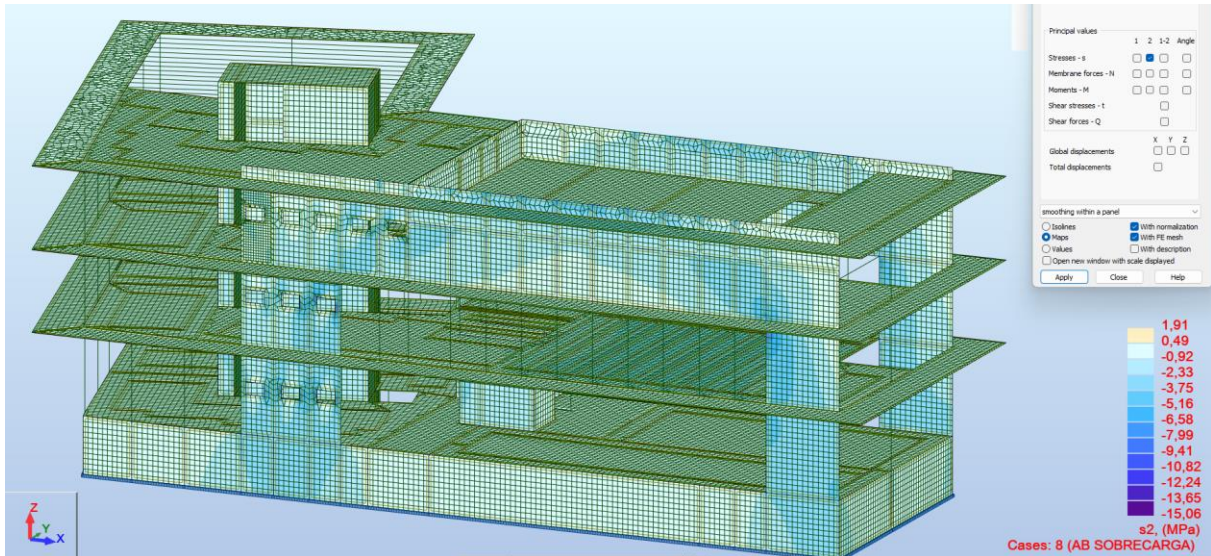


Figura 9. Parede de suporte das lajes do auditório e de cobertura na fachada principal.

A Fig. 10 apresenta uma análise das tensões nesta parede frontal para a combinação fundamental com AB sobrecarga. As tensões principais e as direções principais estão representadas na Fig. 10a, com as tensões de compressão a amarelo e as tensões de tração a azul. O andamento das tensões, quer em direção quer em intensidade, é congruente, evidenciando claramente o mecanismo resistente da parede. Na Fig. 10b este funcionamento com “efeito de arco” está novamente evidenciado, representando-se as tensões principais mínimas (de compressão), e sendo as tensões máximas de compressão em geral inferiores a 10 MPa ($<0,6 f_{ck}$) e, portando, admissíveis.



a) Tensões e direções principais na parede frontal



b) Representação das tensões principais de compressão (em MPa) na parede frontal

Figura 10. Direções principais e tensões principais na parede frontal

5. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Dadas as características geométricas da estrutura teve de ser realizado um estudo do seu faseamento construtivo que se ilustra na Fig.11:

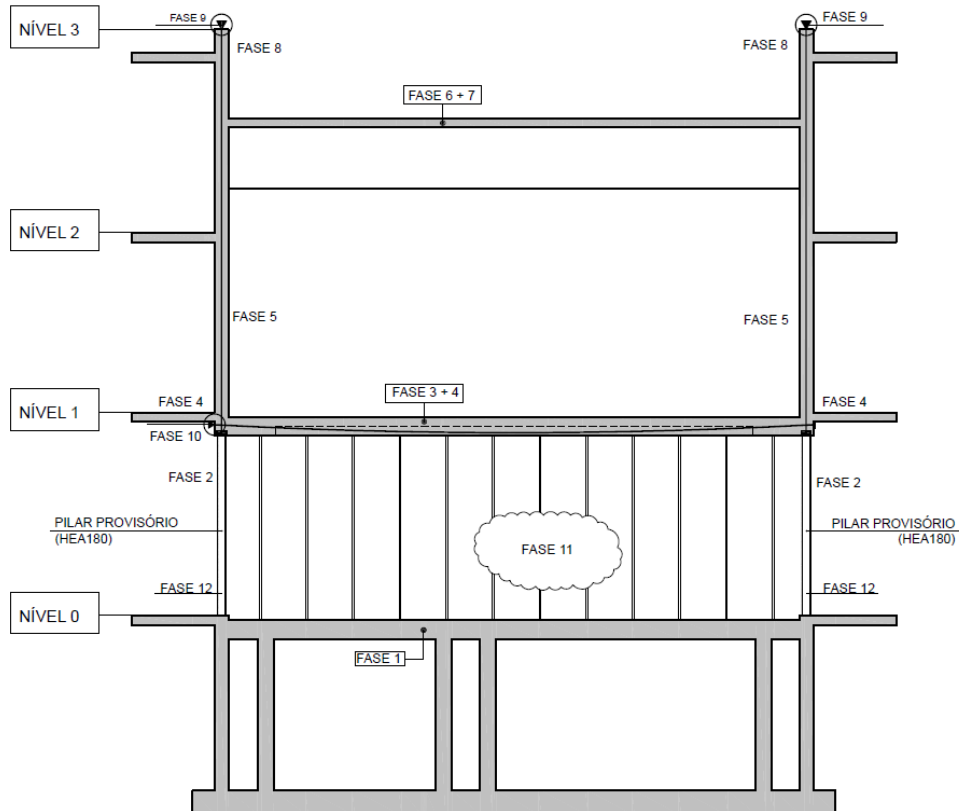


Figura 11. Faseamento construtivo da laje auditorio, viga-parede e da aplicação do pré-esforço.

A fase 1 corresponde à betonagem da laje do teto das caixas-fortes, que pelas suas características não necessita de escoramento adicional provisório. A fase 2 consiste na colocação de pilares provisórios HEA180 sob cada parede (um sob cada um dos tirantes de betão armado), travados horizontalmente

através de chumbadouros. A fase 3 consiste na cofragem do nível 1, colocação das armaduras ativas e passivas na laje do nível 1, e colocação dos arranques dos cabos de pré-esforço nos tirantes e com as ancoragens passivas no lado inferior. A fase 4 corresponde à betonagem do nível 1, e posterior instalação dos chumbadouros superiores nos pilares provisórios como na fase 2. A laje do auditório a pós-tensionar permanece escorada. A fase 5 corresponde à betonagem dos elementos verticais até ao nível 2, sendo seguida pela fase 6: cofragem do nível 2, armaduras e continuação dos cabos não aderentes dos montantes e pelas fases 7 (betonagem do nível 2) e 8 (betonagem até ao coroamento da parede de betão armado - nível 3). Após um mínimo de 14 dias pode proceder-se à fase 9, que é a aplicação do pré-esforço nos tirantes, seguida da aplicação do pré-esforço na laje (fase 10). A fase 11 corresponde ao descimbramento da laje do nível 1 e a fase final (fase 12) é a retirada dos pilares metálicos provisórios e não pode ser efetuada antes de decorridos 28 dias da fase 8.

CONCLUSÕES

Foi apresentado o projeto do Edifício Sede do Banco Crédito Agrícola da Bairrada e Agueira, tendo sido dada uma perspetiva geral do seu enquadramento e apresentada a sua arquitetura, que exhibe alguns aspetos peculiares que condicionaram o esquema estrutural. Para fazer face a estes condicionalismos, adotou-se uma estrutura em betão armado com algumas especificidades e que se descreveram neste artigo. Foi dado particular destaque à zona do edifício onde existe um auditório com uma laje pós-tensionada, e cujos apoios nas fachadas não poderiam existir no piso 0, levando à suspensão dessa laje no piso superior, numas vigas-parede com vãos até 20,5m. Foram descritos os principais aspetos da análise e dimensionamento desses elementos estruturais, com especial enfoque nas deformações e nas tensões da parede principal. Finalmente, foi descrito o processo construtivo daquela zona do edifício, mostrando a ordem de construção, aplicação de pré-esforço e descimbramento de cada elemento.

REFERÊNCIAS

- [1] Autodesk Robot Structural Analysis Professional (2023). *Autodesk*.
- [2] EC0 (2010). Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas. NP EN 1990, CEN
- [3] EC1-1 (2010). Eurocódigo 1: Parte 1-1 Ações em estruturas, ações gerais. NP EN 1991, CEN
- [4] EC2-1 (2010). Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de betão. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. NP EN 1992-1-1, CEN
- [5] EC8-1 (2010). Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. NP EN 1998-1, CEN
- [6] Paillé, JM. (2009). *Calcul des structures en béton – guide d’application*. AFNOR Éditions, Eyrolles. ISBN 978-2-212-41204-1
- [7] FIB (2005). *Technical report: Post tensioning in buildings*. ISBN 2-88394-071.1
- [8] FIP (1990). *FIP Handbook on practical design: examples of the design of concrete structures*. Thomas Telford. ISBN 0 7277 1570 4
- [9] Nawy E. (1995). *Prestressed Concrete: A Fundamental Approach*. Prentice Hall., 789 p. ISBN 0-13-123480-3
- [10] Aalami, B. (2014). *Post Tensioning Buildings: Design and Construction, International Edition*. PT-Structures. ISBN 978-0-615-92941-5
- [11] ASTM (1996). *Standard Specification for Intrusion Resistant Generic Vault Structures*. ASTM specification F 1247-89 (reapproved 1996).

Comportamento ao fogo de vigas de betão armado reforçadas ao corte com varões embebidos na secção (técnica ETS – *Embedded Through-Section*) – Estudo experimental e numérico

A.S. Azevedo ¹

J.P. Firmo ²

J.R. Correia ³

RESUMO

Na primeira parte do artigo, apresenta-se um estudo experimental sobre o comportamento ao fogo de vigas de betão armado (BA) reforçadas ao corte com varões de CFRP (polímero reforçado com fibras de carbono) ou de aço embebidos verticalmente na secção das vigas de acordo com a técnica ETS (*embedded through-section*), colados ao betão através de adesivo epoxídico. As vigas foram simultaneamente expostas à curva de incêndio padrão da norma ISO 834 e a um carregamento de serviço. Os resultados confirmaram a vulnerabilidade do sistema de reforço ETS à ação do fogo – a contribuição mecânica do sistema CFRP-ETS foi perdida após 12 minutos, enquanto a do sistema aço-ETS foi perdida após 48 minutos. Nos instantes de descolamento do reforço, as temperaturas médias ao longo do comprimento de ancoragem dos sistemas CFRP-ETS e aço-ETS foram, respetivamente, 64 °C e 221 °C. Na segunda parte do artigo, apresenta-se um estudo numérico em que foram desenvolvidos modelos tridimensionais de elementos finitos para avaliar a influência na resistência ao fogo dos sistemas ETS de (i) diferentes espessuras de recobrimento de betão dos varões ETS, e da (ii) aplicação de sistemas de proteção ao fogo constituídos por placas de silicato de cálcio. Os resultados numéricos mostraram que no sistema CFRP-ETS é possível atingir resistências ao fogo (dos sistemas ETS) de 32 ou 121 minutos, adotando, respetivamente, um recobrimento de 30 mm (para os varões ETS) ou uma proteção em forma de U com espessuras de 24 mm (nas faces laterais da viga) e 48 mm (face inferior). No sistema aço-ETS, a adoção de 30 mm de recobrimento ou a aplicação de uma proteção em forma de U com uma espessura constante de 12 mm permitiu atingir resistências ao fogo de 87 e 140 minutos, respetivamente.

Palavras-chave: Vigas de betão armado; técnica ETS para reforço ao corte; resistência ao fogo; estudo experimental; estudo numérico.

1. INTRODUÇÃO, ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS

Os sistemas de polímero reforçado com fibras de carbono (CFRP) têm sido utilizados com sucesso nas últimas décadas no reforço de estruturas de betão armado (BA), apresentando vantagens em relação às soluções de reforço convencionais (*e.g.*, encamisamento de betão ou colagem de chapas de aço). Estas vantagens incluem a elevada relação resistência/peso, resistência à corrosão e facilidade de aplicação. No reforço ao corte de vigas de BA, o sistema CFRP mais comum consiste em colar laminados ou mantas diretamente na superfície lateral das vigas. Embora a eficácia desta técnica (conhecida como “*externally bonded reinforcement*” - EBR) tenha sido amplamente estudada, é suscetível a descolamentos prematuros dos laminados ou mantas de CFRP, impedindo que a sua elevada resistência seja explorada. Para resolver este problema, surgiu recentemente uma nova técnica, denominada

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, adriana.azevedo@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt

“*embedded through-section*” (ETS), que consiste em colar varões de CFRP ou aço em furos previamente executados na secção de betão. Vários estudos (*e.g.*, [1,2]) demonstraram a maior eficácia da técnica ETS para o reforço ao corte de vigas de BA (em condições de temperatura ambiente) quando comparada com a proporcionada pela técnica EBR. No entanto, aquando da exposição a temperaturas de serviço elevadas ou ao fogo, para ambas as técnicas, o contributo mecânico do sistema de reforço é altamente afetado, pois depende da integridade da aderência do reforço ao betão, tipicamente assegurada por adesivos poliméricos, que sofrem um processo de transição vítrea quando aquecidos – a temperatura de transição vítrea (T_g) dos adesivos poliméricos convencionais situa-se entre 45-80 °C, sendo normalmente considerada como uma temperatura “crítica”, acima da qual as propriedades mecânicas e de aderência dos sistemas de reforço são afetadas negativamente.

A suscetibilidade ao fogo dos sistemas de reforço EBR-CFRP é unanimemente reconhecida e tem sido alvo de um número significativo de estudos (*e.g.*, [3]), contudo, não há informação disponível na literatura sobre os efeitos da exposição a temperaturas elevadas/fogo em estruturas de BA reforçadas com a técnica ETS. Os autores iniciaram recentemente uma investigação que visa contribuir para colmatar esta lacuna de conhecimento; como primeiro passo, foi estudada a aderência ao betão da técnica ETS a temperaturas elevadas através de ensaios de arrancamento direto em varões de CFRP e aço inseridos e colados em cilindros de betão com adesivo epoxídico ($T_g = 65,5$ °C) [4]. Os resultados confirmaram que ambos os sistemas CFRP-ETS e aço-ETS são suscetíveis a temperaturas elevadas, com os varões de CFRP a apresentarem uma redução mais acentuada da resistência de aderência com a temperatura em comparação com os de aço (*e.g.*, reduções de $\approx 75\%$ e $\approx 45\%$ a 50 °C, respetivamente).

O presente artigo descreve um segundo passo da investigação mencionada acima, com o objetivo principal de caracterizar a resistência ao fogo dos sistemas de reforço ETS instalados em vigas de BA. Para tal, foram realizados ensaios de resistência ao fogo em vigas de BA reforçadas ao corte com varões de CFRP-ETS e aço-ETS (semelhantes aos utilizados em [4]). Em seguida, foram desenvolvidos modelos térmicos tridimensionais (3D) de elementos finitos (EF) de vigas reforçadas para avaliar a eficácia de diferentes estratégias para aumentar a resistência ao fogo dos sistemas ETS, nomeadamente (i) adotando diferentes espessuras de recobrimento de betão nos varões ETS, ou (ii) aplicando diferentes sistemas de proteção ao fogo.

2. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO

2.1 Séries experimentais e materiais

O programa experimental incluiu ensaios de resistência ao fogo em três vigas de BA com 200 × 300 mm (largura × altura) de secção transversal e comprimento de 1500 mm (vão de 1400 mm, *cf.* Figura 1): uma viga de BA de referência (identificada como "Ref" - não reforçada), uma viga reforçada com varões verticais de aço-ETS (viga “Steel”) e uma viga reforçada com varões verticais CFRP-ETS (viga “CFRP”). As vigas foram moldadas com betão pronto (cimento Portland CEM II/A-L 42.5R, agregados calcários com 22 mm de dimensão máxima), com as seguintes propriedades médias à data dos ensaios (1100 dias): resistência à compressão de 35 MPa (cubos) e resistência à tração de 2,5 MPa. A armadura interna de aço (tensão de cedência média de 603 MPa) foi dimensionada para promover a rotura ao corte no menor vão (comprimento de 610 mm, *cf.* Figura 1a), onde os sistemas de reforço ETS foram instalados.

Foram adotados dois tipos de varões ETS: (i) aço nervurado convencional com 10 mm de diâmetro (aço A500, tensão de cedência média de 565 MPa) e (ii) varões de CFRP, com 8 mm de diâmetro (BASF MasterBrace Bar 165/2500), constituídos por 68% de fibras de carbono unidirecionais (em volume) embebidas numa matriz epoxídica, com revestimento de areia de ≈ 1 mm de espessura (*cf.* Figura 1) e com as seguintes propriedades médias: resistência à tração de 2522 MPa e módulo de elasticidade de 167 GPa. A T_g dos varões de CFRP foi determinada através de análise mecânica dinâmica (DMA, seguindo a norma ASTM E1640), resultando em $T_g = 75,8$ °C, definida com base no valor de início do decaimento da curva do módulo de armazenamento. Ambos os tipos de varões ETS foram colados dentro de orifícios verticais pré-perfurados no alinhamento central das vigas (diâmetros de 16 e 18 mm

para os varões de CFRP e aço, respetivamente), utilizando um adesivo epoxídico comercial (S&P Resin 55), com $T_g = 65,5 \text{ }^\circ\text{C}$ (determinada como nos varões de CFRP).

Os reforços ETS foram dimensionados para fornecer um aumento elevado da resistência ao corte, simulando um cenário em que o sistema de reforço é necessário para suportar a carga de dimensionamento para a combinação de incêndio. Ensaios preliminares realizados a temperatura ambiente em vigas semelhantes [5] mostraram que os sistemas de reforço aço-ETS e CFRP-ETS proporcionaram aumentos de resistência ao corte de 47% e 58%, respetivamente, por comparação com a viga de betão armado de referência.

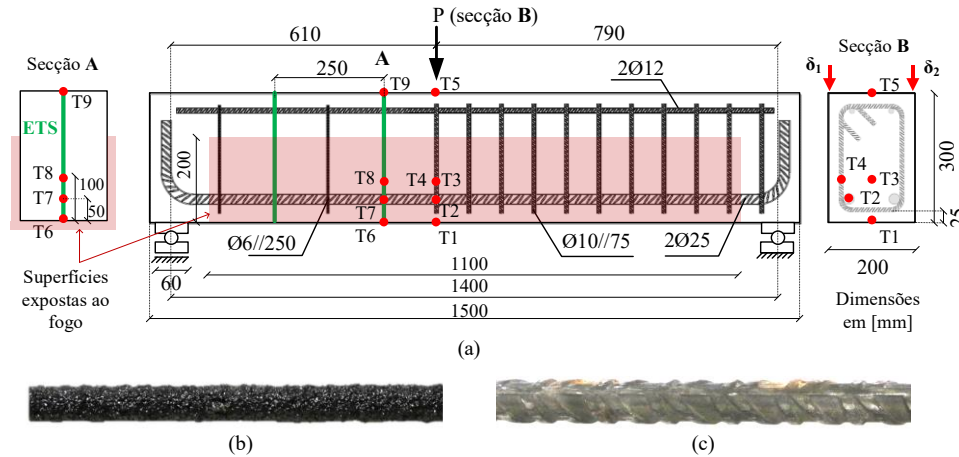


Figura 1. (a) Geometria das vigas, pormenorização das armaduras, posição dos termopares (T) e transdutores de deslocamento (δ); (b) varões de CFRP; (c) varões de aço nervurados.

2.2 Esquema de ensaio, instrumentação e procedimento

As vigas foram ensaiadas numa configuração de flexão em três pontos (Figura 2a) sobre a abertura vertical de um forno alimentado a gás propano. A carga pontual aplicada, definida como 70% da carga de projeto à temperatura ambiente, correspondeu a 51% (95,5 kN), 55% (149,3 kN) e 53% (157,6 kN) da carga resistente ao corte em condições de temperatura ambiente (determinada experimentalmente em [5]) das vigas Ref, Steel e CFRP, respetivamente. A carga foi imposta numa das extremidades de uma viga de distribuição através de uma barra de aço conectada a um macaco hidráulico (capacidade de 500 kN), reagindo na secção de carregamento da viga de BA e no pórtico de reação através rótulas cilíndricas. Para simular as condições de exposição ao fogo típicas de vigas de BA, a superfície superior foi exposta à temperatura ambiente e os 100 mm superiores das faces laterais foram protegidos com lã cerâmica (para simular a presença de uma laje); com este esquema de isolamento, apenas a face inferior e 200 mm das faces laterais das vigas foram expostas ao fogo (Figura 2b).

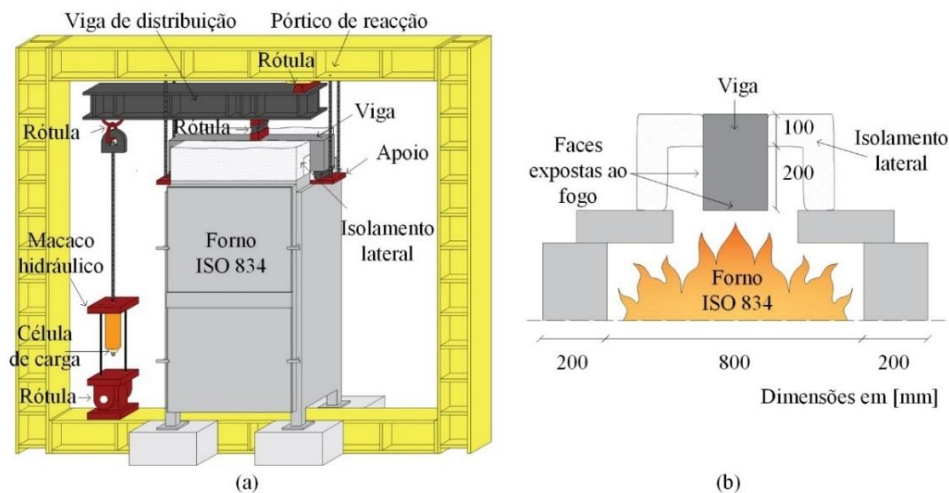


Figura 2. (a) Esquema dos ensaios de resistência ao fogo; (b) detalhe das faces das vigas expostas ao fogo.

As temperaturas nas vigas foram medidas usando termopares do tipo K (diâmetro externo de 1 mm) distribuídos no betão, na armadura interna e nos sistemas de reforço, em duas secções transversais das vigas (cf. Figura 1). Na secção de aplicação de carga (secção B), foram colocados três termopares no betão (T1, T3 e T5) e dois na armadura interna (T2 na armadura tracionada e T4 nos estribos); os varões ETS foram instrumentados com quatro termopares a diferentes alturas (T6, T7, T8 e T9 na secção A, cf. Figura 1). O deslocamento vertical na secção carregada foi medido com dois transdutores colocados no topo das vigas (cf. $\delta 1$ e $\delta 2$ na Figura 1). O procedimento de ensaio consistiu em duas etapas: (i) aplicação da carga pontual mencionada anteriormente e, após 10 minutos (para garantir a estabilização dos deslocamentos), (ii) exposição à curva de aquecimento da norma ISO 834. Os ensaios foram interrompidos alguns minutos após o descolamento do sistema de reforço (a identificação desses instantes é discutida na secção 2.4).

2.3 Distribuição de temperaturas

A Figura 3 mostra a evolução das temperaturas em diferentes localizações das vigas nas secções A (reforçada) e B (de aplicação de carga). A temperatura do forno (T_{forno}) seguiu de forma muito próxima a curva da norma ISO 834, com diferenças relativas (± 48 °C) inferiores às permitidas por essa norma (± 100 °C). As temperaturas nos varões inferiores e nos estribos de aço (T2 e T4) apresentaram um comportamento semelhante em todas as vigas: aumentaram quase linearmente até 100 °C, exibindo um patamar a essa temperatura (devido à evaporação da água no betão) e, depois, aumentaram até ao final dos ensaios, atingindo temperaturas máximas de 321 °C (T2) e 265 °C (T4) na viga Steel, no instante de descolamento do reforço (identificados na Figura 4b, conforme discutido na secção 2.4) – para essas temperaturas, as reduções nas propriedades mecânicas do aço são desprezáveis (e.g., de acordo com a EN 1992 1 2). Como esperado, as temperaturas no betão (termopares T1, T3 e T5) e nos varões ETS (termopares T6, T7, T8 e T9) aumentaram a taxas mais elevadas junto à face inferior da viga. As Figuras 3 (c) e (d) mostram que as temperaturas atingidas nos sistemas de reforço nos instantes de descolamento podem ser significativamente superiores à T_g do adesivo (65,5 °C), especialmente na parte inferior dos varões ETS (termopar T6) na viga Steel.

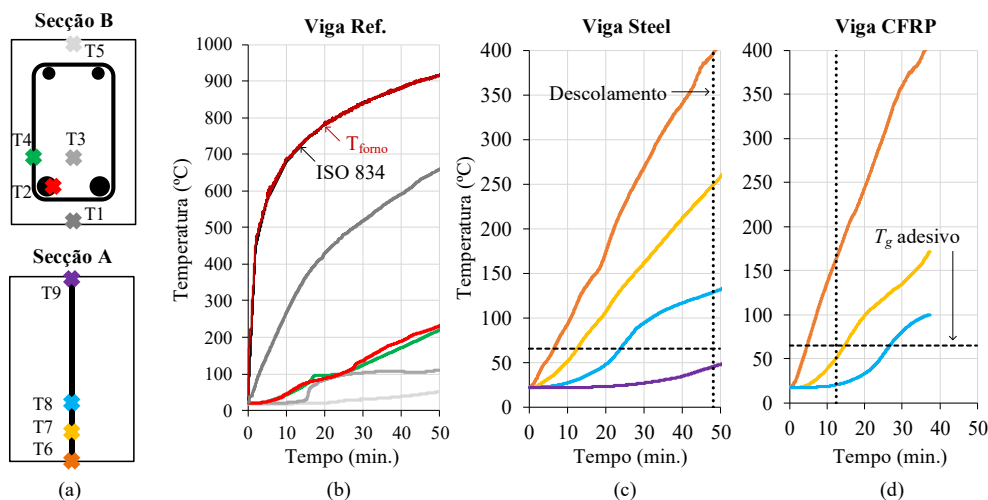


Figura 3. (a) Posição dos termopares nas secções A e B (cf. Figura 1); temperaturas vs. tempo de exposição ao fogo na secção B da viga (b) Ref, e na secção A das vigas (c) Steel e (d) CFRP.

A Figura 4 (a) apresenta as temperaturas nos varões ETS ao longo da altura da viga nos instantes de descolamento (identificados na Figura 4 (b) e discutidos na secção 2.4). Como esperado, as temperaturas aumentaram da face superior para a face inferior (exposta ao fogo) das vigas, independentemente do tipo de varão. No entanto, as temperaturas atingidas no instante de descolamento dos varões de aço-ETS foram superiores às atingidas nos varões de CFRP. A Figura 4 (a) também mostra que, na viga CFRP, a temperatura atingida a 1/3 da altura da viga (i.e. 100 mm) no instante de descolamento foi próxima da temperatura ambiente; este resultado demonstra que embora a maior parte do comprimento colado tenha sido mantida aproximadamente à temperatura ambiente, o sistema de reforço perdeu a sua eficácia,

confirmando a elevada suscetibilidade dos sistemas de reforço CFRP-ETS mesmo a temperaturas moderadamente elevadas. Por outro lado, na mesma localização (termopar T8), na viga Steel, foram atingidas temperaturas significativamente mais elevadas no instante de descolamento ($128,6\text{ }^{\circ}\text{C}$) – estes resultados mostram que a interface colada aço-betão pode resistir a temperaturas muito mais elevadas do que a interface CFRP-betão, confirmando as conclusões obtidas nos ensaios de aderência realizados anteriormente pelos autores aos mesmos materiais/sistemas [4].

2.4 Evolução de deslocamento vertical e modos de rotura

A Figura 4b mostra o aumento do deslocamento vertical na secção de aplicação de carga com o tempo de exposição ao fogo; os momentos de descolamento dos varões ETS (ou seja, os instantes em que a contribuição mecânica do reforço foi perdida) foram identificados através dos aumentos súbitos de deslocamento nessas curvas. Na viga CFRP, o sistema de reforço descolou após 12 minutos, enquanto na viga Steel ocorreu após um período significativamente mais longo (48 minutos) – o melhor desempenho desta última viga foi atribuído à menor redução da resistência de aderência dos varões de aço-ETS em relação aos de CFRP (novamente, em concordância com [4]).

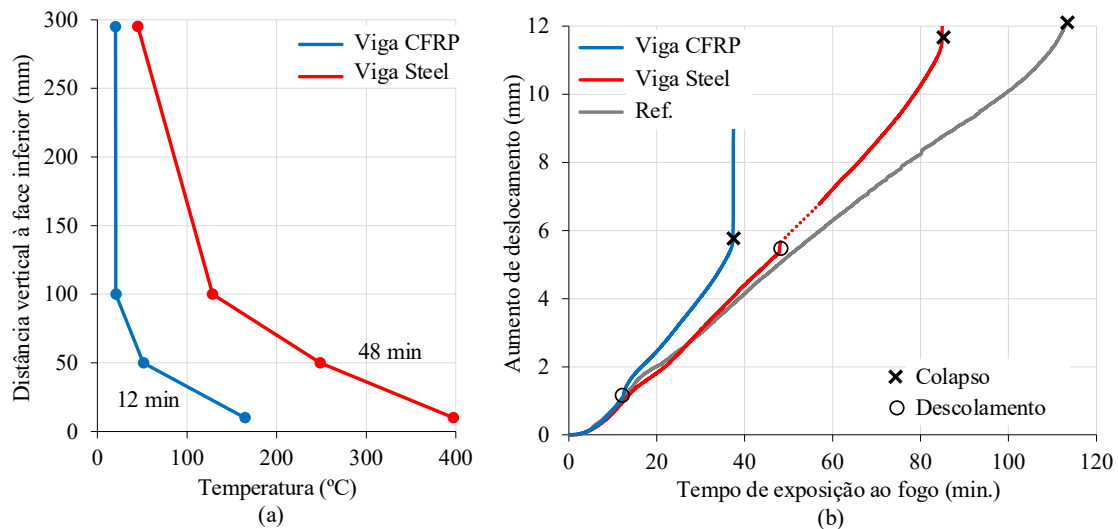


Figura 4. (a) Temperaturas ao longo da altura da secção nos sistemas ETS (medidas no adesivo) nos instantes de descolamento, e (b) aumento do deslocamento na secção de aplicação de carga (secção B) com o tempo de exposição ao fogo.

Após o descolamento dos sistemas de reforço, as vigas apresentaram uma resposta semelhante, com aumento do deslocamento devido aos efeitos da temperatura na rigidez e resistência de todos os materiais; o colapso (por corte) das vigas ocorreu após 37 e 85 minutos, respetivamente, nas vigas CFRP e Steel. Estas diferenças no tempo até à rotura são explicadas pelo melhor desempenho do sistema aço-ETS (como mencionado acima) e pelo facto de terem sido impostas cargas (mecânicas) ligeiramente diferentes entre as vigas (superior na viga CFRP, *cf.* secção 2.2); de facto (e como esperado), após o descolamento do reforço, a viga de BA sujeita a carga mais elevada colapsou mais cedo.

As observações pós-fogo (Figura 5) mostraram que, como pretendido, as vigas reforçadas colapsaram por corte após o descolamento do sistema de reforço – os varões de aço-ETS perderam a sua contribuição para a resistência ao corte da viga, devido à rotura (adesiva) na interface varão-adesivo, enquanto nos varões CFRP-ETS observou-se o arrancamento do revestimento de areia do núcleo do varão (semelhante ao observado em [4]). Independentemente do material dos varões ETS, o colapso das vigas envolveu rutura por tração dos estribos de aço e rotura ao corte do betão com a formação de uma fenda “crítica”. Estas fendas “críticas” atravessaram os varões ETS a cerca de metade do seu comprimento colado; conseqüentemente, concluiu-se que os varões de reforço estavam ancorados ao longo de aproximadamente metade do seu comprimento (*i.e.* 150 mm). Com base nesta observação, foi calculada uma temperatura média “crítica” ao longo do comprimento de ancoragem (inferior) dos varões ETS nos respetivos instantes

de descolamento – resultando em temperaturas "críticas" de 221 °C e 64 °C, respetivamente nos varões ETS de aço e CFRP. Estes valores confirmam, novamente, que o sistema de reforço ETS de aço utilizado no presente estudo supera o sistema ETS de CFRP. É importante mencionar que o comprimento de ancoragem/temperaturas críticas podem variar com a posição relativa entre as fissuras de corte e os varões ETS; pela sua complexidade e variabilidade, são necessários estudos adicionais em elementos de BA reforçados com sistemas ETS com diferentes geometrias (e materiais) para validar as conclusões e pressuposto acima indicado.



Figura 5. Observações pós-fogo das vigas ensaiadas: (a) Steel (b) CFRP.

3. ESTUDO NUMÉRICO TÉRMICO

3.1 Objetivos, descrição e validação

O principal objetivo do estudo numérico foi avaliar a eficácia de duas estratégias para aumentar a resistência ao fogo dos sistemas de reforço ETS com varões de CFRP ou aço, nomeadamente através (i) da adoção de uma camada de betão de recobrimento mais espessa para os varões ETS, ou (ii) do uso de sistemas de proteção ao fogo compostos por placas de silicato de cálcio (SC). Refira-se que a espessura do recobrimento dos varões ETS corresponde à distância entre a superfície inferior das vigas (exposta ao fogo) e a extremidade inferior dos varões ETS (nula nas vigas ensaiadas, *cf.* Figura 1).

O estudo numérico foi dividido em duas etapas. Primeiro, foram desenvolvidos modelos térmicos tridimensionais (3D) de elementos finitos (EF) das vigas ensaiadas usando o software *Abaqus*, que foram validados com as distribuições de temperatura experimentais. Em seguida, os modelos foram utilizados para avaliar a eficácia de duas estratégias referidas acima para aumentar a resistência ao fogo dos sistemas ETS, assumida como o período de exposição para o qual as temperaturas críticas médias são atingidas ao longo do comprimento de amarração do reforço (aspeto discutido na secção 3.2). Para reduzir o peso computacional dos modelos, apenas foram modelados metade da largura das vigas (100 mm) e um comprimento de 200 mm centrado numa secção reforçada. O betão, os varões ETS e o material de proteção ao fogo foram modelados por EF de 20 nós (DC3D20), e a armadura interna por EF de três nós (DC1D3) - todos com dimensões máximas de 10 mm. A camada de adesivo não foi modelada devido à sua influência reduzida na distribuição de temperaturas. A face superior das vigas foi exposta à temperatura ambiente através de fronteiras com trocas de calor por radiação e convecção (coeficiente de convecção constante de 5 W/(m².°C), enquanto a face inferior e 200 mm da face lateral foram expostos à curva de fogo da ISO 834, considerando trocas de calor por radiação e convecção, com um coeficiente de convecção constante de 25 W/(m².°C), de acordo com a EN 1992-1-2. Nas restantes faces foram consideradas fronteiras adiabáticas. As propriedades termofísicas de todos os materiais foram consideradas dependentes da temperatura - a densidade, o calor específico e a condutibilidade térmica do betão foram definidos de acordo com a EN 1992-1-2; a emissividade do betão foi considerada como 0,7 e constante com a temperatura (também de acordo com a EN 1992-1-2); a variação das propriedades termofísicas do aço com a temperatura foi definida conforme a EN 1993-1-2; as propriedades dos varões de CFRP foram definidas como em [6]; e as propriedades termofísicas das placas de silicato de cálcio (SC) foram consideradas de acordo com [7].

A Figura 6 compara as temperaturas experimentais (linhas a tracejado) e numéricas (linhas contínuas) em função do tempo de exposição ao fogo em diferentes posições/materiais: na secção de aplicação de

carga no betão (secção B) para a viga com varões de aço-ETS, e na secção reforçada (secção A) para as vigas reforçadas com varões de CFRP e de aço. As curvas numéricas apresentam aumentos de temperatura mais suaves com o tempo de exposição ao fogo do que as curvas experimentais; isso pode ser devido a diferenças entre as propriedades térmicas consideradas nos modelos (a maioria da literatura) e as propriedades reais dos materiais. Apesar dessas diferenças, os modelos previram com precisão razoável as temperaturas experimentais, validando assim a estratégia numérica adotada.

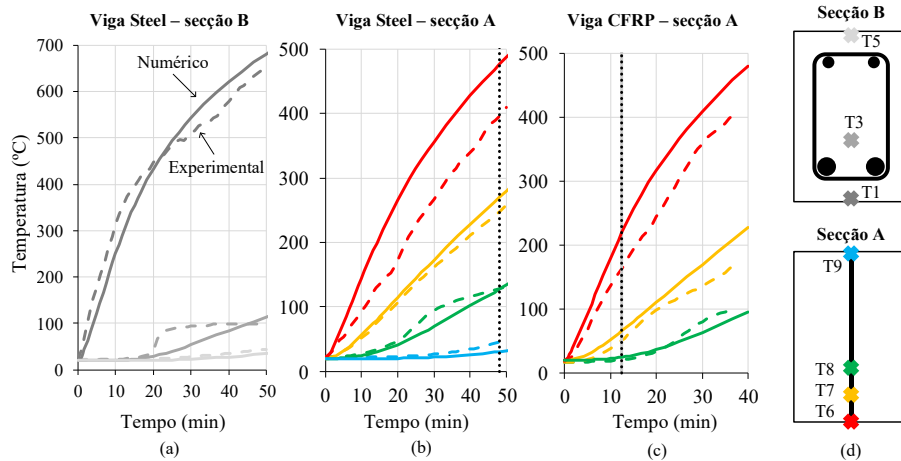


Figura 6. Comparação entre temperaturas numéricas (linhas contínuas) e experimentais (linhas a tracejado) no betão (secção B) da viga (a) Steel, e no reforço (secção A) das vigas (b) Steel e (c) CFRP; (d) posicionamento dos termopares (instantes de descolamento assinalados com linhas verticais a tracejado).

3.2 Efeitos da espessura de betão de recobrimento e de aplicação de proteção ao fogo

Foram consideradas diferentes espessuras de betão de recobrimento para os varões ETS: (i) 0 mm (como nas vigas ensaiadas), (ii) 10 mm, (iii) 20 mm e (iv) 30 mm (*cf.* Tabela 1). É importante notar que o comprimento dos varões ETS diminuiu com o aumento da espessura do betão de recobrimento (*cf.* Figura 7a). Assumindo que a fenda crítica de corte intersecta o reforço ETS aproximadamente a meia altura das vigas (como observado nos ensaios; *cf.* secção 2.4), aumentar a espessura do recobrimento dos varões ETS resulta numa redução do comprimento de ancoragem disponível (que corresponde à distância entre a interceção com a fenda de corte e a extremidade do varão ETS mais próxima da superfície inferior da viga, *cf.* Figura 7a). Refira-se que esta redução no comprimento de ancoragem pode afetar a eficácia geral do sistema de reforço (sendo potencialmente mais relevante em vigas de menor altura, como as utilizadas neste estudo); no entanto, este efeito não foi considerado nos modelos térmicos desenvolvidos no presente estudo - este aspeto deve ser avaliado em estudos futuros através de ensaios e/ou modelos numéricos termomecânicos.

Quadro 1. Nomenclatura e variáveis consideradas nos modelos numéricos.

Modelo	Varão ETS	Recobrimento ETS [mm]	Geometria da proteção ao fogo
C-0	CFRP	0	-
S-0	Aço	0	-
C-10	CFRP	10	-
C-20	CFRP	20	-
C-30	CFRP	30	-
S-10	Aço	10	-
S-20	Aço	20	-
S-30	Aço	30	-
C-12	CFRP	0	12 mm, face inferior
C-U12	CFRP	0	12 mm, forma em U
C-U24	CFRP	0	24 mm, forma em U
C-U24/48	CFRP	0	24 mm lateral/48 mm inferior (em U)
S-12	Aço	0	12 mm, face interior
S-U12	Aço	0	12 mm, forma em U

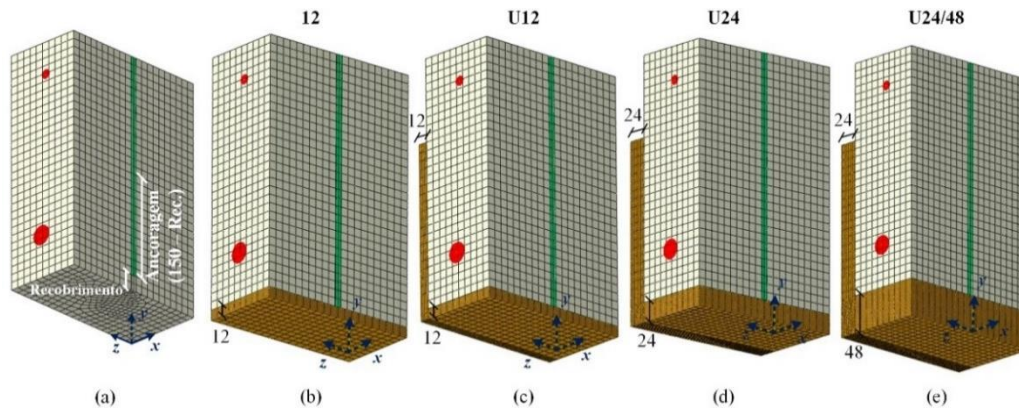


Figura 7. Exemplos dos modelos com (a) diferentes espessuras de betão de recobrimento e espessuras de placas de SC nas faces inferior e laterais das vigas: (b) 12, (c) U12, (d) U24, (e) U24/48 (dimensões em mm).

O sistema de proteção ao fogo incluiu as seguintes geometrias de placas de SC: (i) 12 mm de espessura apenas na face inferior das vigas, (ii) em forma de U com 12 mm de espessura (*i.e.*, nas faces inferior e laterais), (iii) em forma de U com 24 mm de espessura e (iv) em U, com 24 mm nas faces laterais e 48 mm na face inferior (*cf.* Quadro 1 e Figura 7). As duas últimas geometrias foram simuladas apenas nas vigas reforçadas com CFRP, pois nas vigas reforçadas com varões de aço foram obtidas estimativas satisfatórias de resistência ao fogo (superiores a 120 min) com proteções menos espessas. Para avaliar a eficácia das estratégias mencionadas no aumento da resistência ao fogo dos sistemas ETS, foi adotado um critério térmico simplificado com base numa temperatura média "crítica" ao longo do comprimento de ancoragem do reforço⁴: 286 °C e 94 °C, respetivamente para varões ETS de aço e de CFRP; a resistência ao fogo dos sistemas ETS (em min) foi assumida como o tempo de exposição até estas temperaturas médias "críticas" serem atingidas ao longo do comprimento de ancoragem.

A Figura 8 resume o tempo previsto de resistência ao fogo dos sistemas para as diferentes espessuras de betão de recobrimento, bem como as distribuições de temperaturas "críticas" em altura. Tal como esperado, o tempo de resistência ao fogo (do sistema de reforço ETS) aumentou com o aumento da espessura de recobrimento, resultando em 64, 76 e 87 minutos, respetivamente para as vigas reforçadas com varões de aço, adotando 10 mm (S-10), 20 mm (S-20) e 30 mm (S-30) de recobrimento, e em 19, 26 e 33 minutos para as vigas reforçadas com CFRP (C-10, C-20 e C-30, respetivamente). Esses resultados mostram que o aumento do recobrimento pode melhorar significativamente a resistência ao fogo do sistema ETS, especialmente em varões de aço, que suportam temperaturas críticas superiores às dos varões de CFRP. No entanto, mesmo com maior espessura de recobrimento, os varões de CFRP continuam a apresentar tempos de resistência ao fogo consideravelmente inferiores aos de aço, consequência da maior vulnerabilidade da ligação colada CFRP-betão a temperaturas elevadas.

Em relação ao efeito dos sistemas de proteção, a Figura 9a mostra que a resistência ao fogo aumentou significativamente com a adoção de proteções mais espessas, resultando em 95 e 140 minutos para as vigas S-12 e S-U12, respetivamente, e 39, 51, 86 e 121 minutos para as vigas C-12, C-U12, C-U24 e C-U24/48, respetivamente. Comparando estes resultados com os obtidos nos modelos que consideram diferentes espessuras de recobrimento (Figura 8a), conclui-se que a aplicação de sistemas de proteção constituídos por placas SC é mais eficaz do que aumentar o recobrimento dos varões ETS. Os resultados numéricos apresentados na Figura 9a mostram também que, nas vigas reforçadas com varões de aço-ETS, ao aplicar placas de SC em forma de U com 12 mm de espessura é possível atingir (e até exceder) 120 minutos de resistência ao fogo, o que cumpriria com os requisitos da maioria das aplicações em edifícios. Por outro lado, nas vigas reforçadas com varões CFRP-ETS, para atingir esse tempo de resistência ao fogo, seriam necessárias placas de SC com espessura de 24 mm nas faces laterais e 48 mm na face inferior da viga.

⁴ As temperaturas médias "críticas" consideradas no estudo numérico foram calculadas com base nas temperaturas numéricas para as durações de exposição correspondentes aos instantes de descolamento; por isso, essas temperaturas "críticas" são diferentes (superiores) das medidas nos ensaios (221 °C e 64 °C, respetivamente na viga Steel e CFRP). Uma abordagem alternativa seria considerar as temperaturas medidas nos ensaios de resistência ao fogo – essa abordagem forneceria estimativas conservativas da resistência ao fogo dos sistemas de reforço ETS.

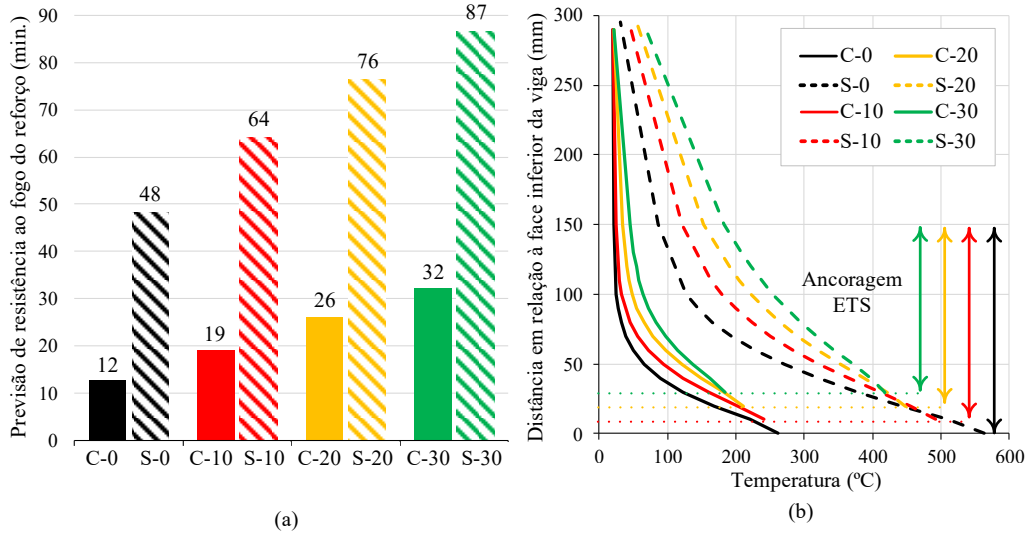


Figura 8. (a) Previsões do tempo de resistência ao fogo dos sistemas de reforço para diferentes espessuras do betão de recobrimento; (b) distribuições de temperatura no reforço ETS nos instantes de descolamento.

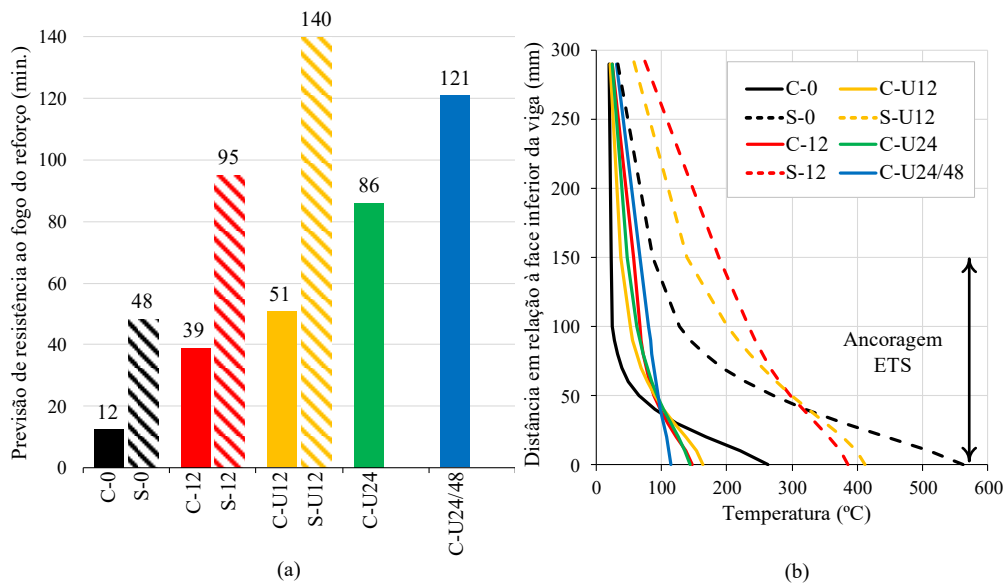


Figura 9. (a) Previsões do tempo de resistência ao fogo do reforço para diferentes sistemas de proteção; e (b) distribuições de temperatura no reforço ETS nos instantes de descolamento.

4. CONCLUSÕES

Os estudos experimentais e numéricos apresentados neste artigo sobre o comportamento ao fogo de vigas de betão armado reforçadas ao corte com sistemas ETS permitiram obter as seguintes conclusões:

- A campanha experimental confirmou a suscetibilidade ao fogo da técnica ETS, independentemente do material de reforço adotado: em vigas de BA reforçadas com varões de CFRP ou de aço e sem proteção ao fogo, os sistemas de reforço perderam a sua eficácia estrutural após, respetivamente, 12 e 48 minutos de exposição ao fogo.
- A temperatura média crítica ao longo do comprimento de ancoragem do reforço ETS no instante do descolamento foi muito mais elevada na viga reforçada com varões de aço-ETS (221 °C) do que na viga homóloga com varões de CFRP-ETS (64 °C). O pior desempenho dos varões CFRP-ETS foi atribuído à sua menor resistência de aderência ao betão a temperaturas elevadas, em comparação com os varões de aço-ETS, o que é corroborado por ensaios de aderência realizados anteriormente.

- Os modelos numéricos mostraram que ao aumentar o recobrimento dos varões ETS para 10, 20 e 30 mm, os tempos (previstos) de resistência ao fogo do reforço aumentaram em 19, 26 e 32 minutos nas vigas reforçadas com CFRP-ETS, e em 64, 76 e 87 minutos nas vigas reforçadas com aço-ETS.
- O estudo numérico mostrou que o uso de sistemas de proteção ao fogo constituídos por placas de SC permite aumentar significativamente a resistência ao fogo dos sistemas de reforço: 121 minutos na viga reforçada com CFRP-ETS e protegida com placas de SC em forma de U, com espessuras de 24 mm (face lateral) e 48 mm (face inferior); e 140 minutos na viga reforçada com aço-ETS e protegida com placas de SC em forma de U, com 12 mm de espessura (uniforme).
- A aplicação de placas de SC em forma de U (com espessuras entre 12 e 48 mm) em vigas reforçadas com aço-ETS e CFRP-ETS é significativamente mais eficaz em prolongar a resistência ao fogo do reforço ETS do que o aumento do recobrimento dos varões ETS até 30 mm.

Algumas das conclusões acima mencionadas, nomeadamente no que diz respeito aos efeitos da proteção ao fogo e da espessura do betão de recobrimento na resistência ao fogo dos sistemas de reforço devem ser confirmadas através de ensaios e/ou modelos numéricos termomecânicos que considerem a redução de aderência dos varões ETS com a temperatura. Estas investigações adicionais permitirão validar algumas das hipóteses assumidas no presente estudo, nomeadamente no que diz respeito ao comprimento de ancoragem e às temperaturas médias "críticas" dos sistemas de reforço.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FCT o financiamento através do projeto FireComposite PTDC/ECM-EST/1882/2014, e da unidade de investigação CERIS, através do projeto UIDB/04625/2020 (DOI: 10.54499/UIDB/04625/2020); à Secil/Unibetão pelo fornecimento do betão; e à S&P Clever Reinforcement pelo fornecimento do adesivo. A primeira autora também deseja agradecer o apoio financeiro da FCT através da bolsa SFRH/BD/145256/2019.

REFERÊNCIAS

- [1] Chaallal, O., Mofidi, A., Benmokrane, B., Neale, K., (2011). Embedded Through-Section FRP rod method for shear strengthening of RC beams: performance and comparison with existing techniques, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 15, pp. 374–383. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000174](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000174)
- [2] Breveglieri, M., Aprile A., Barros, J.A.O., (2015). Embedded Through-Section shear strengthening technique using steel and CFRP bars in RC beams of different percentage of existing stirrups, *Composite Structures*, Vol. 126, pp. 101–113. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.02.025>
- [3] Firmo, J.P., Correia, J.R., Bisby, L., (2015). Fire behaviour of FRP-strengthened reinforced concrete structural elements: a state-of-the-art review, *Composites Part B: Engineering*, Vol 80, pp. 198-216. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.05.045>
- [4] Azevedo, A.S., Firmo, J.P., Correia, J.R. (2024). Bond behaviour at high temperatures between concrete and CFRP or steel strengthening bars applied according to the Embedded Through-Section (ETS) technique, *Cement and Concrete Composites* (submetido, em revisão).
- [5] Azevedo, A.S., Firmo, J.P., Correia, J.R., Almeida, J. (2024). Embedded through-section (ETS) technique for shear strengthening of reinforced concrete beams – experimental and analytical study, *Engineering Structures* (submetido, em revisão).
- [6] Firmo, J.P., Arruda, M.R.T., Correia, J.R., Rosa, I.C. (2018). Three-dimensional finite element modelling of the fire behaviour of insulated RC beams strengthened with EBR and NSM CFRP strips, *Composite Structures*, Vol. 183, pp. 124-136. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.01.082>.
- [7] Azevedo, A.S., Firmo, J.P., Correia, J.R. (2024). Three-dimensional finite element modelling of the fire response of passive and prestressed near-surface mounted (NSM)-CFRP-strengthened reinforced concrete slab strips, *Composite Structures* Vol. 331, pp. 117872 <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2023.117872>.

Modelagem de dormentes de concreto protendido submetidos a mecanismos de expansão

I. Ames¹

E.C. Granato¹
J. Fernandes¹

L.M. Trautwein²
A.C. Santos³

T.N. Bittencourt¹

RESUMO

Os dormentes são elementos essenciais da infraestrutura ferroviária, possibilitando a distribuição das cargas de composições ferroviárias para o sistema de lastro, proporcionando suporte, estabilidade lateral e longitudinal aos trilhos, e garantindo a uniformidade da bitola da via férrea. Devido à sua função na superestrutura da via permanente e às exigências operacionais, é fundamental que os dormentes possuam características de rigidez e elasticidade adequadas, tendo em vista a natureza dinâmica das solicitações e os impactos significativos associados. Nesse contexto, os dormentes de concreto protendido têm sido amplamente adotados, associando-se a essas qualidades as propriedades de durabilidade, baixa necessidade de manutenção e longa vida útil. Diante disso, torna-se essencial avaliar os efeitos dos mecanismos de expansão em dormentes de concreto protendido. Uma das consequências destes mecanismos no concreto é a diminuição de algumas propriedades mecânicas como a resistência à compressão, a resistência à tração e o módulo de elasticidade. Baseado no Método dos Elementos Finitos, foram simulados dormentes com diferentes taxas de degradação. Objetiva-se desta forma correlacionar os resultados numéricos com os deslocamentos máximos, o estado tensão – deformação, o padrão de fissuração e a diminuição das propriedades mecânicas.

Palavras-chave: dormentes, concreto protendido; mecanismos de expansão; análise numérica; durabilidade.

1. INTRODUÇÃO

Os dormentes são componentes essenciais da superestrutura das ferrovias que tem a função de redistribuir as cargas verticais dos trens para as camadas inferiores, como o lastro e o sublastro, prevenindo concentrações excessivas de tensão que podem causar deformação ou falhas na via ([1], [2]). Além disso, aumentam a resistência lateral da via, preservando a bitola e garantindo a segurança na circulação dos trens. Em termos do comportamento dinâmico da ferrovia, os dormentes amortecem e filtram vibrações, dissipando energia através de suas interfaces com o lastro. Isso reduz os efeitos negativos das vibrações nos componentes da via, minimizando o desgaste e aumentando o conforto dos passageiros ([1], [3]).

Para suportar as altas cargas das operações ferroviárias, os dormentes precisam ser resistentes e rígidos, mas também flexíveis para resistir às vibrações e impactos. Dormentes de concreto protendido são vantajosos devido à variedade de tamanhos e classes de resistência, permitindo projetos com

¹ Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil – isabelaames@usp.br, ecgranato@usp.br, julianaffernandes@alumni.usp.br, tbitten@usp.br

² Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil – leandromt@unicamp.br

³ Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil – acds.pir@gmail.com

propriedades elásticas consistentes, além de sua capacidade de resistir ao aparecimento de fissuras mesmo quando submetidos a altos carregamentos de maneira repetida ([4], [5]).

Para viabilizar a utilização de dormentes de concreto protendido, diversas técnicas construtivas são adotadas para aumentar a velocidade de produção em fábricas, nomeadamente a utilização de cimentos Portland de rápido ganho de resistência inicial e a cura térmica dos elementos ([6], [7]). O rápido ganho inicial de resistência é fundamental para garantir propriedades mecânicas adequadas para realização do processo de pré-esforço em idades menores, garantindo a velocidade de manufatura. Entretanto, estes processos podem levar a processos de degradação de maneira mais acelerada ([8], [9]).

De qualquer maneira, a fissuração ainda é um dos principais mecanismos de falhas em dormentes de concreto, ainda podendo ser citados problemas de deslocamentos, esmagamento, fendilhamento e outros [3]. Em termos da durabilidade do concreto, existem diversos processos químicos que podem afetar seu desempenho durante a vida útil dos dormentes. Mecanismos de expansão são frequentemente associados à deterioração das propriedades mecânicas do concreto, como a resistência à compressão, à tração e o próprio módulo de elasticidade do material ([10], [11]), o que deve ser levado em conta no caso da produção em massa para otimização das propriedades mecânicas e geometria do dormente e garantir desempenho satisfatório durante sua vida útil.

Processos de expansão no concreto podem ser causados por reações álcali-agregado, ataques de sulfatos ou uma combinação de ambos. Uma forma especial de ataques de sulfato é a formação de etringita tardia, que ocorre devido a altas temperaturas de hidratação das reações exotérmicas do cimento ou cura térmica do concreto em altas temperaturas [12]. Estes processos são reações químicas que ocorrem entre os materiais do concreto, e dependem de diversos fatores como tipo de material dos agregados, dimensão dos elementos estruturais e exposição a ambientes nocivos. Tais reações têm natureza expansiva, e, portanto, levam a fissuração do concreto e deterioração acelerada dos materiais durante sua vida útil.

Uma maneira de realizar modelagem dos efeitos causados por mecanismos de expansão consiste na penalização das propriedades mecânicas do concreto em função do nível de expansão previsto [13]. Autores propõem a utilização de coeficientes de redução na resistência à compressão, à tração e no módulo de elasticidade do material de forma a representar a deterioração do material [14]. Estes coeficientes são obtidos a partir da realização de diversos ensaios de concretos de diferentes classes de resistência e traços com diferentes agregados para quantificação dos efeitos dos mecanismos expansivos. Os ensaios tipicamente realizados são os destrutivos de resistência à compressão e tração, ou ensaios não destrutivos, como o SDT [13] (*stiffness damage test*) e módulo de elasticidade, enquanto a quantificação do nível de expansão é feita por meio de testes microscópicos, como o DRI (*damage rating index*) [15].

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Os dormentes de concreto protendido de interesse foram avaliados numericamente simulando o teste de momento positivo no meio do vão conforme descrito pela ABNT NBR 11709/2015. Modelos numéricos calibrados a partir de dados experimentais do ensaio foram utilizados para a comparação de dormentes íntegros e degradados. Foi estudado um dormente do tipo monobloco para via-férrea de bitola larga. As dimensões do dormente e dos fios de protensão são descritas na Figura 1.

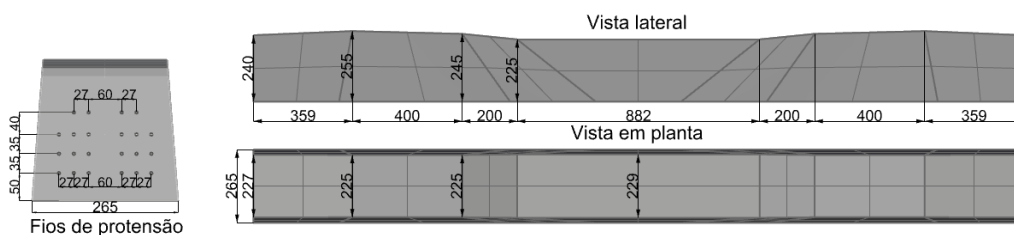


Figura 1. Dimensões do dormente analisado.

Os modelos numéricos do dormente foram carregados seguindo o procedimento do ensaio de momento positivo no meio do vão até a falha do elemento estrutural, monitorando-se a carga aplicada e os deslocamentos no meio do vão. A carga correspondente à abertura das primeiras fissuras visíveis e a carga última do teste foram os parâmetros escolhidos como referência dos resultados. A configuração do teste é descrita na Figura 2.

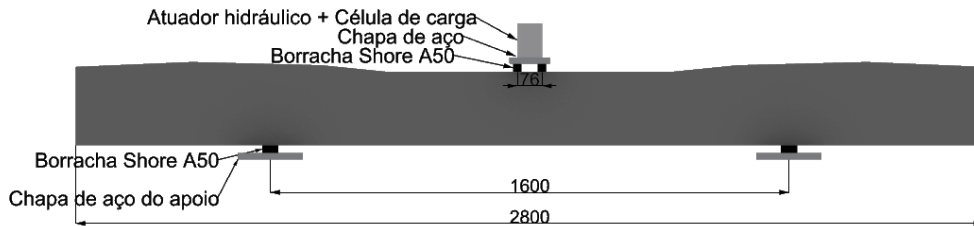


Figura 2. Arranjo do ensaio de momento positivo no meio do vão.

2.1 Modelagem numérica

Os modelos de elementos finitos dos dormentes foram desenvolvidos na plataforma de pré-processo GiD enquanto foi utilizado o *solver* numérico do *software* ATENA 3D. A simulação do ensaio de momento positivo no meio do vão foi realizada discretizando, além do próprio dormente, também o conjunto de apoio e aplicação de carga do dormente durante a execução do ensaio, consistindo em suporte em chapa metálica e borracha padronizada na interface com o dormente. O concreto e outros elementos do ensaio, como as placas de aço e borrachas, foram representados usando elementos finitos sólidos com uma malha não estruturada com elementos tetraédricos, enquanto a armadura foi representada por elementos lineares discretos, conforme apresentado na Figura 3.

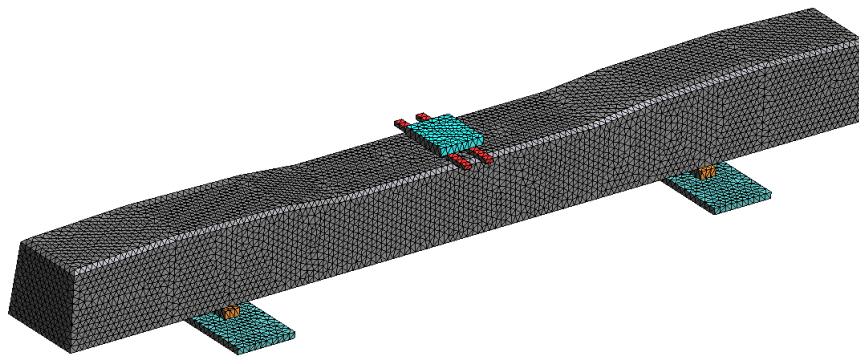


Figura 3. Representação da malha em elementos finitos.

Para a simulação do ensaio foram utilizados dois intervalos, sendo o primeiro relativo ao momento da aplicação do pré-esforço, onde uma deformação inicial é imposta às armaduras, com propriedades do concreto relacionadas à idade equivalente à transferência de pré-esforço. O segundo intervalo consistiu na aplicação de carga vertical incrementalmente sobre a chapa de aço localizada na face superior no centro do vão do dormente até a carga de ruptura do dormente.

O concreto dos dormentes foi modelado de acordo com o modelo de material disponível no *software* ATENA 3D *CC3DNonLinearCementitious2*. Segundo Cervenka [16], este modelo de material é baseado em um modelo de fratura plástica que possibilita a simulação do comportamento do concreto associado à plastificação na compressão e fratura na tração. O critério de ruptura utilizado neste modelo de material cimentício é de ruptura por tração de Rankine [17] e do modelo coesivo de amolecimento exponencial de Hordijk [18]. A não linearidade do concreto à compressão é descrita pelo modelo plástico de endurecimento e amolecimento (*hardening/softening*) baseado na superfície de ruptura de Menetrey

e William [19]. A não linearidade do concreto na tração é baseada na formulação de Rashid [20] para a fissura incorporada (*smearred crack*) e no modelo de banda de fissura (*crack band model*) de Bazant e Oh [21]. O software ATENA 3D possibilita ainda a consideração de diferentes modelos de fissuração do concreto, “*Fixed Crack Model*” e “*Rotated Crack Model*”, permitindo o ajuste do critério de mudança de direção da fissura durante a fase de propagação. No primeiro modelo, a fissura mantém o seu ângulo de propagação enquanto este não sofre variação maior ou igual a 90°, enquanto no segundo modelo há uma flexibilização deste critério.

Os fios de protensão foram modeladas utilizando o modelo discreto (*CCReinforcement*), considerando-se relação constitutiva multilinear e possibilidade de consideração de aderência perfeita entre o aço e concreto, assim como a simulação de deformações entre os materiais (*bond slip*). Nas etapas de modelagem do dormente em seu estado íntegro descritas neste trabalho, foi observado que a utilização de modelos de aderência não influencia os resultados ([22],[23]).

2.2 Propriedades dos materiais

Os fios de protensão foram modelados de acordo com as propriedades observadas em teste de resistência à tração, usando um modelo multilinear com 1709.90 MPa para tensão a 1,00% de deformação, 1,781.90 MPa para resistência à tração e módulo de elasticidade de 193,151.80 MPa. Todos os fios de protensão possuem diâmetro de 6 milímetros, protendidos com uma força de 32.11 kN, equivalente a uma deformação de 0,588%. O dormente contém 16 fios de protensão da classe de resistência 1560/1750 MPa, de acordo a norma brasileira ABNT NBR 7482/2020.

Já para o concreto, em ambos os dormentes foi considerada uma resistência característica do concreto à compressão de 30 MPa no primeiro intervalo. Para o intervalo referente à aplicação da carga, no caso dos dormentes com nível de expansão de referência de 0.0%, considerou-se resistência característica à compressão de 55 MPa. As demais propriedades correlacionadas foram calculadas com base nas recomendações do CEB-FIP Model Code (2010), com as equações já implementadas no software ATENA 3D.

No caso dos dormentes degradados, as propriedades do concreto foram penalizadas conforme estudos de Sanchez *et al.*[10], onde análises de corpos de prova de concreto com resistências à compressão de 25, 35 e 45 MPa com diferentes tipos de agregados foram conduzidas. Sanchez *et al.*[10] realizaram uma série de testes destrutivos e não destrutivos. A partir dos resultados obtidos os autores propuseram coeficientes de penalização em função do tipo de agregado utilizado, sendo possível estimar as propriedades mecânicas do material degradado em função do nível de expansão pretendido.

Neste estudo, foram adotados os coeficientes do traço Tx + Hp 45 propostos por Sanchez *et al.*[10], referentes a um agregado grão de alta pureza de calcário e agregado fino composto por uma mistura de quartzo, granito e outros. No Quadro 1, as propriedades mecânicas consideradas para os diferentes níveis de expansão são dadas. As Figuras Figura 4, Figura 5 e Figura 6 apresentam os gráficos utilizados para obtenção dos coeficientes de redução.

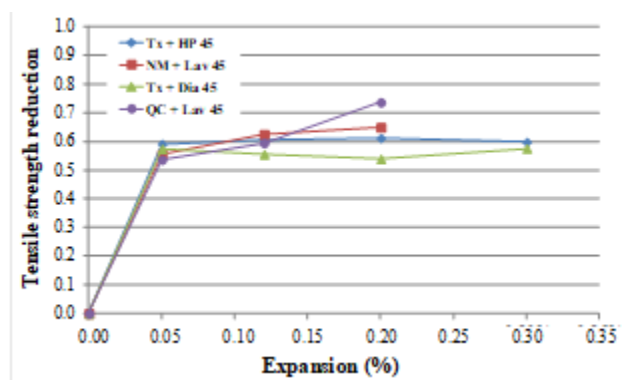


Figura 4. Coeficiente de redução da resistência à tração em função do nível de expansão [10].

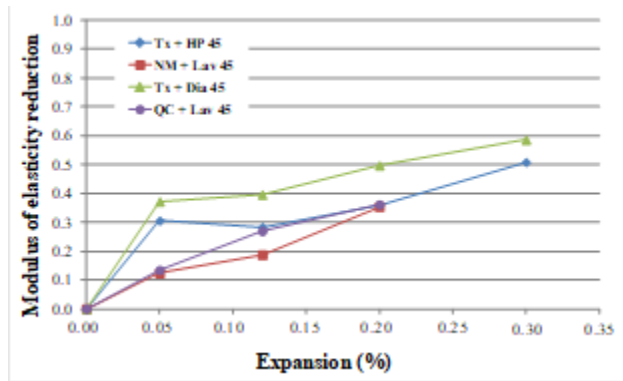


Figura 5. Coeficiente de redução do módulo de elasticidade em função do nível de expansão [10].

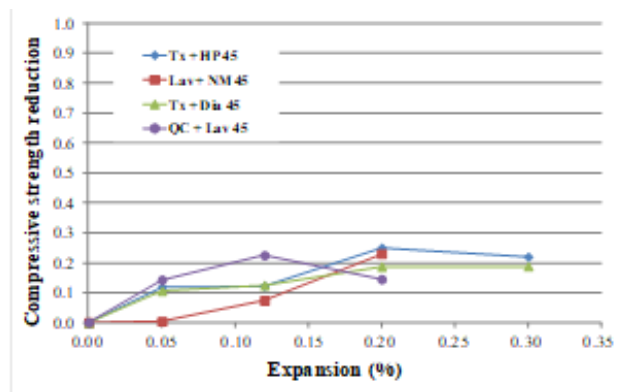


Figura 6. Coeficiente de redução da resistência à compressão em função do nível de expansão [10].

Quadro 1. Redução das propriedades mecânicas para diferentes níveis de expansão.

Referência	Nível expansão %	Resist. compressão		Resist. tração		Mód. elasticidade (%)	Energia fratura kN/m	
		%	MPa	%	MPa			
D0	0.00	0.0	45.00	0.0	2.66	0.0	37.48	0.145
D1	0.05	11.5	40.05	58.9	1.09	30.1	26.24	0.142
D2	0.12	12.2	39.60	60.3	1.06	28.4	26.99	0.142
D3	0.20	26.1	33.30	61.0	1.04	37.3	23.67	0.137
D4	0.30	21.9	35.10	59.5	1.06	50.6	18.37	0.139

3. RESULTADOS

Primeiramente, os resultados obtidos nas análises numéricas são dados em termos da carga onde é observada a primeira fissura visível, definida como fissura com abertura superior a 0.05mm, e carga última, juntamente com os deslocamentos observados nestas etapas. No Quadro 2 são dados os resultados numéricos referentes a estas análises.

Quadro 2. Resultados dos dormentes analisados.

Referência	Nível expansão %	Primeira fissura		Falha	
		P [kN]	δ [mm]	P [kN]	δ [mm]
D0	0.00	126	3.95	213	20.13
D1	0.05	120	4.44	200	22.29
D2	0.12	120	4.40	199	22.00
D3	0.20	114	4.59	186	22.26
D4	0.30	109	4.74	191	22.62

O diagrama de força por deslocamento é apresentado na Figura 7, sendo distinguidas as curvas correspondentes aos cenários íntegro e com diferentes níveis de dano. É possível observar a redução da carga última dos dormentes, que falham precocemente devido à deterioração das propriedades mecânicas em função dos efeitos do mecanismo expansivo. Além disso, os dormentes degradados apresentam deslocamentos consideravelmente superiores ao dormente íntegro, consequência da redução do módulo de elasticidade.

O comportamento do dormente em serviço também é afetado pelos diferentes níveis de degradação, uma vez que há significativa variação do momento do aparecimento da primeira fissura nos dormentes. Este fator reflete principalmente a redução da resistência à tração do concreto, o que ocasiona a fissuração em níveis de carregamento reduzidos.

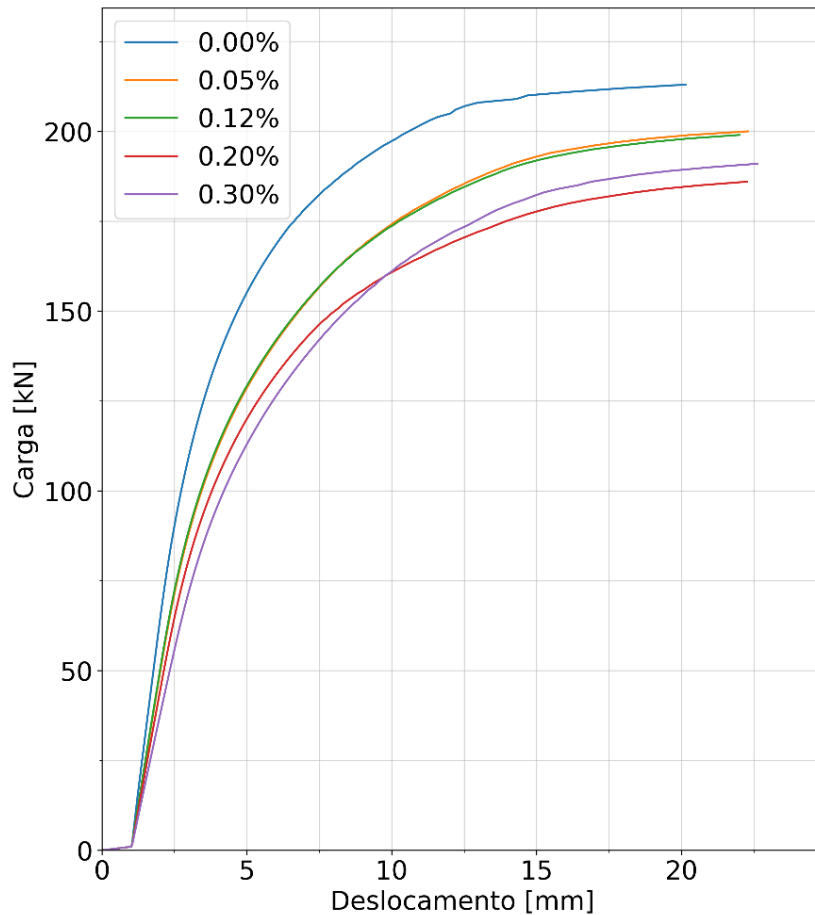


Figura 7. Curva de força por deslocamento de todos os dormentes.

Comparando-se os resultados relacionados ao aparecimento da primeira fissura no Quadro 2, nota-se que a carga onde é observada a primeira fissura com abertura superior a 0.05mm é reduzida significativamente nos dormentes degradados. Não obstante, o deslocamento observado neste instante também já é bastante superior ao dormente íntegro, consequência da redução do módulo de elasticidade. Após o aparecimento significativo de fissuras, a redução de rigidez no dormente é significativa, o que pode ser observado pela variação da inclinação da curva de força por deslocamento no ensaio simulado, na Figura 7.

O mecanismo de abertura de fissuras, todavia, é semelhante para o dormente íntegro e para os diferentes cenários de degradação, sendo apresentado na Figura 8 o panorama de fissuração correspondente ao momento de falha do dormente.

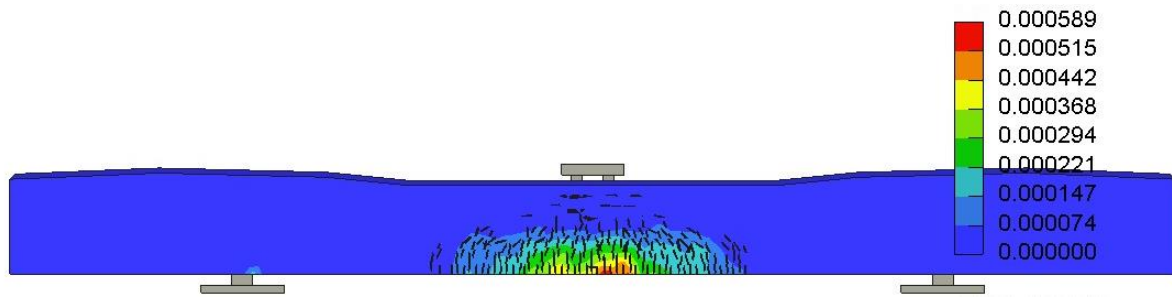


Figura 8. Panorama de fissuração do dormente.

Como sumarização dos resultados de todos os dormentes, na Figura 9 são apresentadas as variações dos resultados em termos de carga e deslocamento tanto no aparecimento da primeira fissura visível quanto na falha. As variações são dadas em termos da comparação dos resultados dormentes degradados com o dormente íntegro. Nota-se que as variações são mais pronunciadas em termos dos resultados da primeira fissura, onde o valor absoluto da variação percentual tanto da carga quanto deslocamento é superior a diferença entre os resultados na falha.

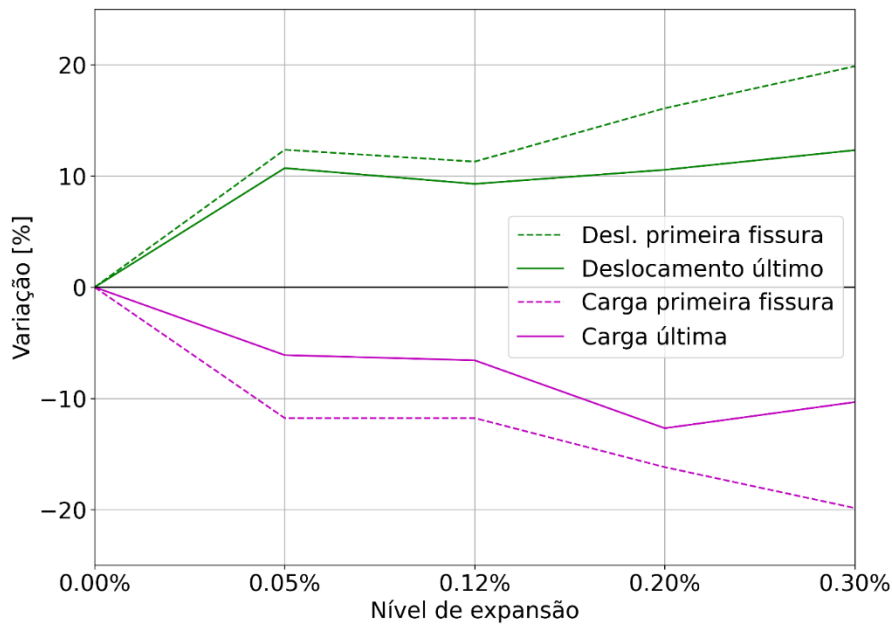


Figura 9. Variação das carga e deslocamento em função do nível de expansão.

Assim, é possível concluir que a penalização tanto da resistência à tração quanto do módulo de elasticidade é prejudicial ao comportamento do dormente até o ponto de aparecimento da fissura, que afeta o comportamento do dormente em cargas mais baixas. Além disso, a degradação leva a uma redução da rigidez do dormente, observada na curva de força por deslocamento, reduzindo seu desempenho em serviço. Por fim, a degradação também afeta as cargas últimas do dormente, sendo observadas falhas precoces, com cargas inferiores e deslocamentos superiores aos observados no dormente íntegro.

4. CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou os resultados da modelagem numérica de dormentes de concreto protendido submetidos ao ensaio de momento positivo no meio do vão sujeitos a diferentes níveis de degradação por mecanismos de expansão, que foram representados por meio de penalização das propriedades mecânicas do concreto. O modelo de referência considerado foi um modelo numérico calibrado a partir de resultados experimentais de dormentes íntegros e utilizado como base de comparação para os

modelos degradados. Os coeficientes de penalização das propriedades mecânicas foram considerados a partir de dados da literatura.

Foi observado que a degradação das propriedades mecânicas afeta o comportamento dos dormentes no ensaio analisado de maneira significativa, tanto em termos de aparecimento da primeira fissura quanto em termos da falha. A variação dos valores de carga e deslocamento foi mais pronunciada para os resultados no início da fissuração, além de uma redução significativa da rigidez do dormente após o aparecimento da primeira fissura. A falha dos dormentes no ensaio analisado também é observada com cargas significativamente inferiores e apresentando deslocamentos maiores.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar agradecimento à VALE pelo incentivo aos projetos desenvolvidos no âmbito da Cátedra Under Rail.

REFERÊNCIAS

- [1] D. Li, S. Kaewunruen, and R. You, “Time-dependent behaviours of railway prestressed concrete sleepers in a track system,” *Eng Fail Anal*, vol. 127, p. 105500, 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105500>.
- [2] D. Li, S. Kaewunruen, and R. You, “Remaining Fatigue Life Predictions of Railway Prestressed Concrete Sleepers Considering Time-Dependent Surface Abrasion,” *Sustainability*, vol. 14, no. 18, 2022, doi: 10.3390/su141811237.
- [3] J. Taherinezhad, M. Sofi, P. Mendis, and T. Ngo, “A Review of Behaviour of Prestressed Concrete Sleepers,” *Electronic Journal of Structural Engineering*, vol. 13, no. 1, pp. 1–16, Jan. 2013, doi: 10.56748/ejse.131571.
- [4] D. Li, R. You, and S. Kaewunruen, “Mechanisms and Evolution of Cracks in Prestressed Concrete Sleepers Exposed to Time-Dependent Actions,” *Applied Sciences*, vol. 12, no. 11, 2022, doi: 10.3390/app12115511.
- [5] S. Kaewunruen, H. Fu, and C. Ye, “Numerical studies to evaluate crack propagation behaviour of prestressed concrete railway sleepers,” *Eng Fail Anal*, vol. 131, p. 105888, 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105888>.
- [6] S. Lee, N. Nguyen, T. S. Le, and C. Lee, “Optimization of Curing Regimes for Precast Prestressed Members with Early-Strength Concrete,” *Int J Concr Struct Mater*, vol. 10, no. 3, pp. 257–269, Sep. 2016, doi: 10.1007/s40069-016-0154-7.
- [7] P. Tantipidok, D. McLaughin, and P. Štemberk, “Study of Accelerated Production of Prestressed Concrete Sleepers Using Strut-and-Tie Model,” *Adv Mat Res*, vol. 1054, pp. 122–127, Oct. 2014, doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.1054.122.
- [8] S. L. Tracy, S. R. Boyd, and J. D. Connolly, “Effect of Curing Temperature and Cement Chemistry on the Potential for Concrete Expansion Due to DEF,” *PCI Journal*, vol. 49, no. 1, pp. 46–57, Jan. 2004, doi: 10.15554/pcij.01012004.46.57.
- [9] G. Topličić-Ćurčić, V. V. Mitić, D. Grdić, and M. Miljković, “Alkali-Aggregate Reactions in Concrete,” in *Proceedings of the III Advanced Ceramics and Applications Conference*, Paris: Atlantis Press, 2016, pp. 361–383. doi: 10.2991/978-94-6239-157-4_25.
- [10] R. P. Martin, L. Sanchez, and B. Fournier, “Diagnosis of AAR and DEF: Comparison of Residual Expansion, Stiffness Damage Test and Damage Rating Index,” in *Conf. on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, HM Bernardes and NP Hasparyk, Eds., São Paulo, Brazil, 2016.
- [11] C. Larive, A. Laplaud, and M. Joly, “Behaviour of AAR-affected concrete: experimental data,” in *Proc., 10th Int. Conf. on AAR*, Melbourne, Australia, 1996.

- [12] N. P. HASPARYK and S. C. KUPERMAN, “Reações expansivas deletérias no concreto,” *CONCRETO & Construções*, vol. XLIX, no. 102, pp. 49–55, 2021, doi: 10.4322/1809-7197.2021.102.0001.
- [13] L. F. M. Sanchez, B. Fournier, M. Jolin, and J. Bastien, “Evaluation of the Stiffness Damage Test (SDT) as a tool for assessing damage in concrete due to alkali-silica reaction (ASR): Input parameters and variability of the test responses,” *Constr Build Mater*, vol. 77, pp. 20–32, Feb. 2015, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.11.071.
- [14] R. V. Gorga, L. F. Sanchez, B. Martín-Pérez, and M. Noël, “Engineering-based finite-element approach to appraise reinforced concrete structures affected by alkali–aggregate reaction,” *Magazine of Concrete Research*, vol. 74, no. 8, pp. 379–391, Apr. 2022, doi: 10.1680/jmacr.20.00235.
- [15] V. Villeneuve, B. Fournier, and J. Duchesne, “Determination of the damage in concrete affected by ASR - the Damage Rating Index(DRI),” in *4th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAAR)*, Austin, Texas, USA, 2014.
- [16] V. Cervenka, L. Jendele, and J. Cervenka, “ATENA Program Documentation Part 1 Theory,” 2012.
- [17] W. J. M. Rankine, *A Manual of Applied Mechanics*. London: R. Griffin, 1858.
- [18] D. A. Hordijk, “Local approach to fatigue of concrete,” Dissertation, Delf University of Technology, Delft, 1991.
- [19] P. Menetrey and K. J. Willam, “Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization,” *ACI Struct J*, vol. 92, no. 3, 1995, doi: 10.14359/1132.
- [20] Y. R. Rashid, “Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels,” *Nuclear Engineering and Design*, vol. 7, no. 4, pp. 334–344, Apr. 1968, doi: 10.1016/0029-5493(68)90066-6.
- [21] Z. P. Bažant and B. H. Oh, “Crack band theory for fracture of concrete,” *Matériaux et Constructions*, vol. 16, no. 3, pp. 155–177, May 1983, doi: 10.1007/BF02486267.
- [22] I. Ames, E. Granato, L. Trautwein, A. Santos, and T. Bittencourt, “Modelagem e avaliação experimental de dormentes de concreto protendido submetidos ao ensaio de momento positivo no meio do vão, ” in *Anais do 65º Congresso Brasileiro do Concreto*, Maceió, Alagoas, Oct. 2024.
- [23] Randi, R.P.; Trautwein, L.M.; dos Santos, A.C. Aspects of Modeling Prestressed Concrete Sleepers Subjected to Positive Moment Test at Midspan. *Buildings* 2024, 14, 2387. doi:10.3390/buildings14082387

Efeito da disposição dos núcleos no comportamento sísmico de edifícios de betão armado

J. Pereira ¹

A. Furtado ²

RESUMO

Os edifícios de betão armado têm apresentado uma vulnerabilidade sísmica considerável em sismos recentes, particularmente os edifícios não dimensionados com regulamentos sísmicos modernos. Os núcleos de betão armado são predominantemente utilizados para conferir maior rigidez e resistência lateral aos edifícios, mas a sua disposição em planta pode introduzir irregularidades em planta que podem resultar num aumento da vulnerabilidade sísmica do edifício. O Eurocódigo 8 apresenta prescrições específicas que permitem classificar a irregularidade dos edifícios, mas, no entanto, o efeito da disposição em planta dos núcleos dos edifícios carece de uma investigação mais aprofundada. Com base nesta motivação, o presente trabalho teve como objetivo principal investigar e compreender de que forma a disposição em planta dos núcleos afeta o comportamento sísmico dos edifícios de betão armado. Nesse sentido, foi analisado um caso de estudo representativo dos edifícios dimensionados com o Regulamento de Segurança e Ações e foram estudadas diferentes disposições em planta dos núcleos no edifício. A modelação numérica foi realizada utilizando o software *SeismoStruct*. Foram realizadas análises modais e análises estáticas não-lineares *pushover* com o objetivo de compreender a resposta sísmica em função das diferentes disposições. Verificou-se que a excentricidade dos núcleos aumentou a contribuição das forças de corte nos pilares de fachada, o que pode ser um fator relevante para a verificação de segurança e dimensionamento estrutural.

Palavras-chave: Estruturas de betão armado; núcleos de betão armado; comportamento sísmico; análise modal; análise estática não-linear *pushover*

1. INTRODUÇÃO

Sismos recentes têm demonstrado que os edifícios de betão armado podem apresentar uma vulnerabilidade significativa devido a aspetos como: i) pobre conceção estrutural; ii) dimensionamento e pormenorização inadequados; iii) interação entre elementos estruturais e as paredes de alvenaria de enchimento; e iv) irregularidades (em planta e/ou) em altura provocadas pela disposição dos elementos estruturais e/ou não-estruturais [1].

As irregularidades estruturais apresentam-se como um dos fatores mais críticos no comportamento sísmico dos edifícios de betão armado. Em particular, a disposição dos núcleos usualmente adotados para escadas/elevadores é fundamental na resposta da estrutura a ações laterais.

A presença dos núcleos confere uma concentração de rigidez que, dependendo da sua posição, poderá causar assimetria de rigidez em planta em ambas as direções. Tanto a assimetria do centro de rigidez

¹ CERIS – Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, jpereirarodrigues@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS – Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, andre.furtado@tecnico.ulisboa.pt

(CR), como a assimetria do centro de massa (CM) ao longo dos vários pisos da estrutura poderá resultar num aumento da torção a que o sistema estrutural estará exposto, podendo desta forma traduzir-se numa maior solicitação dos elementos estruturais. À medida que o CR se afasta do CM o edifício é obrigado a rodar em torno do centro de rigidez, ficando sujeito a momentos torsores significativos. O excesso de torção poderá provocar a rotura (potencialmente prematura e frágil) de paredes e/ou pilares, sendo que, normalmente os elementos mais danificados se encontram na extremidade mais afastada do centro de rigidez devido ao efeito de rotação em torno do mesmo [2].

Botsa e Daguspta [3] estudaram um conjunto de 9 edifícios com 5 pisos e simétricos em planta, cuja posição das escadas e núcleo central foi alternando. Inicialmente, começaram por avaliar apenas a influência da posição das escadas, e posteriormente foi avaliada a influência da posição do conjunto escadas + núcleo. Os autores observaram que i) a presença do núcleo aumenta significativamente o corte basal do edifício; ii) em modelos apenas com escadas a rotura local ocorreu inicialmente nos pilares junto às escadas do piso com deslocamento máximo, enquanto no modelo sem escadas e sem núcleo as rótulas plásticas formaram-se nos pilares do piso térreo; iii) entre 40-70% da força de corte lateral é absorvida pelos núcleos. Importa sublinhar a lacuna na literatura de estudos científicos sobre o impacto da disposição em planta dos núcleos no comportamento sísmico global da estrutura.

Com base nestes pressupostos, o presente trabalho teve como objetivo principal investigar e compreender de que forma a disposição em planta dos núcleos afeta o comportamento sísmico de um edifício de 8 pisos dimensionados de acordo com o Regulamento de Segurança e Ações. Foram estudadas diferentes disposições em planta dos núcleos. A modelação numérica foi realizada utilizando o software *SeismoStruct* [4], tendo sido realizadas análises modais e análises estáticas não-lineares *pushover* com o objetivo de compreender a resposta sísmica em função das diferentes disposições dos núcleos.

2. CASO DE ESTUDO

2.1 Descrição geral

O caso de estudo selecionado para este trabalho é um edifício de 8 pisos, com dimensões em planta de 20m x 15m, composto por módulos de 4m x 5m e com uma altura entre pisos de 3m (Fig. 1a), resultando numa altura total de 27m. Este edifício foi dimensionado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para permitir a aplicação das disposições regulamentares relativas à ação dos sismos em edifícios comuns, em conformidade com as prescrições do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, com o objetivo de auxiliar os projetistas no dimensionamento de edifícios [5]. A secção transversal dos pilares é de: 30x60cm² (Pisos 1 e 2); 30x50cm² (Pisos 3 e 4); 40x30cm² (Pisos 5 e 6) e 30x30cm² (Pisos 7 e 8). A secção transversal das vigas é de 30x60cm², com diferentes pormenorizações de armaduras, conforme o piso e a disposição na estrutura. As secções transversais e respetivas pormenorizações de armaduras podem ser consultadas em [5]. Relativamente às ações, foi considerada uma carga vertical global de 6,15 kN/m², além de uma carga variável de 2,5 kN/m².

A planta estrutural do modelo base (i.e., sem núcleos) está ilustrada na Fig. 1b, e é aqui designado de modelo PT, correspondendo a uma estrutura porticada. Com o objetivo de avaliar a influência da posição do núcleo em edifícios de betão armado, foram gerados 6 modelos adicionais com diferentes disposições do núcleo, nomeadamente: Núcleo Centrado (NC – Fig. 1c), Núcleo Descentrado (ND – Fig. 1d), Núcleo Longitudinal (NL – Fig. 1e), Núcleo Transversal (NT – Fig. 1f), Núcleo Descentrado Transversal (NDT – Fig. 1g) e Núcleo Lateral Transversal (NDT – Fig. 1h).

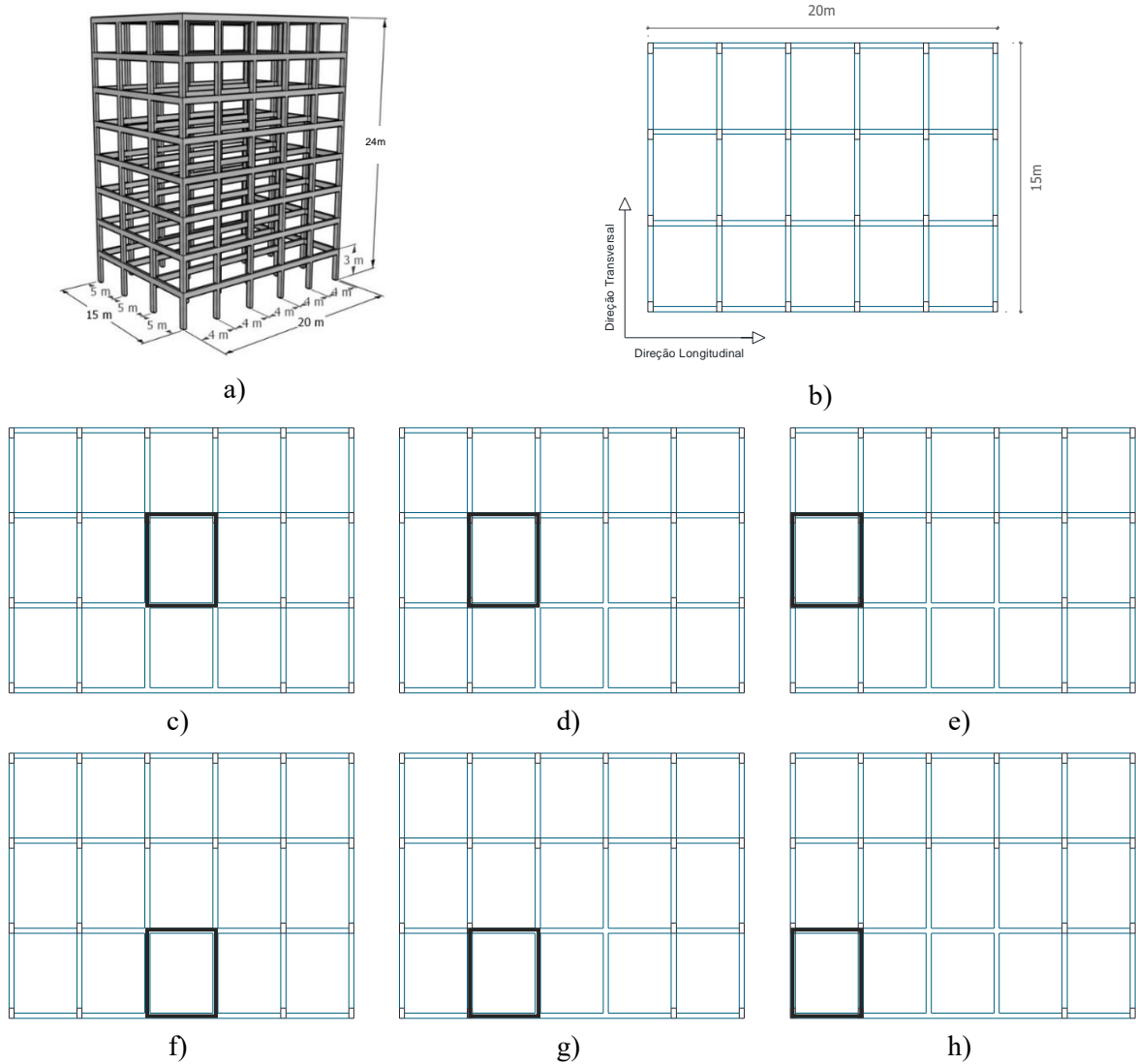


Figura 1. Caso de estudo: a) visão 3D; b) planta estrutural base; c) Modelo NC; d) Modelo ND; e) Modelo NL; f) Modelo NT; g) Modelo NDT; e h) Modelo NLT.

2.2 Estratégia de modelação numérica

Os elementos de betão armado foram modelados através de elementos de plasticidade distribuída com formulação baseada em forças do tipo *inelastic force-based* (infrmFB) disponível na livreria do SeismoStruct, tendo sido considerado 7 secções de integração e 200 fibras por secção de integração para cada elemento. Esta decisão foi baseada em estudos realizados por diferentes autores na qual concluíram que o comprimento da rótula plástica não é fortemente afetada por um carregamento biaxial [6]. Foi atribuído a lei de comportamento proposta por Mander et al. [7] para representar o comportamento do betão, que se baseia no modelo uniaxial proposto por Madas [8] e que segue as regras cíclicas propostas por Martinez-Rueda e Elnashai [9]. Na Tabela 1 são apresentadas as características mecânicas do betão adotadas para o modelo numérico.

Tabela 1. Propriedades mecânicas do betão adotadas para o modelo numérico.

Resistência à compressão f_c (MPa)	Resistência à tração f_t (MPa)	Extensão máxima (%)
25	3.94	0.36

Relativamente ao aço foi selecionada a lei de comportamento proposta por Menegotto e Pinto [10], uma vez que se trata de um modelo que representa satisfatoriamente a degradação da rigidez de elementos de betão armado quando sujeitos a carregamentos cíclicos. Na Tabela 2 são apresentadas as propriedades mecânicas do aço adotadas para o modelo numérico.

Tabela 2. Propriedades mecânicas do aço adotadas para o modelo numérico.

Módulo de Elasticidade	Tensão de cedência	Parâmetro de tensão hardening	Parâmetro da forma inicial da curva de transição	Parâmetro da forma da curva de transição		Hardening isotrópico	
E_s (GPa)	f_y (MPa)	r (%)	R_0	a_1	a_2	a_3	a_4
194.7	394	0.36	20	18.5	0.15	0.025	2

Relativamente à modelação das paredes resistentes dos núcleos, esta foi realizada recorrendo igualmente a elementos de secção do tipo infmFB, sendo o núcleo formado por 4 destes elementos. Por forma a aproximar o comportamento das 4 paredes inicialmente independentes ao comportamento de um núcleo, utilizaram-se *rigid links* entre os vários pontos que constituem a parede, tal como ilustrado na Fig. 2.

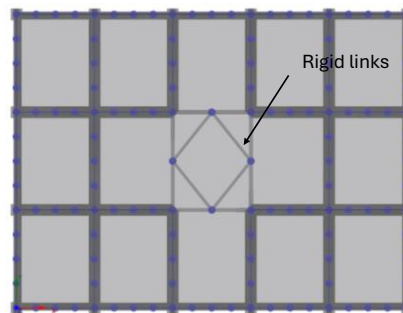


Figura 2. Exemplo da disposição dos *rigid links* no modelo NC.

2.3 Descrição dos tipos de análise numérica

Com o objetivo de estudar o comportamento sísmico do edifício, foram realizados dois tipos de análise numérica. Primeiramente, foi efetuada uma análise modal com o objetivo de caracterizar os principais modos de vibração e as frequências naturais respetivas. Em seguida, realizaram-se análises estáticas não-lineares *pushover*, onde foram avaliados os seguintes parâmetros de resposta para ambas as direções (longitudinal e transversal) do edifício: rigidez inicial, resistência máxima e ponto de desempenho. O ponto de desempenho foi calculado para o estado limite de danos severos (SD), de acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3 [11].

3. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1 Análise Modal

Na Fig. 3 são apresentados os valores das três primeiras frequências naturais resultantes das análises modais realizadas para cada um dos modelos em estudo. Como esperado, o modelo que apresentou a menor frequência natural no primeiro modo de vibração foi o PT, devido à ausência de núcleo de betão armado, o que resulta numa menor rigidez lateral em comparação com os outros modelos. Verificou-se que as frequências naturais do modelo PT foram cerca de 55%, 50% e 28% inferiores às registadas no modelo NC, relativamente aos modos 1, 2 e 3, respetivamente.

Nos modelos com núcleos, constatou-se que a excentricidade do núcleo provoca uma ligeira alteração nas frequências naturais da estrutura. O modelo NC apresentou a frequência natural mais elevada no primeiro modo de vibração (1,96 Hz), sendo aproximadamente 11% superior à do modelo NLT. Os outros modelos apresentaram valores de frequência natural para o primeiro modo entre os modelos NC e NLT.

Para o segundo modo de vibração, observou-se a mesma tendência, com o modelo NC a registar a frequência mais alta (2,27 Hz) e o modelo NLT a menor (2,01 Hz), correspondendo a uma diferença de cerca de 13%, semelhante ao comportamento verificado no primeiro modo.

No terceiro modo de vibração, o modelo NL destacou-se com a maior frequência natural (4,41 Hz), aproximadamente 4% superior à do modelo ND, que registou a menor frequência.

Na Tabela 3, são apresentadas as percentagens das massas modais associadas a cada modo de vibração para cada um dos modelos, permitindo avaliar o efeito dos núcleos de betão armado. Fica evidente que a excentricidade do núcleo de betão armado introduziu uma componente torsional nos modos de vibração, transformando os modos puros de translação (longitudinal e transversal) em modos compostos, com uma ligeira torção.

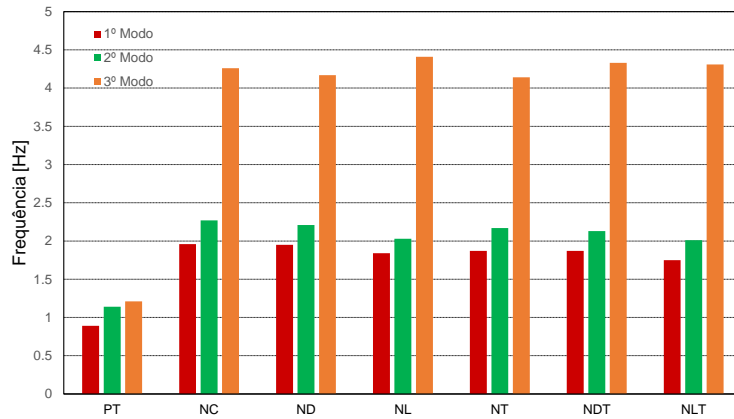


Figura 3. Frequências naturais.

Tabela 3. Percentagem de massa modal correspondente aos modos de vibração.

Modelo	Modos de Vibração	Percentagem de Massa Modal					
		[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]
PT	1	80.63%	0.00%	0.00%	0.00%	11.61%	0.00%
	2	0.00%	75.23%	0.00%	17.86%	0.00%	0.13%
	3	0.00%	0.12%	0.00%	0.02%	0.00%	76.96%
NC	1	67.02%	0.00%	0.00%	0.00%	21.97%	0.00%
	2	0.00%	66.19%	0.00%	26.82%	0.00%	0.00%
	3	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.01%	83.80%
ND	1	66.99%	0.00%	0.00%	0.00%	21.35%	0.00%
	2	0.00%	66.22%	0.00%	24.90%	0.00%	2.01%
	3	0.00%	0.32%	0.00%	2.60%	0.00%	79.99%
NL	1	66.61%	0.00%	0.04%	0.00%	19.29%	0.00%
	2	0.00%	66.97%	0.00%	21.62%	0.00%	4.74%
	3	0.00%	0.30%	0.00%	8.04%	0.00%	72.79%
NT	1	67.49%	0.00%	0.00%	0.00%	20.14%	1.67%
	2	0.00%	66.05%	0.05%	24.87%	0.00%	0.00%
	3	0.05%	0.00%	0.00%	0.00%	2.66%	79.49%
NDT	1	65.14%	2.44%	0.00%	0.69%	19.16%	1.62%
	2	2.34%	63.91%	0.05%	23.12%	0.79%	0.64%
	3	0.00%	0.04%	0.01%	1.74%	2.42%	77.62%
NLT	1	58.38%	9.31%	0.01%	2.57%	15.86%	2.22%
	2	8.76%	57.75%	0.04%	18.62%	2.84%	2.14%
	3	0.04%	0.09%	0.01%	6.70%	1.97%	70.49%

3.2 Análise estática não-linear *pushover*

As curvas de capacidade obtidas das análises estáticas não-lineares *pushover* estão apresentadas na Fig. 4, onde também se identificam os pontos de desempenho de cada modelo e a ocorrência da primeira rotura por corte na estrutura.

De forma geral, verificou-se que os modelos com núcleos de betão armado aumentaram a rigidez inicial da estrutura entre 2 e 4 vezes, enquanto a resistência máxima foi incrementada entre 1,5 e 2 vezes. A direção longitudinal do edifício mostrou-se a mais vulnerável, com valores de corte basal cerca de 20% inferiores para o mesmo nível de deslocamento, em comparação com a direção transversal.

A excentricidade dos núcleos revelou-se determinante na variação do deslocamento associado ao ponto de desempenho (SD), sendo atingido mais cedo no modelo NLT e mais tarde no modelo NL. Observou-se também que o aumento da excentricidade do núcleo reduziu a capacidade resistente da estrutura. Como exemplo, o edifício NLT apresentou uma capacidade resistente cerca de 29% inferior na direção longitudinal e 36% inferior na direção transversal em relação ao edifício NC. Por outro lado, os modelos NC e NL apresentaram curvas de capacidade bastante semelhantes. Os modelos NDT e NT também têm desempenhos semelhantes, mas ligeiramente inferiores aos modelos NC e NL, mostrando um comportamento intermédio entre os modelos com e sem excentricidade significativa.

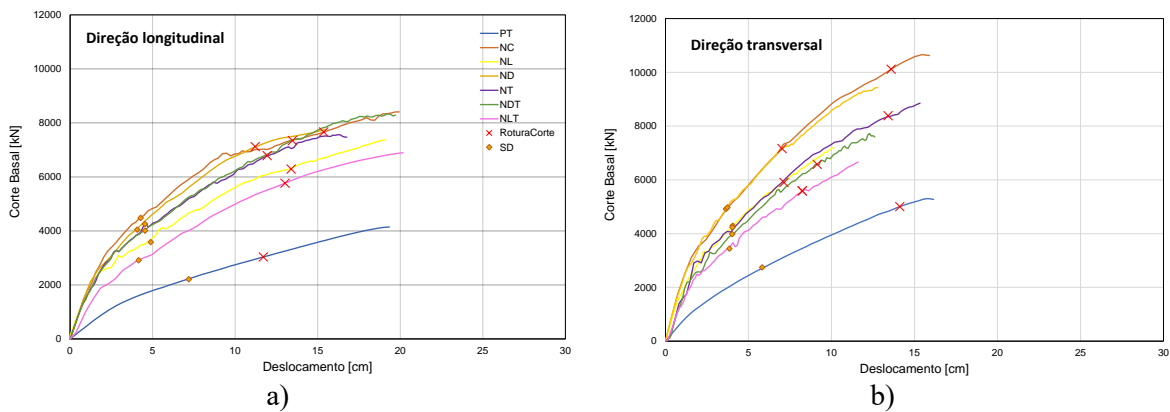


Figura 4. Curvas de capacidade: a) direção longitudinal; e b) direção transversal.

Na Fig. 4, é apresentada a distribuição das forças de corte basal para cada modelo na direção longitudinal, com o objetivo de compreender melhor o impacto da excentricidade dos núcleos nas forças de corte nos pilares da estrutura. De forma geral, verificou-se que a presença dos núcleos aumentou a força de corte basal global, mas reduziu significativamente as forças de corte nos pilares, para valores iguais ou inferiores a 20%.

A excentricidade do núcleo está associada a uma maior contribuição das forças de corte nos pilares, enquanto um núcleo centralizado resulta numa percentagem mais baixa de forças de corte transmitidas para os pilares. Este facto pode ser relevante para a verificação do esforço transversal durante a fase de dimensionamento, bem como para a avaliação da segurança da estrutura.

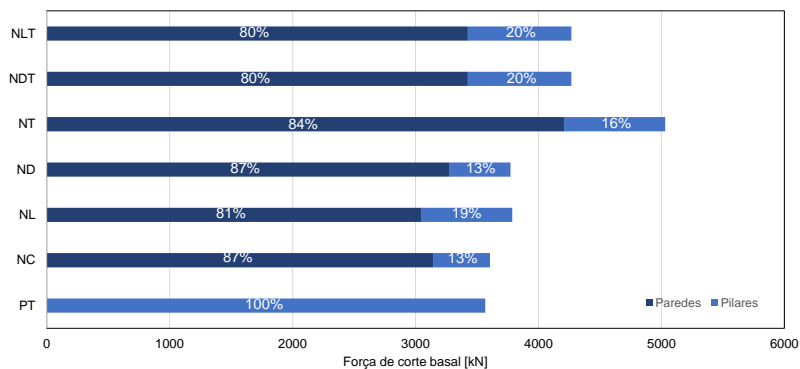


Figura 4. Distribuição das forças de corte basal (direção longitudinal).

Finalmente é apresentada na Fig. 5 a distribuição do esforço transverso nos pilares de canto, fachada e central para a direção longitudinal. Como dito anteriormente, verificou-se que a presença dos núcleos reduziu significativamente os níveis de esforço transverso nos pilares através da comparação dos resultados dos modelos com núcleos e o modelo PT. Verifica-se que nos modelos NLT, NDT e NT o pilar de fachada é o mais solicitado, ao invés dos modelos ND, NL, NC e PT onde o pilar interior é o mais solicitado.

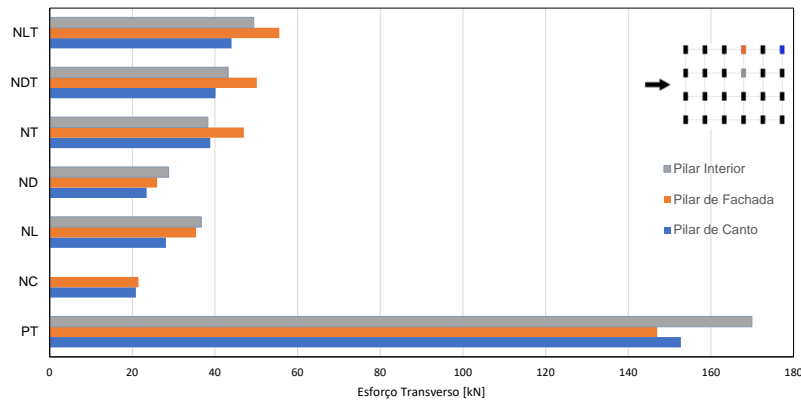


Figura 5. Distribuição do esforço transverso nos pilares (direção longitudinal).

CONCLUSÕES

Este estudo permitiu avaliar de forma simplificada o impacto da disposição em planta dos núcleos de betão armado no comportamento sísmico de edifícios de betão armado. Os resultados das análises modais e não-lineares *pushover* revelaram a importância da presença e da localização dos núcleos para a rigidez lateral e a resistência das estruturas.

As frequências naturais dos modelos variaram de forma notável, sendo o modelo PT o que apresentou as frequências mais baixas devido à ausência de um núcleo de betão armado. Nos modelos com núcleos, observou-se que a excentricidade afeta ligeiramente as frequências naturais, introduzindo uma componente torsional nos modos de vibração. Este fenómeno reflete-se nas massas modais associadas a cada modo de vibração, que mostram uma combinação de translação e torção nos modelos com núcleos excêntricos.

Conforme esperado, os núcleos de betão armado aumentaram significativamente a rigidez e a resistência máxima da estrutura, com melhorias entre 2 a 4 vezes na rigidez e entre 1,5 a 2 vezes na resistência máxima, comparativamente ao modelo sem núcleo (PT). No entanto, a excentricidade dos núcleos revelou-se um fator crucial para o comportamento global do edifício. Verificou-se que a excentricidade contribuiu para a redução da capacidade resistente da estrutura e para uma maior solicitação dos pilares, particularmente dos pilares de fachada, nos modelos com núcleos excêntricos (NLT, NDT, NT). Nos modelos com núcleos centralizados (NC, NL, ND), o pilar central foi o mais solicitado, indicando uma distribuição mais eficiente das forças.

Em termos de forças de corte, a presença dos núcleos reduziu significativamente as forças transmitidas aos pilares, destacando-se o modelo PT como o mais vulnerável neste aspeto. Além disso, a excentricidade dos núcleos aumentou a contribuição das forças de corte nos pilares de fachada, o que pode ser um fator relevante para a verificação de segurança e dimensionamento estrutural.

No geral, este estudo sublinha a importância de uma correta disposição em planta dos núcleos de betão armado para mitigar os efeitos negativos da excentricidade e assegurar um desempenho sísmico mais eficiente. Estes resultados poderão ser úteis para o desenvolvimento de soluções mais seguras e robustas no dimensionamento de edifícios de betão armado em zonas sísmicas, especialmente no contexto da aplicação do Eurocódigo 8.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através do financiamento à unidade de investigação CERIS com a referência UIDB/04625/2020.

REFERÊNCIAS

- [1] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, and H. Varum, "A Review of the Performance of Infilled RC Structures in Recent Earthquakes," *Applied Sciences*, vol. 11, no. 13, p. 5889, 2021. [Online]. Available: <https://www.mdpi.com/2076-3417/11/13/5889>.
- [2] H. Sezen, A. S. Whittaker, K. J. Elwood, and K. M. Mosalam, "Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey," *Engineering Structures*, vol. 25, no. 1, pp. 103-114, 2003/01/01/ 2003, doi: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00121-9](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00121-9).
- [3] S. Botsa and K. Dasgupta, "Influence of Staircase and Elevator Core Location on the Seismic Capacity of an RC Frame Building," *Journal of Architectural Engineering*, vol. 23, no. 4, 2017.
- [4] SeismoSoft, "SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," 2023.
- [5] E. Carvalho and E. Coelho, *Análise Sísmica de estruturas de edifícios segundo a nova regulamentação - Análise Estrutural de um conjunto de 22 edifícios*. Lisboa, Portugal, 1984.
- [6] H. Rodrigues, H. Varum, A. Arêde, and A. Costa, "A comparative efficiency analysis of different non-linear modelling strategies to simulate the biaxial response of RC columns," *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 11, pp. 553-566, 2012.
- [7] J.B. Mander, M.J.N. Priestley, and R. Park, "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [8] P. Madas and A. S. Elnashai, "A new passive confinement model for transient analysis of reinforced concrete structures," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 21, pp. 409-431, 1992.
- [9] J.E. Martinez-Rueda and A. S. Elnashai, "Confined concrete model under cyclic load," *Materials and Structures*, vol. 30, no. 197, pp. 139-147, 1997.
- [10] M. Menegotto and P. E. Pinto, "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," presented at the Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 1973.
- [11] CEN, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings," 2005.

Comportamento à flexão até à rotura de ligação de continuidade inovadora para pontes pré-fabricadas

R. Valente¹

L. Corrêa²

M. Pimentel³

C. Sousa⁴

RESUMO

Este trabalho de investigação apresenta os resultados de uma campanha experimental que visa o estudo de um novo conceito para pontes pré-fabricadas ferroviária. A solução que se propõe consiste em vigas pré-fabricadas de betão de elevado desempenho reforçado com fibras (HPFRC). A continuidade entre vãos adjacentes é materializada com recurso a uma laje em compósito cimentício de ultra-elevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC). A principal questão abordada é o comportamento à flexão na região de continuidade. O comportamento da ligação inovadora é avaliado através de testes de flexão. Uma solução convencional em betão armado (BA) é também testada em condições idênticas para que os resultados sejam usados como referência de comparação. Os resultados são discutidos com recurso a metodologias de cálculo desenvolvidas e que traduzem as contribuições das fibras para a resistência à flexão.

Os resultados da campanha de testes à flexão das soluções inovadora e convencional mostram que a solução de laje UHPFRC armada (R-UHPFRC) oferece maior rigidez de flexão, resultando em menores curvaturas e flechas. Porém, o UHPFRC induz localização de deformações no momento da cedência das armaduras longitudinais da laje, conduzindo a uma redução significativa da ductilidade que poderia ser explorada para a redistribuição de momentos fletores. As metodologias de cálculo reproduzem satisfatoriamente a carga de rotura e a deformação última.

Palavras-chave: Continuidade; Campanha experimental, UHPFRC; Rotura de flexão, Pré-fabricação.

1. INTRODUÇÃO

O tráfego ferroviário está a aumentar em termos de volume, carga e velocidades de circulação à medida que as sociedades procuram opções de transporte com menor impacto ambiental. As pontes são pontos críticos das redes ferroviárias e requerem especial atenção considerando o envelhecimento das infraestruturas e as crescentes exigências a que estão sujeitas. Como resultado, poderá ser necessário o reforço, a reabilitação ou, em alguns casos, a substituição completa da infraestrutura existente. Contudo, os custos diretos resultantes da manutenção, combinados com os custos indiretos resultantes de interrupções de serviço, estão a tornar-se um encargo financeiro significativo para a sociedade. Portanto, as futuras infraestruturas sustentáveis serão aquelas que necessitarão de menos manutenção.

¹ CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, up201206018@edu.fe.up.pt

² CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, up201800082@edu.fe.up.pt

³ CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, mjisp@reit.up.pt

⁴ CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, cfsousa@fe.up.pt

Para enfrentar estes desafios, vale a pena explorar os avanços recentes na área dos compósitos cimentícios para aplicações estruturais. O betão de elevado desempenho reforçado com fibras metálicas (HPFRC) e os compósitos de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras metálicas (UHPFRC) podem abrir uma nova gama de soluções estruturais com durabilidade excepcional e que pode maximizar o tempo de vida da infraestrutura, conduzindo assim à redução de custos de manutenção.

No entanto, a aplicação destes materiais no dimensionamento estrutural enfrenta desafios importantes, apesar das potencialidades oferecidas. A variabilidade associada ao volume e orientação das fibras metálicas dificulta a caracterização das propriedades mecânicas de tração. Além disso, a interação entre as fibras e as armaduras no comportamento à tração acrescenta complexidade ao problema. A falta de cobertura regulamentar de metodologias de dimensionamento como aquelas existentes para betão armado, bem como a limitada familiaridade dos engenheiros e empreiteiros com o HPFRC e o UHPFRC, dissuade a adoção generalizada destes materiais.

Os sistemas estruturais contínuos são frequentemente adotados em pontes por geralmente conduzirem a soluções estruturais otimizadas, especialmente em pontes ferroviárias de alta velocidade, onde são essenciais para garantir um comportamento dinâmico adequado. A ligação longitudinal contínua entre vãos adjacentes na zona dos apoios intermédios requer frequentemente pós-tensão para evitar a formação de fissuras, preservar a rigidez de flexão e, no caso de vãos maiores, viabilizar a verificação de segurança em flexão aos estados limites últimos. No entanto, a pós-tensão requer equipamentos e mão-de-obra especializados e introduz complexidade adicional ao processo de construção, refletindo-se no aumento do tempo e dos custos de construção. O UHPFRC tem um comportamento à tração que pode potencialmente eliminar a necessidade de pós-tensão. Ao exibir resistências de fissuração e pós-fissuração elevadas, o UHPFRC pode melhorar a rigidez e a resistência da ligação, garantindo ao mesmo tempo aberturas de fendas mínimas. Portanto, as ligações contínuas com o UHPFRC podem levar a um processo de construção simplificado, à redução do tempo de construção e possivelmente diminuindo os custos.

A campanha experimental descrita neste trabalho visa validar a solução proposta para a zona de ligação inovadora em R-UHPFRC, comparando-a com a solução convencional em betão armado (BA). Espera-se também que os resultados experimentais possam ser utilizados para validar os modelos de cálculo para o comportamento à tração do UHPFRC com armadura convencional (R-UHPFRC).

2. MATERIAIS

Os protótipos utilizados na campanha experimental foram produzidos numa fábrica de pré-fabricação de betão da Mota-Engil em Nelas, especializada na produção de elementos para pontes e edifícios. Foi utilizado um betão autocompactável de classe de resistência C50 para produzir o protótipo da ligação em betão armado. Para o protótipo de ligação inovadora, foram utilizados HPFRC nas vigas e UHPFRC num troço da laje sobre o apoio. A composição de HPFRC foi previamente desenvolvida na unidade de investigação dos autores [1, 2]. O material foi concebido para cumprir a classe de resistência C100, sendo reforçado com 1% de fibras (0.5% de fibras retas com $l_f = 13$ mm, $d_f = 0.2$ mm, $f_{s,f} = 2750$ MPa, e 0.5% de fibras com gancho duplo Dramix® Fibras 5D com $l_f = 60$ mm, $d_f = 0.90$ mm, $f_{s,f} = 2300$ MPa). Foi obtida uma classe de desempenho de tração de $\delta.d$ conforme comprovam os resultados de caracterização que podem ser consultados na referência [3].

Para a produção do UHPFRC, foi utilizada uma mistura comercial denominada de Ductal®. Foram utilizadas fibras metálicas com comprimento $l_f = 15$ mm e diâmetro $d_f = 0.2$ mm totalizando uma dosagem de 2.5% em volume. Foi obtido um valor de resistência à compressão de 167 MPa aos 28 dias de idade. O comportamento de tração do UHPFRC é caracterizado através de testes de tração uniaxial em provetes do tipo *dog-bone*. A deformação foi registada utilizando quatro LVDTs instalados em cada superfície lateral dos provetes. O comprimento de medição é de 92 mm e as dimensões da secção transversal na região de medição são de $30 \times 40 \text{ mm}^2$. A deformação média dos quatro LVDTs foi considerada representativa da deformação uniaxial de cada provete. A Figura 1 (a) mostra as curvas

tensão-deformação para as 6 amostras testadas. Resultados equivalentes são fornecidos na Figura 1 (b) em termos de deformação longitudinal média.

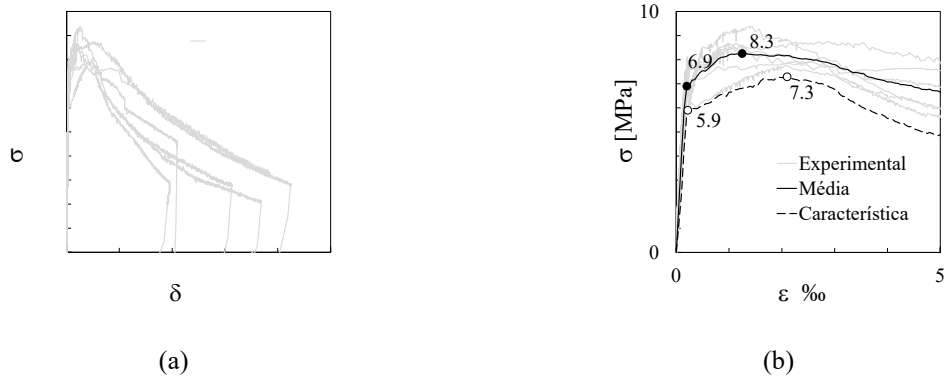


Figura 1. Curvas tensão-deformação média e característica para o UHPFRC.

As armaduras utilizadas nos ensaios pertencem à classe A500 NR. Os cordões de pré-esforço são da classe Y1860S7-15.7-F1-C1 [4] com diâmetro nominal de $0.6'' = 15.7 \text{ mm}$, área de secção transversal de 1.50 cm^2 e valor característico da tensão proporcional convencional $f_{p0.1k} = 1640 \text{ MPa}$.

3. PROTÓTIPOS, ARRANJO EXPERIMENTAL E INSTRUMENTAÇÃO

Esta campanha experimental tem como objetivo compreender e validar soluções de continuidade para tabuleiros de pontes pré-fabricados utilizando secções híbridas com compósitos cimentícios reforçados com fibras metálicas. Para servir como referência, é também testada uma solução de continuidade convencional em betão armado (BA). A geometria é mantida constante em ambos os testes e os protótipos são concebidos para ter resistências de flexão tentativamente iguais. O protótipo C-F-1 utiliza vigas e lajes em BA (Figura 2 (a)), enquanto o protótipo C-F-2 utiliza vigas em HPFRC e uma laje de continuidade em R-UHPFRC (Figura 2 (b)). Os protótipos C-F-1 e C-F-2 foram concebidos para que a rotura fosse governada pela resistência à flexão. Portanto, foram dimensionadas armaduras de corte para as almas e banzos por forma a evitar outros modos de rotura que não o de flexão.

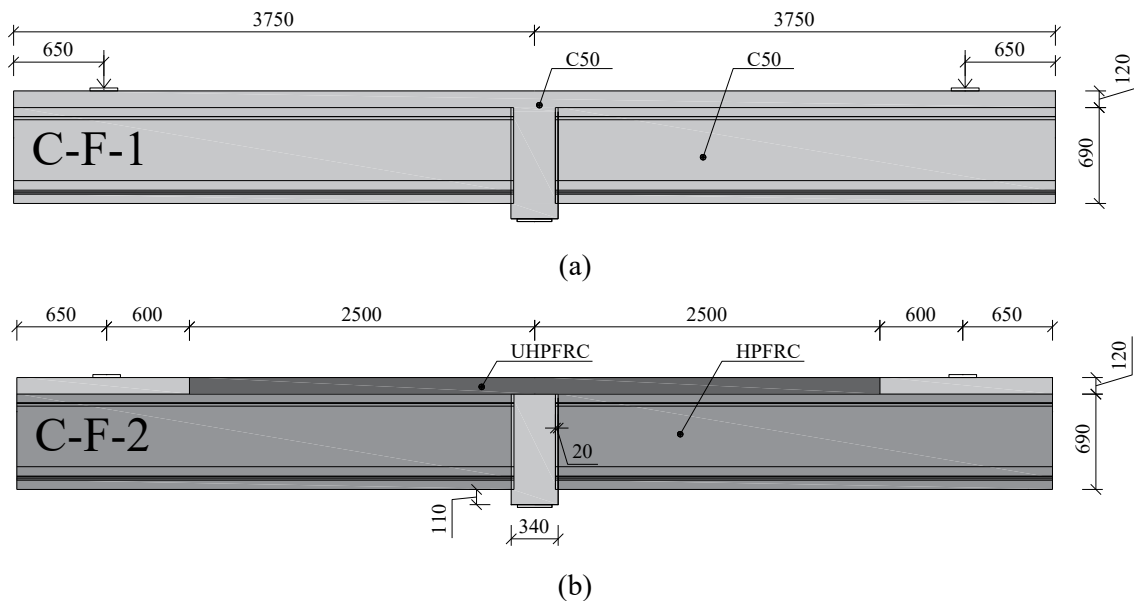


Figura 2. Protótipo com solução de continuidade em BA (C-F-1) e R-UHPFRC (C-F-2).

O protótipo C-F-1 utiliza vigas de betão de classe C50 e a laje, também em betão de classe C50, foi dimensionada com uma taxa de armadura longitudinal de $\rho_s = 3.3\%$. O protótipo C-F-2 utiliza uma laje em UHPFRC armada que requer uma taxa de armadura longitudinal menor ($\rho_s = 2.1\%$) para se obter a mesma resistência de flexão, uma vez que parte da carga é transferida pelas fibras metálicas.

No final da 1ª fase de betonagem das vigas foram espalhados agregados na superfície superior das vigas enquanto o betão estava ainda no estado fresco, para conferir rugosidade à interface horizontal entre os betões de idades diferentes das vigas e da laje que seria betonada na fase seguinte. Adicionalmente, já com o betão das vigas no estado sólido, foi realizado um tratamento adicional para aumentar a rugosidade dessa mesma interface com recurso a um martelo pneumático. O mesmo procedimento foi aplicado aos topos das vigas que viriam a estar em contacto com o betão do diafragma. A superfície de betão do banzo superior das vigas é previamente saturada, sem água livre aparente, antes das lajes serem betonadas numa 2ª fase de betonagem. A Figura 3 (a) mostra a 2ª fase de betonagem do protótipo C-F-1. No caso do protótipo C-F-2 com a ligação em R-UHPFRC, apenas uma parte da laje foi betonada com betão convencional durante a 2ª fase. Neste caso, uma 3ª fase de betonagem foi conduzida para o segmento de laje UHPFRC, como se mostra na Figura 3 (b).



Figura 3. 2ª fase de betonagem (C-F-1) e 3ª fase de betonagem (C-F-2)

O arranjo experimental para ensaiar as vigas está representado na Figura 4. O protótipo está simplesmente apoiado sob o diafragma permitindo deslocamentos e rotações na direção longitudinal. A carga é aplicada num dos lados do protótipo utilizando um atuador vertical fixo a um pórtico que, por sua vez, está ancorado à laje de reação. Uma rótula é posicionada ao longo da linha de ação do atuador para acomodar as deformações do protótipo e do próprio pórtico, garantindo que a carga transmitida se alinha com o atuador. A força aplicada pelo atuador no protótipo é medida pela célula de carga posicionada entre o pistão e a rótula. Internamente, o atuador mede os deslocamentos de pistão que são utilizados para o controlo da atuação. Na outra extremidade do protótipo, existe uma ancoragem que, devido à simetria do esquema estrutural, aplica a mesma carga que aquela aplicada pelo atuador ao protótipo. Portanto, a região de continuidade é submetida a um diagrama de momentos flectores triangular simétrico.

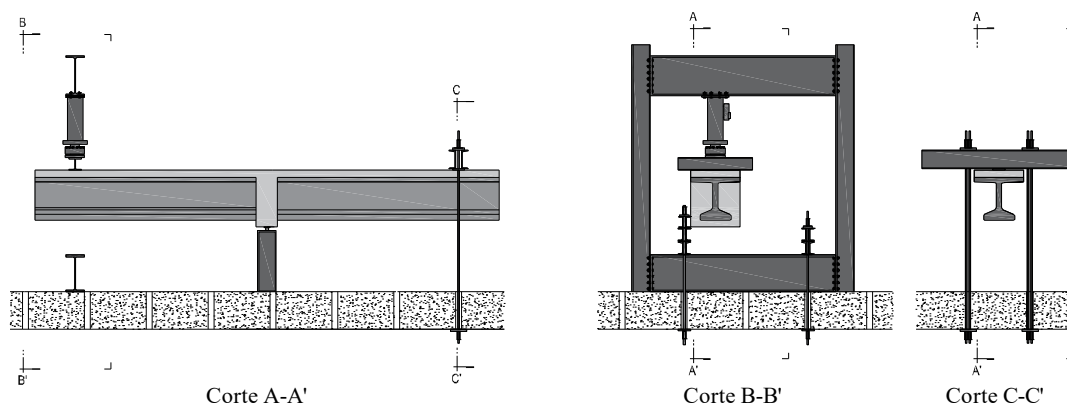


Figura 4. Arranjo experimental

O esquema e a identificação dos LVDTs estão representados na Figura 5. O objetivo dos LVDTs verticais é medir flechas em ambos os lados do protótipo a 3.1 m de distância do apoio central e alinhadas com as forças aplicadas. Para isso, os LVDTs são fixados num perfil metálico, enquanto os alvos estão ligados à face inferior das vigas. O perfil metálico, por sua vez, é fixado no diafragma do protótipo. Desta forma é possível fazer medições com uma referência interna e eliminar a componente de rotação do corpo rígido do protótipo e obter diretamente as flechas relativamente ao apoio. Os LVDTs horizontais nos banzos são posicionados de forma adjacente e são utilizados para determinar deformações médias ao longo do seus comprimentos de medição.

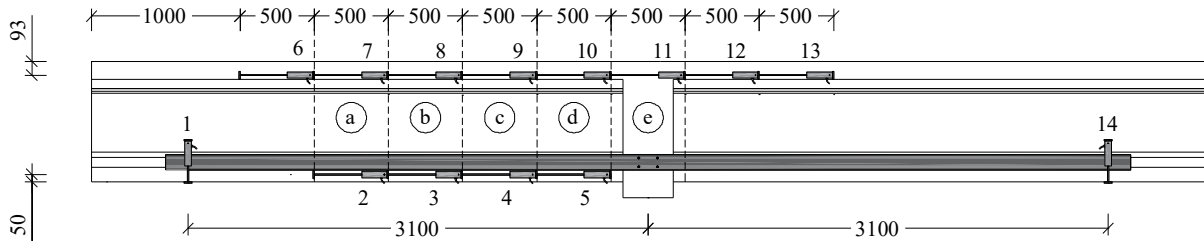


Figura 5. Esquema de instrumentação para medição de deslocamentos [mm]

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 C-F-1

O protótipo C-F-1 entrou em cedência com formação de uma rótula plástica na secção de interface com o diafragma. Ocorreu esmagamento do betão no banzo comprimido já em fase de cedência das armaduras de flexão. A Figura 6 mostra o padrão de fendilhação no final do teste de carregamento do protótipo C-F-1. As fendas de flexão surgem no topo da laje e propagam-se gradualmente em direção à alma. As fendas começam a formar-se perto do apoio central e vão se formando progressivamente em direção ao ponto de aplicação da carga. As fendas propagam-se verticalmente no banzo superior, mas, à medida que propagam para a região da alma, tornam-se inclinadas. A inclinação das fendas ao longo do vão é praticamente constante, mas perto do apoio são menos inclinadas, resultante do equilíbrio entre o campo de compressões e a reação do apoio vertical sob o diafragma.

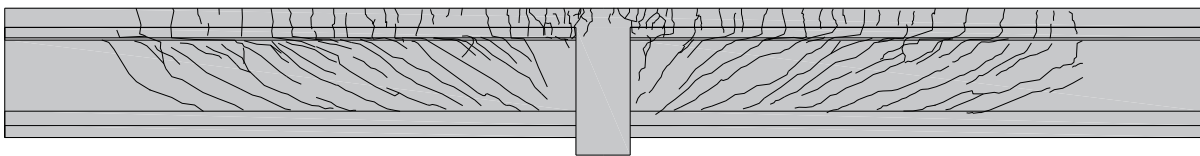


Figura 6. C-F-1 – Padrão de fendas no final do teste experimental

A Figura 7 mostra os resultados do teste em termos de deformações ao longo do carregamento. Os resultados do LVDT 5 não puderam ser obtidos. Era esperado que ambos os LVDTs verticais 1 e 14 fornecessem flechas idênticas, como foi confirmado durante o teste. No entanto, comparando as flechas em ambos os lados da zona de ligação (a), um dos lados do protótipo mostrou ser ligeiramente mais flexível ao longo do teste, antecipando a formação de uma rótula plástica nesse mesmo lado da viga. A rótula plástica é evidenciada pelo rápido crescimento das deformações no banzo superior perto do diafragma (b) para um ligeiro aumento da carga. É provável que a cedência tenha começado na zona de diafragma para carga de corte entre 405 kN e 415 kN. Pode ser também observado o crescimento da região plastificada com o aumento da carga. O teste foi interrompido para uma carga aplicada de 450 kN para a qual a região em regime plástico se propagou até aproximadamente 1.5 m do apoio.

Adicionalmente, as curvaturas médias são estimadas com base nas deformações longitudinais médias medidas nos banzos. Devido à falta de dados relacionados com a deformação medida pelo LVDT 5, a curva de deformação longitudinal média não pode ser determinada. A Figura 7 (c) é representada com base no pressuposto da

deformação de compressão nula. O mesmo procedimento é usado para a aquisição de dados dos LVDTs que medem a deformação de compressão longitudinal na região do diafragma.

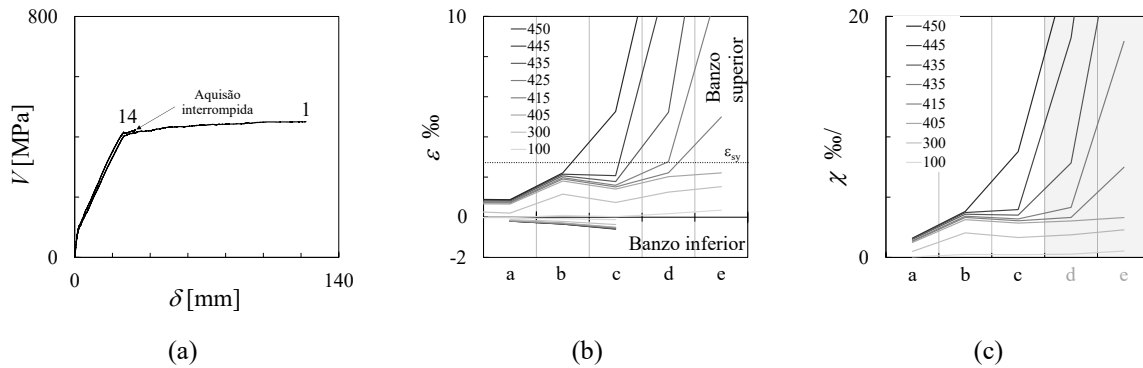


Figura 7. C-F-1 – Resultados: (a) flechas, (b) deformações longitudinais dos banzos e (c) curvaturas.

4.2 C-F-2

O protótipo C-F-2 também exibiu rotura de flexão mas com a localização das deformações numa fissura crítica, governada pela resposta à tração da laje R-UHPFRC junto do apoio central. A Figura 8 mostra o padrão de fendilhação que pode ser detetado visualmente no final do ensaio. A secção que governou a rotura foi a mesma que se observou no teste do protótipo C-F-1, na interface entre a viga e o diafragma. A utilização de uma laje armada com UHPFRC resultou num menor número de fendas detetáveis. Quase nenhuma fenda pode ser observada na laje UHPFRC junto à zona de carregamento, mas podem ser detetadas algumas fendas na laje de RC, onde os momentos de flexão são mais baixos. Isto destaca a maior resistência à fissuração do UHPFRC, reduzindo a extensão de fissuração e melhorando a rigidez global da ligação.

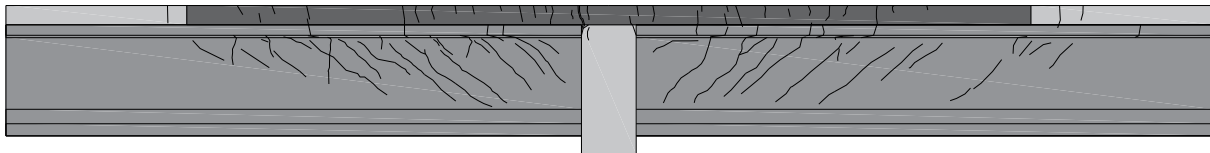


Figura 8. C-F-2 – Padrão de fendas no final do teste experimental

A Figura 9 mostra os resultados do teste em termos de deformações obtidas ao longo do carregamento. Os resultados dos LVDTs 4 e 5 não puderam ser obtidos. As flechas em ambos os lados da zona de continuidade são idênticas, como esperado, até ao pico de carga ser atingido (a). À medida que o deslocamento imposto aumenta, a força começou a diminuir com o aumento da flecha apenas num dos lados do protótipo, onde ocorreu a localização, enquanto o outro lado ocorre descarga com diminuição da flecha. A perda de rigidez antes da localização deve-se à cedência das armaduras longitudinais da laje (b) perto do diafragma. A rápida diminuição da contribuição das fibras na fase pós pico provoca a localização das curvaturas na região crítica (c) e a aumentar com a diminuição da carga, as outras zonas descarregam com diminuição das deformações, ainda que a resposta de descarga seja muito rígida, como pode ser compreendido a partir das pequenas variações de deformação na fase pós-pico.

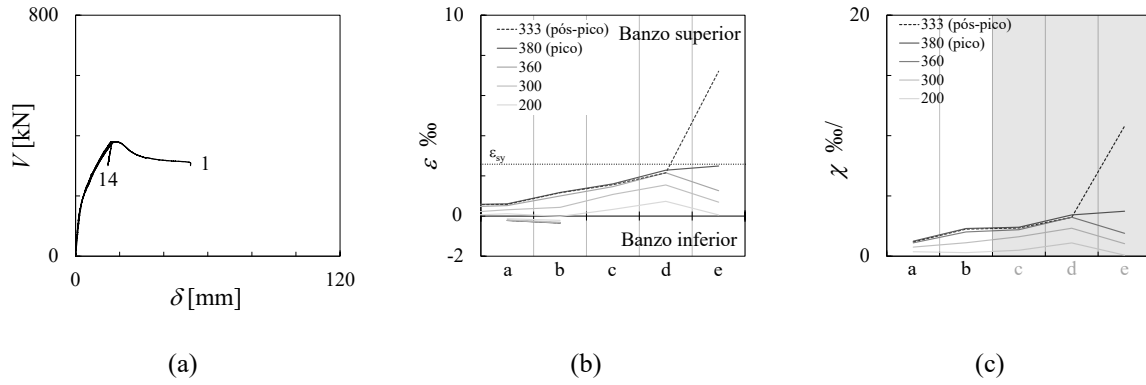


Figura 9.C-F-2 – Resultados: (a) flechas, (b) deformações longitudinais dos banzos e (c) curvaturas.

4.3 Comparação

A Figura 10 (a) compara as soluções de continuidade em termos de curvas de carga-deformação. O protótipo C-F-2 mostrou uma resistência de flexão ligeiramente inferior, embora os protótipos tenham sido concebidos para resistir à mesma carga. Isto é explicado pela ligeira sobrestimação da resistência pós-fissuração do UHPFRC assumida durante o dimensionamento das armaduras longitudinais da ligação. Na rotura, o impacto da utilização de uma solução de R-UHPFRC na capacidade de deformação é significativo. Como já foi explicado, a capacidade de deformação é comprometida pela localização de deformações. Esta é uma desvantagem quando comparada com uma solução em BA utilizada no protótipo C-F-1. No último caso, a carga que leva à cedência das armaduras pode ser sustentada para uma grande capacidade de deformação que seriam ainda maior se os testes não fossem interrompidos antes de se atingir a rotura.

Ainda assim, o protótipo C-F-2 exibiu uma maior rigidez de flexão, o que é significativo para a aplicação prevista. O efeito das fibras é mais evidente na Figura 10 (b), que compara as curvas em termos de carga-deslocamento normalizadas pelas respectivas cargas de cedência e pela flecha de cedência do protótipo C-F-1. Para cargas de cedência equivalentes, é possível obter respostas significativamente mais rígidas na fase elástica das armaduras quando se utiliza UHPFRC. Por exemplo, ao comparar as flechas para uma carga representativa do estado limite do serviço, cerca de 50% da carga de pico de C-F-2, pode observar-se uma redução da flecha para apenas 30% daquela observada em C-F-1, para a mesma carga.

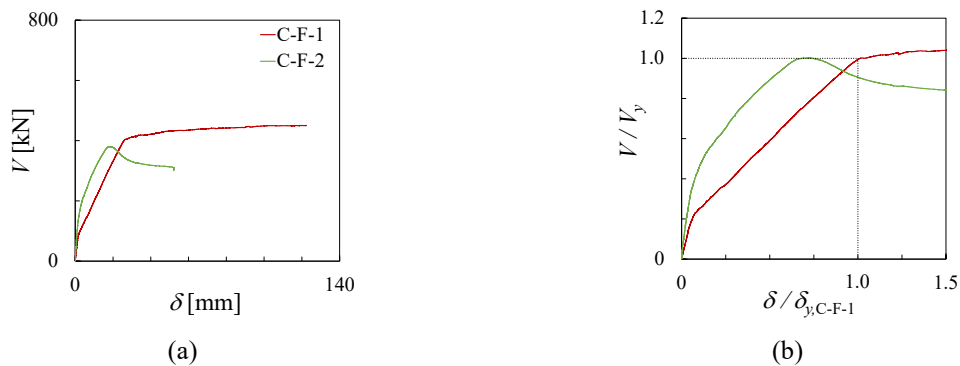


Figura 10. Efeito da solução de laje de continuidade na deformação.

5. ANÁLISE

A comparação entre as resistências calculadas e experimentais é indicada na Figura 11 (a) e (b) para ambas as soluções C-F-1 e C-F-2, respetivamente. A carga calculada baseia-se na resistência à flexão determinada a partir da análise seccional da secção de interface entre o diafragma e a viga. O diagrama

parábola-retângulo de acordo com [5] foi utilizado para o betão comprimido. Para as armaduras longitudinais, foram consideradas leis constitutivas bilineares. Para o protótipo C-F-1 é negligenciada a resistência pós-fissuração do betão convencional. A previsão da capacidade de carga apenas subestima ligeiramente aquela obtida no teste de C-F-1.

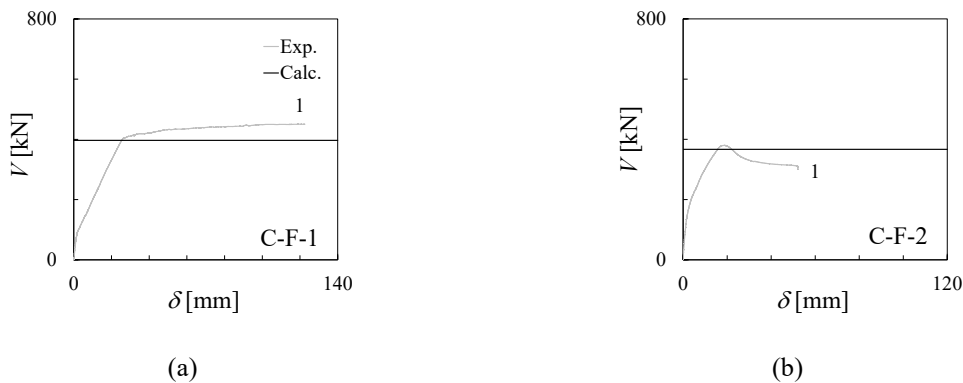


Figura 11. Comparação entre resistências experimentais e calculadas a partir de análise seccional para (a) C-F-1 e (b) C-F-2.

A Figura 12 mostra as leis constitutivas para o R-UHPFRC simplificadas e detalhadas, de acordo com [3, 6]. Essas leis consideram o efeito combinado das armaduras com o UHPFRC. Para determinar o momento de flexão de pico, apenas a tensão máxima que pode ser mobilizada na laje R-UHPFRC é relevante. Como não há diferença significativa entre o modelo simplificado e detalhado, o primeiro é utilizado na análise seccional. Nas figuras são também indicadas as contribuições individuais das armaduras e do UHPFRC de acordo com o modelo simplificado para R-UHPFRC.

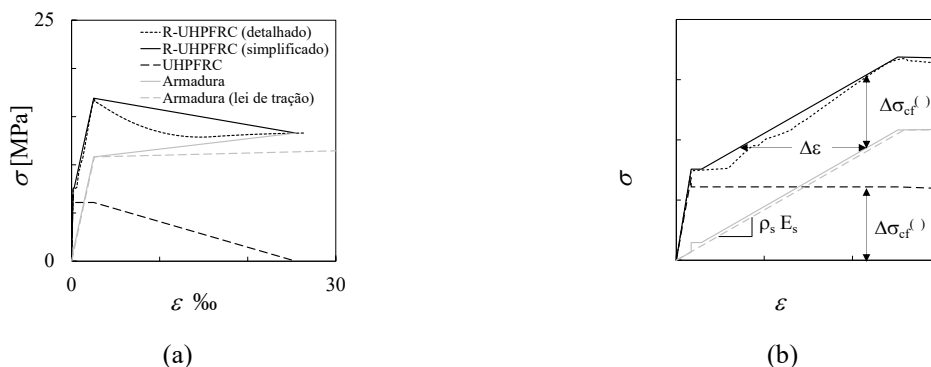


Figura 12. Leis constitutivas de tração totais (a) e pré-pico (b) para a laje R-UHPFRC .

A resistência de pós-fissuração do UHPFRC utilizada na análise seccional foi estimada com base nos resultados dos testes de caracterização descritos na secção 2. É feita uma correção para atender aos diferentes efeitos de parede entre os provetes utilizados para a caracterização e a laje utilizado no ensaio. Devido à menor importância do efeito de parede no caso da laje em UHPFRC, a resistência média de pós-fissuração reduz-se para 6.1 MPa. O cálculo subjacente à estimativa deste valor pode ser consultado em [3]. Observa-se uma boa concordância entre a força máxima calculada e a experimental, validando a abordagem proposta.

O comportamento de flexão pós-pico é analisado através da análise seccional que recorre ao modelo detalhado e simplificado para o comportamento uniaxial do R-UHPFRC. Para a definição da curva pós-pico, o comprimento característico onde ocorre a localização das deformações precisa de ser definido. Uma vez que os resultados calculados e experimentais são comparados em termos de deformações ao longo da base de medida do LVDT 11, o comprimento característico corresponde a 500 mm. O comportamento pós-pico é essencialmente governado pelo comportamento à tração da laje. Além disso, as deformações da laje dentro do intervalo de LVDT 11 são governadas pela zona onde ocorre a

localização das deformações. A Figura 13 (a) compara as curvas experimentais e calculadas. Para o cálculo utilizando o modelo detalhado, foi utilizada uma lei constitutiva típica para um aço laminado a quente com uma extensão $\varepsilon_{sh} = 20\%$ no início do endurecimento.

Note-se que a análise seccional utiliza a hipótese de Bernoulli numa região de descontinuidade, sendo assumida uma geometria da secção transversal constante ao longo de um desenvolvimento longitudinal de 500 mm, que inclui tanto a viga como o diafragma. Isto é uma simplificação bastante grosseira. Por essa razão, existe uma diferença entre respostas calculadas e experimentais da fase pré-pico, mas que não é o foco deste estudo e não é tão relevante. Como esperado, tanto o cálculo simplificado como o detalhado fornecem deformações últimas semelhantes e que são muito próximas daquelas observadas experimentalmente. No entanto, as tensões na fase pós-pico são sobrestimadas pelo modelo simplificado relativamente ao modelo detalhado, como já tinha sido discutido em [6]. Para além da ligeira subestimação das tensões de pico e pós-pico, o modelo detalhado prevê a forma da curva. De acordo com os cálculos, a rotura ocorreu devido à exaustão da capacidade de deformação longitudinal da laje em R-UHPFRC, que é corroborado pela observação experimental.

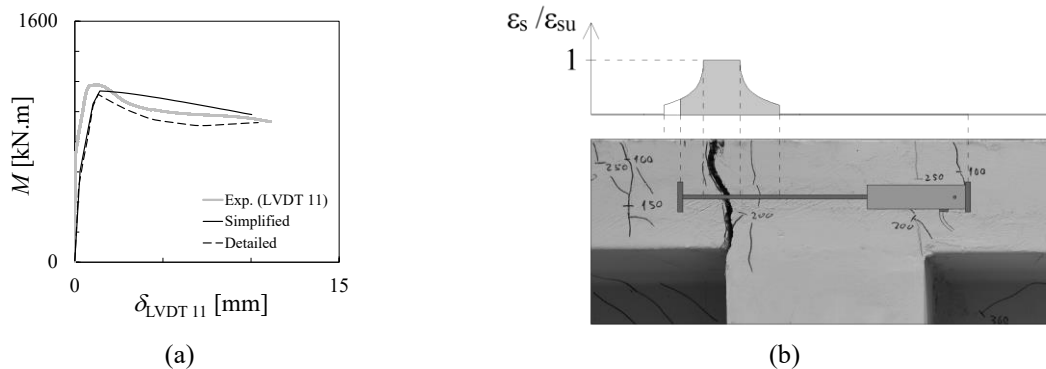


Figura 13 – Análise da zona de localização de deformações

Na Figura 13 (b) apresenta-se uma vista aproximada da laje junto do diafragma onde ocorreu a localização das deformações. Além disso, é fornecido um perfil de deformações longitudinais com base nos cálculos utilizando o modelo detalhado. De acordo com o modelo de cálculo, as deformações no momento da rotura concentram-se num desenvolvimento de aproximadamente 200 mm perto da fissura crítica. Considerando a posição da fissura crítica, a extensão da zona de concentração de deformações e a sua proximidade ao ponto de fixação do LVDT 11, pode-se concluir que parte da deformação pode ter ocorrido fora da base de medição do LVDT 11. Uma vez que os modelos de cálculo consideram a totalidade das deformações, então as previsões das deformações finais fornecidas na Figura 13 (a) teriam de ser reduzidas apenas de cerca de 5%.

6. CONCLUSÕES

A campanha experimental descrita neste artigo visa validar uma nova solução para a continuidade para tabuleiros de pontes que utilizam vigas pré-fabricadas em HPFRC. Pretende-se comparar o comportamento à flexão entre soluções de continuidade inovadoras utilizando UHPFRC com soluções convencionais em BA.

Os resultados indicam que a solução de laje com UHPFRC oferece benefícios em termos de aumento da rigidez de flexão, resultando em curvaturas e flechas reduzidas. Por exemplo, a 50% da carga de pico, esta solução apresentou uma flecha sob a posição de carga de cerca 30% daquela que se obteve numa solução convencional de continuidade em BA. Além disso, a maioria das fissuras são significativamente mais pequenas e quase impercetíveis visualmente. A utilização do R-UHPFRC na zona da ligação tem a desvantagem de reduzir a ductilidade devido à localização das deformações após a cedência das armaduras longitudinais e que não permitem redistribuição de momentos fletores. Isto pode ser um requisito em determinadas aplicações estruturais. No entanto, no caso das pontes ferroviárias a

redistribuição de momentos fletores não é relevante, na medida em que é estado de limite de fissuração que dita geralmente o dimensionamento da armadura de flexão na zona de ligação. Assim sendo, nestes casos, os benefícios da utilização de uma laje de ligação em R-UHPFRC podem ser plenamente explorados.

Na análise seccional do comportamento à flexão da zona de ligação foram adotadas metodologias previamente desenvolvidas para determinar o comportamento de tração de tirantes em R-UHPFRC. Estas metodologias são compatíveis com a prática corrente de engenharia e exibiram previsões adequadas da carga de pico e da capacidade de deformação.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

O trabalho foi realizado no âmbito do projeto IPBRAIL - Innovative Precast Bridges for RAILways, com referência POCI-01-0247-FEDER-039894, cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (COMPETE 2020) e do Programa Operacional Regional de Lisboa (LISBOA 2020, ao abrigo do Portugal 2020.

Os primeiros autores agradecem o apoio da FCT através das bolsas de doutoramento PD/BD/143147/2019 e PD/BD/03238/2023.

REFERÊNCIAS

1. Nunes, S., M. Pimentel, and C. Sousa. *Mechanical and Fracture Behaviour of an HPFRC*. in *Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations II: X RILEM-fib International Symposium on Fibre Reinforced Concrete (BEFIB) 2021 10*. 2022. Springer.
2. Blazy, J., et al. *Development of an HPFRC for Use in Flat Slabs*. in *RILEM-fib International Symposium on Fibre Reinforced Concrete*. 2020. Springer.
3. Valente, R., *Mechanical Models for Fibre Reinforced Cementitious Composites - Application to the Design of a Precast Railway Bridge Deck*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2024, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto (to be published).
4. CEN, *EN 10138-3 - Prestressing steels - Part 3: Strand*. 2005, European Committee for Standardization: Brussels, Belgium.
5. *fib, Model Code for Concrete Structures 2010*. 2013, Lausanne, Switzerland International Federation for Structural Concrete (*fib*).
6. Valente, R. and M. Pimentel, *Tensile Response of Reinforced Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composites: Modeling and Design Recommendations*. *ACI Structural Journal*, 2023. **120**(1): p. 13.

Resistência ao esforço transversal de vigas pré-tensionadas em HPFRC

R. Valente¹

M. Pimentel²

RESUMO

O comportamento ao esforço transversal de vigas em betão de elevado desempenho reforçado com fibras (HPFRC) tem sido alvo de interesse pelo potencial económico associado à redução da quantidade de armaduras necessárias e da mão-de-obra na produção, com especial interesse na pré-fabricação. Várias campanhas experimentais de rotura por esforço transversal em vigas têm sido realizadas, maioritariamente em elementos sem estribos, com vista a fornecer evidência experimental que permita sustentar metodologias de dimensionamento. Contudo, nem sempre é possível eliminar a totalidade dos estribos nas zonas críticas de elementos sujeitos a níveis de carga elevados. Portanto, soluções que combinem estribos e fibras poderão ser equacionadas para resistir ao esforço de transversal nestas zonas críticas. Neste sentido, este trabalho apresenta uma campanha experimental onde foi avaliada a resistência ao esforço transversal de vigas pré-tensionadas em HPFRC com diferentes soluções de armadura.

O estudo visa a compreensão do impacto das fibras e dos estribos para a resistência ao esforço transversal de vigas pré-tensionadas. Adicionalmente, foi ainda realizado um ensaio com armaduras horizontais nas almas. Os resultados permitiram quantificar a contribuição das fibras e da armadura transversal para a resistência ao esforço transversal. Para além da carga de rotura, a adição de fibras de aço aumentou o número de fissuras na alma das vigas, especialmente para a taxa de armadura mais baixa. O uso de armaduras horizontais na alma não teve um efeito significativo no aumento do número de fissuras e da resistência em comparação com uma solução sem armadura na alma.

Durante os ensaios foram efetuadas medições do campo de deslocamentos com recurso a técnicas de Correlação Digital de Imagem (DIC) que permitem obter resultados detalhados acerca da cinemática da fissura crítica de esforço transversal.

São ainda utilizados modelos analíticos para estimar resistência ao esforço transversal no plano da alma, auxiliando a compreensão e a discussão dos resultados experimentais. Os métodos de cálculo fornecem estimativas consistentemente conservadoras da resistência ao esforço transversal, adequadas à prática corrente de engenharia. O conservadorismo das estimativas é essencialmente devido ao facto da contribuição dos banzos para a resistência ao corte não ser considerada pelo modelo de cálculo.

Palavras-chave: Betão de elevado desempenho reforçado com fibras; Ensaio experimental; Esforço transversal; pré-fabricação.

¹ CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, up201206018@edu.fe.up.pt

² CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, mjsp@reit.up.pt

1. INTRODUÇÃO

Neste trabalho é explorado o uso de betão de elevado desempenho reforçado com fibras de aço (HPFRC) em vigas pré-fabricadas com pré-tensão, com aplicações em tabuleiros de pontes. A elevada resistência à compressão e a baixa porosidade do HPFRC permitem a construção de elementos estruturais mais leves e de elevada durabilidade. Isto é particularmente vantajoso para a construção de pontes pré-fabricadas, uma vez que conduz a uma redução nos custos associados aos equipamentos e ao transporte. Além disso, a utilização de fibras de aço pode substituir a necessidade de armaduras para resistir ao esforço transversal, com impacto relevante nas necessidades de mão de obra. Contudo, em cenários de carga mais exigentes, por exemplo, pontes ferroviárias sujeitas a cargas de tráfego pesado, as armaduras transversais podem ainda ser necessárias nas zonas mais solicitadas. No entanto, na maioria das campanhas experimentais em vigas de betão reforçado com fibras (FRC) [1-10] reportadas na literatura não são utilizadas armaduras transversais nem betão de elevada resistência, pelo que a informação disponível para validação e metodologias de análise e dimensionamento é ainda escassa. Mesmo considerando a base de dados relativa a ensaios ao corte em vigas de FRC [1, 8, 9, 11-13], em muitos casos falta a caracterização adequada do comportamento à tração recorrendo a procedimentos normalizados, como o ensaio de flexão em três pontos (3PBT) [8, 9, 11, 12] de acordo com a norma EN 14651 [16]. Noutros casos, a distância entre os estribos é demasiado grande [13] para se poder assumir distribuição uniforme da contribuição das armaduras para a resistência ao corte e a comparação dos resultados experimentais com modelos analíticos simples.

Neste trabalho foi levada a cabo uma campanha experimental constituída por seis ensaios de corte em três vigas pré-esforçadas com 10 m de comprimento e secção transversal em T. Foi usado betão de alta resistência com (HFRC) e sem (HSC) fibras. O objetivo é compreender melhor um campo pouco explorado anteriormente e contribuir com novos resultados experimentais para a atual base de dados de ensaios de corte em vigas FRC. Neste trabalho são descritos os materiais e a geometria dos protótipos utilizados, bem como o arranjo experimental e instrumentação utilizada nos ensaios. Os efeitos na resistência ao corte das fibras, da taxa de armadura transversal e da armadura horizontal na alma são analisados e discutidos. Por fim, os resultados experimentais são utilizados para testar a validade do método recentemente proposto pelos autores para o dimensionamento da resistência ao corte de vigas pré-esforçadas em HPFRC.

2. MATERIAIS

Os protótipos foram produzidos na fábrica de pré-fabricação da Mota-Engil em Nelas especializada na produção de elementos em betão para pontes e edifícios. A composição do betão empregue foi desenvolvida no grupo de investigação dos autores [14, 15]. O material foi concebido para cumprir a classe de resistência C100, sendo o HPFRC reforçado com 1% de fibras (0,5% de fibras retas com $l_f = 13$ mm, $d_f = 0.2$ mm, $f_{s,f} = 2750$ MPa, e 0,5% de fibras com gancho duplo Dramix® Fibras 5D com $l_f = 60$ mm, $d_f = 0.90$ mm, $f_{s,f} = 2300$ MPa).

A caracterização indireta do comportamento à tração foi realizada com ensaios de flexão em 3 pontos (3PBT) em prismas entalhados de dimensões $150 \times 150 \times 550$ mm, de acordo com a norma EN14651 [16]. Os coeficientes de variação (C.o.V.) das resistências residuais de flexão variaram entre os 21% e os 30%. As curvas de resistência à flexão residual-CMOD estão representadas na Figura 1 (a) em linhas cinzentas, bem como a média representada por uma linha preta. As resistências residuais médias à flexão relevantes para cenários de serviço (f_{R1}) e de estado limite último (f_{R3}) correspondem a aberturas do entalhe (CMOD) de 0.5 mm e 2.5 mm, respetivamente, são também indicadas. Os valores característicos de acordo com [17] e [18] são também mostrados. É obtida uma classe de desempenho de tração de $8.d$.

O número de fibras longas que atravessam a secção entalhada (125×150 mm) foi contabilizado em cada provete através de inspeção visual. A Figura 1 (b) demonstra a correlação entre o número de fibras que atravessam o plano da fissura com as resistências à flexão residuais. Estão representadas linhas de tendência lineares para f_{R1} e f_{R3} com a condição $f_{Ri} = 0$ MPa para $N_f = 0$ aplicada. Como esperado, maiores

resistências à flexão residuais são explicadas por um maior número de fibras que atravessam o plano da fissura.

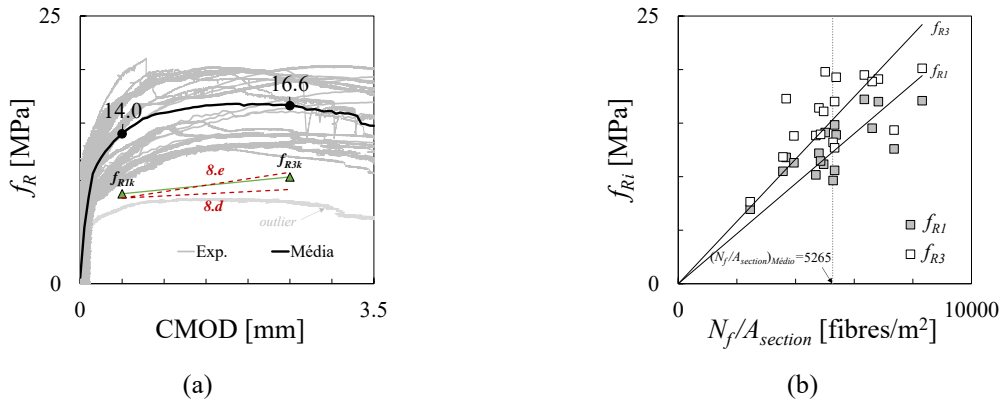


Figura 1. (a) Curvas de resistência à flexão residual-CMOD e (b) correlação entre o número de fibras que atravessam a secção entalhada e as resistências à flexão residuais f_{R1} e f_{R3}

As armaduras utilizadas nos ensaios pertencem à classe A500 NR. Os cordões de pré-esforço são da classe Y1860S7-15.7-F1-C1 [19] com diâmetro nominal de $0.6'' = 15.7$ mm, área de secção transversal de 1.50 cm² e valor característico da tensão proporcional convencional $f_{p0.1k} = 1640$ MPa.

3. PROTÓTIPOS, ARRANJO EXPERIMENTAL E INSTRUMENTAÇÃO

Nesta campanha experimental pretende-se estudar o comportamento ao corte de vigas pré-esforçadas em HPFRC. Como referência, foi também testada uma viga em betão sem fibras (HSC) da mesma classe de resistência à compressão. As variáveis independentes são a taxa de armadura de transversal e a fração volumétrica das fibras, tal como se sistematiza na Tabela 1. As vigas estão identificadas com o seguinte formato: B- V_f - ρ_y . Assim sendo, B-1-0.2 refere-se a uma viga com uma fração volumétrica de fibras $V_f = 1\%$ e uma taxa de armadura de corte $\rho_y = 0.2\%$. Foi também realizado um ensaio experimental utilizando apenas armadura horizontal na alma (B-1 0 (h)) para comparar com o cenário de alma não reforçada (B-1-0).

Tabela 1. Variáveis independentes

Referência	V_f [%]	ρ_y [%]
B-0-0.2	0	0.19
B-0-0.4		0.39
B-1-0	1	0
B-1-0 (h)		0
B-1-0.2		0.19
B-1-0.4		0.39

As vigas têm um comprimento total de 10 m e um vão entre apoios de 8.5 m. Conforme esquematicamente representado na Figura 2, as vigas foram ensaiadas numa configuração simplesmente apoiada com um vão de corte (a_v) de 2.62 metros ($a_v/d = 4$) para reduzir a transferência direta da força aplicada para o apoio através do efeito de arco. As vigas possuem duas soluções de armadura transversal em cada extremidade para que possam ser ensaiadas duas vezes. Todas as vigas são projetadas com a mesma solução de pré-esforço e, no momento do ensaio, a tensão instalada nos cordões é estimada como sendo 1340 MPa considerando 10 % de perdas totais, conduzindo a um nível médio de tensão de compressão no betão de 10 MPa. Adicionalmente, foram dimensionadas armaduras longitudinais no banzo inferior para garantir que a rotura seja governada pela resistência ao corte.

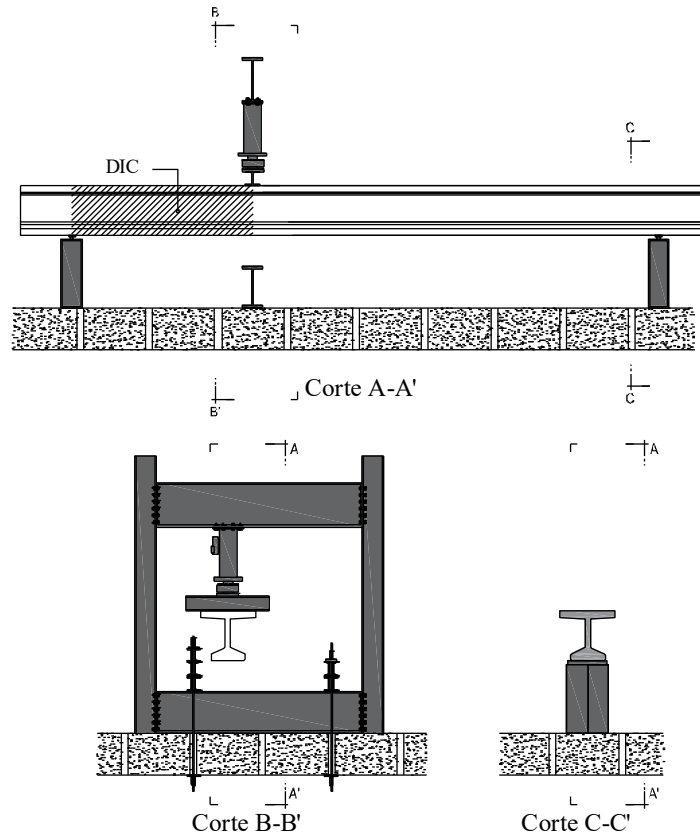


Figura 2. Arranjo experimental para ensaios de corte em vigas simplesmente apoiadas

O esquema e a identificação dos LVDTs estão indicados na Figura 3. Os LVDTs posicionados verticalmente medem as flechas ao longo do vão de corte. Para tal, é definida uma referência interna fixando os LVDTs a uma barra de alumínio que, por sua vez, está simplesmente apoiada na própria viga, nos alinhamentos dos seus apoios. Os alvos estão ligados à própria viga. Os LVDTs posicionados horizontalmente medem as deformações longitudinais dos banzos ao longo do vão de corte.

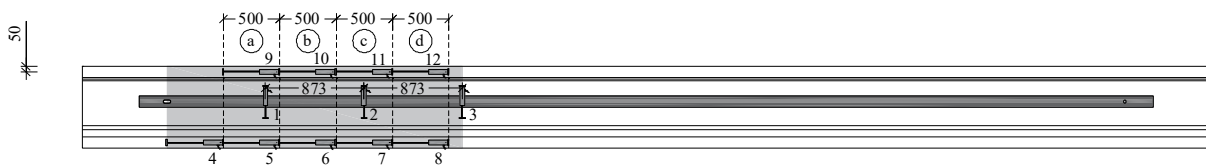


Figura 3. Esquema da instrumentação para medição de deslocamentos

A Figura 4 mostra fotografias do arranjo experimental durante os testes de carga.



Figura 4. Ensaios de corte em vigas HPFRC simplesmente apoiada

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Geral

Esta secção apresenta observações gerais considerando os resultados de todos os ensaios. O início da fendilhação ocorreu ao nível da alma para cargas correspondentes a um esfoço transversal entre os $V=350$ kN e os $V=400$ kN, enquanto as fendas de flexão ocorreram após o nível de carga correspondente a $V=450$ kN. Como esperado, todas as vigas romperam por corte. O esfoço transversal máximo ($V_{R,exp}$) para cada ensaio é indicado na Tabela 2, com exceção do ensaio da viga B-0-0.2 onde a carga máxima corresponde à carga de fissuração por corte e, por esse motivo, são apresentados os resultados correspondentes à carga máxima de pós-fissuração. Os deslocamentos das fissuras nas direções horizontal (x) e vertical (y) são determinados após o pós-processamento das medições DIC. São obtidos a partir da diferença entre os deslocamentos medidos em ambos os lados da fissura crítica. São considerados os valores médios dos deslocamentos ao longo do comprimento da fissura crítica. Estes valores podem ser utilizados para determinar o deslocamento total da fissura (δ_r). A direção normal ao plano da fissura (θ_r) é obtida graficamente. A partir destes dados podem ser obtidos os deslocamentos normal e tangencial da fissura.

As orientações das fissuras críticas definidas por θ_r variaram entre os 64° e os 71° . A direção do deslocamento relativo entre as duas faces da fissura em relação à sua direção normal, α_r , variou entre 10° e 21° . Além disso, as direções do deslocamento da fissura no sistema de coordenadas xy ($\theta_r + \alpha_r$) são quase verticais, variando entre os 79° e os 85° . Isto explica-se pelo facto de a armadura longitudinal permanecer na fase elástica, garantindo o confinamento horizontal das fissuras. Isto resulta em deslocamentos horizontais das fissuras significativamente menores ($\delta_{r,x}$) quando comparados com os deslocamentos verticais ($\delta_{r,y}$). Nesta condição, a relação entre a abertura e o deslizamento da fissura (α_r) está muito relacionada com a orientação da fissura crítica. Por exemplo, para a mesma direção de deslocamento da fissura $\theta_r + \alpha_r$, valores mais baixos de θ_r levarão a valores mais elevados de α_r . Por outras palavras, fissuras mais verticais sofrerão mais deslizamento.

Tabela 2. Deslocamento crítico da fissura e orientações para o pico de carga

Referência	$V_{R,exp}$ [kN]	$\delta_{r,x}$ [mm]	$\delta_{r,y}$ [mm]	δ_r [mm]	θ_r [°]	α_r [°]	$\theta_r + \alpha_r$ [°]	$\delta_{r,n} = w_r$ [mm]	$\delta_{r,t}$ [mm]	$N_f/A_{secção}$ [fibras/m ²]
B-0-0.2 ^(*)	353	0.9	4.7	4.7	70	10	79	4.7	0.8	-
B-0-0.4	495	1.0	5.0	5.1	68	11	79	5.0	1.0	-
B-1-0	419	0.3	2.6	2.6	71	13	84	2.6	0.6	2139
B-1-0 (h)	404	0.5	3.8	3.8	67	15	82	3.7	1.0	2919
B-1-0.2	646	0.2	1.9	1.9	64	21	85	1.8	0.7	2654
B-1-0.4	739	0.5	3.9	4.0	69	13	82	3.9	0.9	1777

^(*) Neste caso, os resultados são fornecidos para a carga de pico na fase pós-fissuração em vez da carga máxima

Foram extraídos três carotes a longo de cada fissura crítica de corte das vigas em HPFRC com 150 mm de diâmetro para a contagem do número de fibras longas, de forma semelhante ao que foi feito com os prismas entalhados utilizados nos ensaios de caracterização (3PBT). É indicado na Tabela 2 o número de fibras por unidade de área. O valor médio de fibras por unidade de área ($N_f/A_{secção}$) é de 2375 fibras/m² o que representa 45% do obtido nos provetes de caracterização (5265 fibras/m²). Será expectável que o número de fibras encontrado ao longo da fissura crítica de corte seja mais reduzido do que o obtido em provetes entalhados, uma vez que a fissura tende a propagar-se pelo caminho menos resistente decorrente da dispersão do posicionamento e orientação das fibras. No ensaio de caracterização 3PBT a posição da fissura é pré-determinada pela posição do entalhe. No entanto, a redução para 45% é superior à introduzida pelo fator k_{fd} de 0.82 [20], que foi proposto para explicar o efeito de dispersão das fibras. No que se segue, foi utilizado o número de fibras médio por unidade de área para estimar as resistências

à flexão residuais através das correlações que se encontram na Figura 1 (b). Note-se que as resistências à flexão residuais estão a ser assumidas como sendo proporcionais ao número de fibras de aço longas, embora o número de fibras de aço curtas também possa influenciar os resultados. As resistências à flexão residuais corrigidas permitem estimar os valores $f_{Fts} = 2.5$ MPa e $f_{Ftu} = 2.3$ MPa, necessários para obter a lei constitutiva de tração linear de acordo com MC2010 [18].

4.2 Efeito das fibras

Nas Figuras 5 e 6 comparam-se as curvas carga-deslocamento e os padrões de fendas dos ensaios em provetes com e sem fibras e para duas diferentes taxas de armadura de transversal 0.2% e 0.4%, respetivamente. São também fornecidos mapas com gradientes de cores representando o campo de deslocamentos verticais incrementais no momento da rotura. Algumas áreas não coloridas podem ser observadas e correspondem a zonas onde não foi possível realizar a correlação da imagem. Estes mapas permitem uma identificação clara da fissura que governou a rotura por corte.

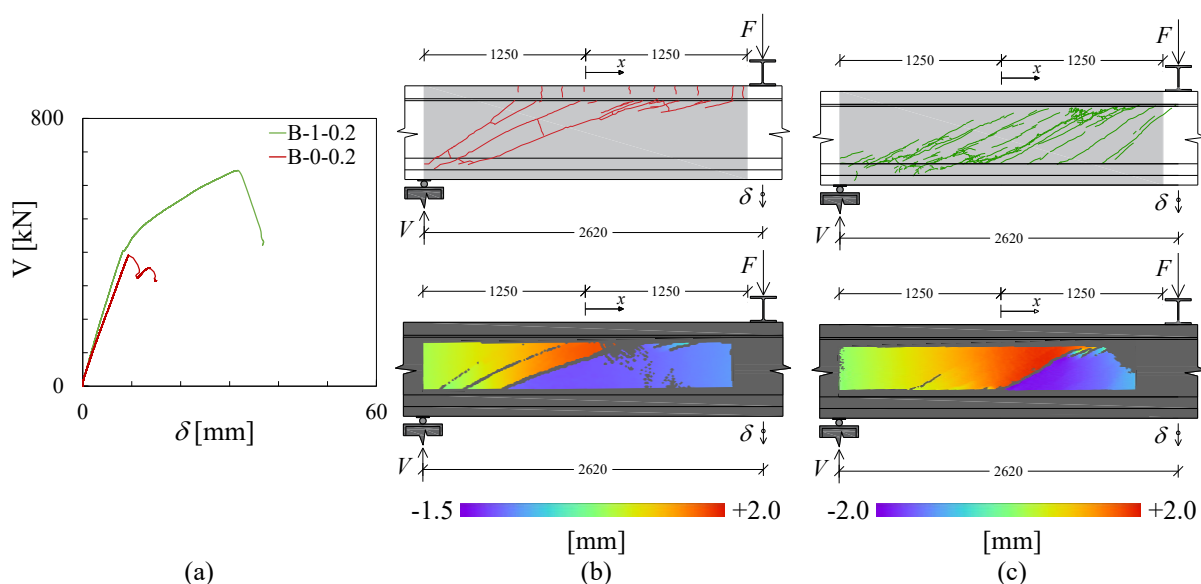


Figura 5. Efeito da presença de fibras em vigas com $\rho_y = 0.2\%$: (a) comportamento ao corte e padrões de fendas (b) sem e (c) com fibras

A rotura do protótipo sem fibras B-0-0.2 deu-se no momento de fissuração porque a baixa taxa de armadura transversal não foi suficiente para induzir um estado de fissuração estabilizada na alma. Como resultado, foi observada uma rotura frágil caracterizada por uma queda repentina da força de corte seguida de uma recuperação limitada antes de voltar a cair. Apesar disso, três fissuras atravessaram simultaneamente a altura total da alma no momento em que ocorreu a primeira queda da carga atuante.

A queda de carga no início da fendilhação por corte não é observada nas vigas que combinam armadura transversal com fibras. Em vez disso, observa-se uma perda gradual de rigidez na transição entre as fases elástica e fissurada. A adição de fibras aumentou o número de fissuras na alma e reduziu os espaçamentos. Consequentemente, a inclusão de fibras reduziu geralmente os deslocamentos da fissura no momento da rotura, como se pode observar na Tabela 2.

A adição de fibras levou a aumentos importantes da resistência ao corte de 293 kN (Figura 5) e 244 kN (Figura 6). Aparentemente, as fibras estão a contribuir mais no caso do B-1-0.2 do que no caso do B-1-0.4, se as outras contribuições para a resistência ao corte forem consideradas idênticas às obtidas nos ensaios sem fibras. Isto pode ser parcialmente explicado pelo número relativamente maior de fibras contadas na fissura crítica de corte da viga B-1-0.2 quando comparado com o da viga B-1-0.4.

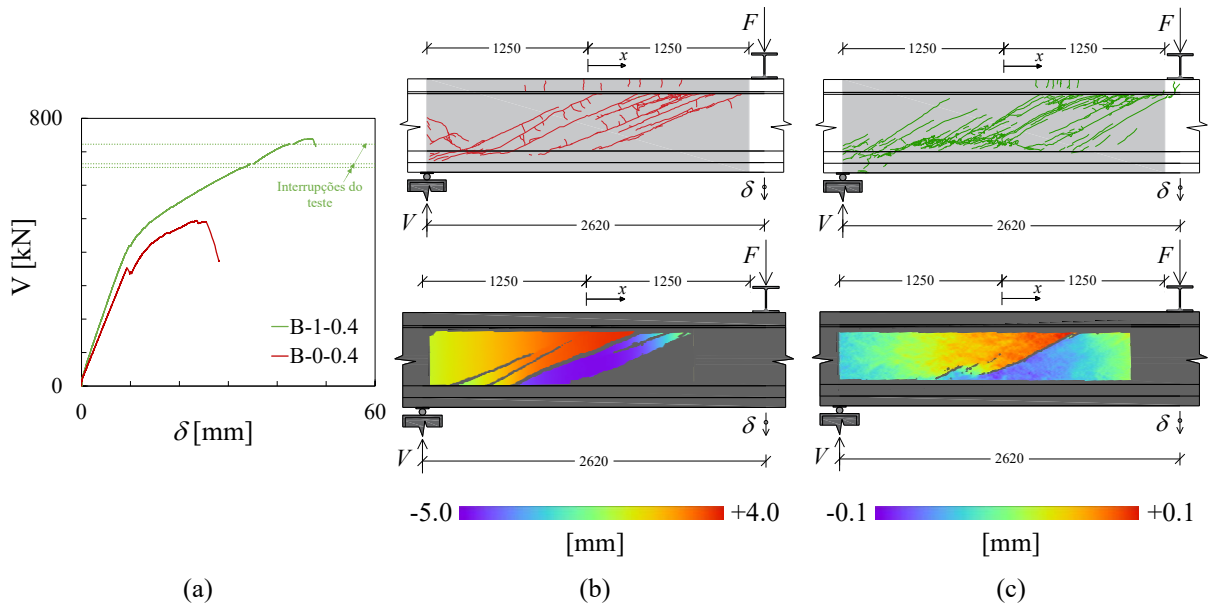


Figura 6. Efeito da presença de fibras em vigas com $\rho_y = 0.4\%$: (a) comportamento ao corte e padrões de fendas (b) sem e (c) com fibras

4.3 Efeito das armaduras de esforço transverso

Os resultados anteriores são agora utilizados na Figura 7 para comparar o efeito de diferentes taxas de armadura transversal em elementos sem (a) e com fibras (b). Como esperado, o aumento da taxa de armadura transversal resultou invariavelmente num aumento da resistência ao corte. No caso das vigas sem fibras, a duplicação da taxa de armadura de corte de 0.2% para 0,4% resultou numa variação da resistência ao corte menor do que a proporcional da variação da taxa de armadura, de 353 kN para 495 kN. Este aumento de 142 kN é superior ao obtido em elementos com fibras onde se observa um aumento de 93 kN para a mesma alteração da taxa de armadura transversal. O número relativamente menor de fibras encontrado na fissura crítica de corte de B-1-0.4 ajuda a explicar o menor aumento da resistência ao corte. Diferentemente, o aumento da taxa de armadura de 0% para 0.2% nos elementos com fibras, leva a um maior aumento da resistência ao corte de 227 kN. Neste caso, para além do aumento da taxa de armadura de corte, o número relativamente maior de fibras contadas na fissura crítica de corte de B-1-0.2 pode também explicar este aumento da resistência ao corte.

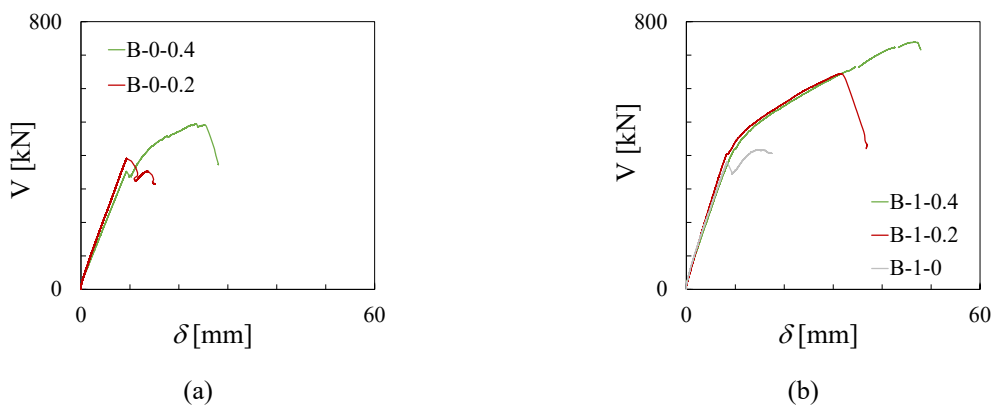


Figura 7. Comparação do efeito da armadura de corte

4.4 Efeito das armaduras horizontais

Foi ainda avaliado o efeito da presença de armadura horizontal nas almas das vigas em HPFRC sem armadura transversal. A comparação entre as curvas carga-deformação é apresentada na Figura 8 (a). Em ambos os casos, a rotura foi caracterizada por um decréscimo gradual da força na fase de pós-pico.

O ensaio do protótipo B-1-0 utiliza apenas fibras e, apesar do comportamento de amolecimento do material em tração, pode observar-se a formação de mais do que uma fenda na alma e a carga de pico é superior à carga que leva ao início da fendilhação da alma. Embora a viga B-1-0 (h) utilize armadura horizontal na alma e terem sido identificadas mais fibras ao longo da fissura crítica de corte, não houve diferenças significativas na formação de fendas e na resistência. Uma possível razão para tal é o facto da fissura de corte na viga B-1-0 se ter formado mais próxima do ponto de carregamento, possibilitando a transferência de corte por efeito de arco. No entanto, uma análise mais detalhada deve ser realizada para confirmar esta explicação.

Outra observação importante é que, entre o início e o fim do patamar de carga do ensaio da viga B-1-0 (h), a abertura média da fissura crítica varia entre 3.7 mm a 5.9 mm. Esta variação da abertura da fissura reduz a contribuição das fibras para a resistência ao corte. Como a carga se mantém praticamente constante, pode concluir-se que mecanismos adicionais de resistência ao corte podem estar a ser mobilizados enquanto a contribuição das fibras diminui.

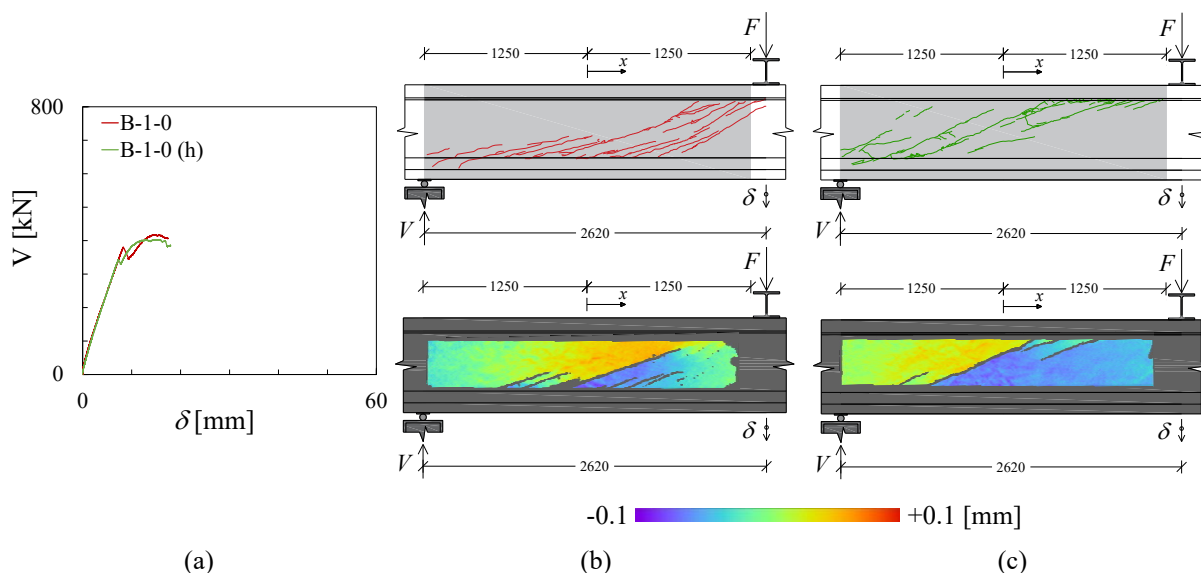


Figura 8. Efeito da armadura horizontal na resistência ao corte

5. COMPARAÇÃO COM PREVISÕES ANALÍTICAS

Na Figura 9, os resultados experimentais são comparados com os previstos pelo método de cálculo proposto e descrito em [21]. A previsão da resistência ao corte com base no modelo (a) é recorrentemente conservativa. Como discutido anteriormente, a contribuição dos banzos para a resistência ao corte pode ajudar a explicar estas diferenças. Quando não são utilizadas fibras e a taxa de armadura transversal é muito baixa, como é o caso da viga B-0-0.2, a resistência ao corte depende significativamente da contribuição relativa dos banzos que não são considerados pelo modelo. No entanto, o aumento da taxa de armadura da viga B-0-0.2 para a viga B-0-0.4 conduziu a variação de resistência ao corte calculada que é semelhante à variação observada experimentalmente. A Figura 9 (b) compara, no momento da rotura, a orientação calculada da fenda (θ) com a orientação da fissura (θ_{ru}) e a direção de deslocamento da fissura ($\theta_{ru} + \alpha_{ru}$) medidas com o sistema DIC. As previsões das aberturas das fissuras por corte no momento da rotura (c) são melhores para taxas de armadura de corte mais elevadas. Quando é utilizada pouca ou nenhuma armadura de corte, as larguras das fissuras são sobrestimadas.

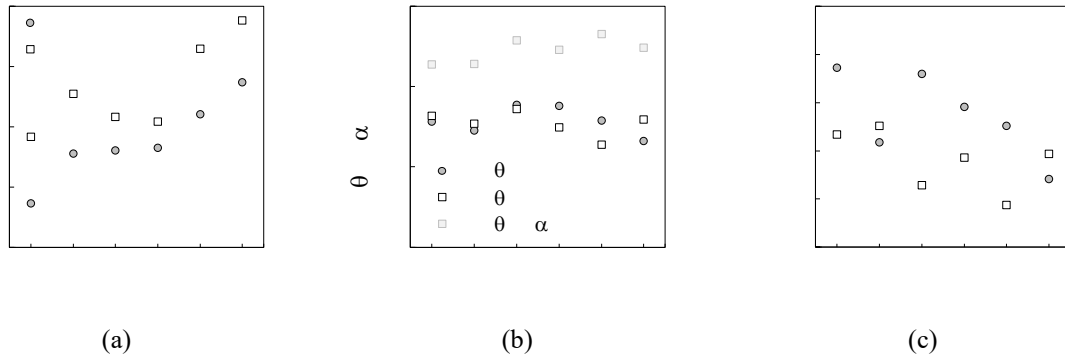


Figura 9. Comparação entre (a) resistência ao corte experimental e calculada, (b) inclinação crítica da fissura e (c) abertura da fissura aquando da rotura

A carga de corte máxima ocorre quando as contribuições combinadas da alma e dos banzos são maximizadas e não necessariamente quando a capacidade da alma é atingida. Assim sendo, a largura da fissura e a contribuição das fibras para a resistência ao corte podem ser diferentes das previstas pelo modelo proposto. Uma previsão mais precisa da resistência ao corte deve ter em conta a interação entre ambas as contribuições, alma e banzos. De qualquer modo, o modelo proposto permitiu estimar com segurança a resistência ao corte de todas as vigas ensaiadas e permitiu reproduzir as principais tendências observadas.

6. CONCLUSÕES

A campanha experimental levada a cabo neste trabalho tem como objetivo validar soluções estruturais para vigas pré-fabricadas em HPFRC e estudar o efeito das fibras e das armaduras na resistência ao corte. Como esperado, verificou-se que tanto as fibras como as armaduras de esforço transversal têm um impacto positivo na resistência ao corte. A inclusão de fibras aumentou o número de fissuras na alma, principalmente quando se utilizou uma taxa de armadura baixa. A resistência ao corte proporcionada pelo HPFRC é bem superior à correspondente à da armadura transversal mínima sem fibras, validando a adoção de fibras como elemento primário para a resistência ao corte em vigas pré-tensionadas. A utilização de armaduras horizontais na alma não teve um efeito significativo quando comparada com uma solução sem armadura na alma. Isto pode ser justificado pelo facto de os deslocamentos relativos entre as faces da mesma fissura crítica serem quase verticais, não mobilizando a possível contribuição das armaduras horizontais.

Os valores de resistência obtidos experimentalmente foram comparados com os valores calculados com base num modelo analítico proposto pelos autores, compatível com a prática corrente em engenharia. O mesmo modelo conseguiu reproduzir corretamente o efeito de todas as variáveis estudadas. No entanto, as resistências calculadas são sistematicamente conservativas, facto atribuído à contribuição significativa dos banzos para a resistência ao corte, algo que o modelo não contabiliza e que deverá ser alvo de estudo em trabalhos futuros.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

O trabalho foi realizado no âmbito do projeto IPBRAIL - Innovative Precast Bridges for RAILways, com referência POCI-01-0247-FEDER-039894, cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (COMPETE 2020) e do Programa Operacional Regional de Lisboa (LISBOA 2020, ao abrigo do Portugal 2020).

O primeiro autor agradece o apoio da FCT através da bolsa de doutoramento PD/BD/143147/2019.

REFERÊNCIAS

1. Cuenca, E. and P. Serna, *Shear behavior of prestressed precast beams made of self-compacting fiber reinforced concrete*. Construction and Building Materials, 2013. **45**: p. 145-156.
2. Minelli, F., et al., *Are steel fibres able to mitigate or eliminate size effect in shear?* Materials and Structures, 2014. **47**(3): p. 459-473.
3. Cuenca, E., J. Echegaray-Oviedo, and P. Serna, *Influence of concrete matrix and type of fiber on the shear behavior of self-compacting fiber reinforced concrete beams*. Composites Part B: Engineering, 2015. **75**: p. 135-147.
4. Cuenca, E. and P. Serna, *Failure modes and shear design of prestressed hollow core slabs made of fiber-reinforced concrete*. Composites Part B: Engineering, 2013. **45**(1): p. 952-964.
5. Meda, A., et al., *Shear behaviour of steel fibre reinforced concrete beams*. Materials and structures, 2005. **38**: p. 343-351.
6. Soetens, T., et al., *Shear behaviour of prestressed precast SFRC girders*. Engineering Structures, 2017. **142**: p. 20-35.
7. Smedt, M.D., et al. *Experimental investigation of shear-critical prestressed steel fibre reinforced concrete beams*. in *FRC2018: Fibre Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications Joint ACI-fib-RILEM International Workshop ACI Structural Journal*. 2018.
8. Cucchiara, C., L. La Mendola, and M. Papia, *Effectiveness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement*. Cement and Concrete Composites, 2004. **26**(7): p. 777-786.
9. Moradi, M., et al., *Shear Strength of Fiber-Reinforced Concrete Beams with Stirrups*. Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, 2022: p. 1-18.
10. Ruiz, R., et al., *Shear resistance of prestressed HPFRC beams without stirrups: A mechanical analysis of shear-transfer actions based on detailed experimental measurements*. Engineering Structures, 2024. **306**: p. 117711.
11. Junior, A.L.M. and A.P. Vedoato, *The shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams*. IBRACON Structures and Materials Journal, 2011. **4**(5).
12. Pansuk, W., et al., *Shear capacity of high performance fiber reinforced concrete I-beams*. Construction and Building Materials, 2017. **157**: p. 182-193.
13. Amin, A. and S. Foster, *Shear strength of steel fibre reinforced concrete beams with stirrups*. Engineering Structures, 2016. **111**: p. 323-332.
14. Nunes, S., M. Pimentel, and C. Sousa. *Mechanical and Fracture Behaviour of an HPFRC*. in *Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations II: X RILEM-fib International Symposium on Fibre Reinforced Concrete (BEFIB) 2021 10*. 2022. Springer.
15. Blazy, J., et al. *Development of an HPFRC for Use in Flat Slabs*. in *RILEM-fib International Symposium on Fibre Reinforced Concrete*. 2020. Springer.
16. CEN, *EN 14651: Test method for metallic fibered concrete – measuring the flexural tensile strength*. 2005, European Committee for Standardization: Brussels, Belgium.
17. CEN, *1992-1-1 - Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. 2023, European Committee for Standardization: Brussels, Belgium.
18. *fib, Model Code for Concrete Structures 2010*. 2013, Lausanne, Switzerland International Federation for Structural Concrete (fib).
19. CEN, *EN 10138-3 - Prestressing steels - Part 3: Strand*. 2005, European Committee for Standardization: Brussels, Belgium.
20. Htut, T.N.S., *Fracture processes in steel fibre reinforced concrete*. 2010, UNSW Sydney.
21. Valente, R. and M. Pimentel, *Analytical calculation of the in-plane shear strength of fibre-reinforced concrete*. Engineering Structures, 2024. **315**: p. 118454.
22. *fib, Model Code for Concrete Structures 2020*. 2023, Lausanne, Switzerland International Federation for Structural Concrete (fib).

Análise do colapso estrutural de uma cortina de contenção de terras autoportante induzido por sobreescavação

C. Freitas¹⁺⁴

M. Ferraz²⁺⁴

M. Matos Fernandes³⁺⁴

RESUMO

As escavações profundas suportadas por estruturas flexíveis em betão armado são analisadas, geralmente, recorrendo ao método dos elementos finitos, admitindo comportamento não linear para o solo, mas comportamento elástico linear para a cortina de contenção, independentemente do faseamento construtivo, das condições de apoio e da variação da rigidez. Assim, ignora-se, por exemplo, a influência da fendilhação do betão, que acontece para esforços em serviço, ou, como hipótese, considera-se uma rigidez à flexão reduzida e constante.

Para analisar, de forma mais rigorosa, estruturas geotécnicas deste tipo, desenvolveu-se um modelo numérico que combina o método dos elementos finitos para a análise geotécnica (Código G) com um modelo numérico baseado no método das fibras para a análise do betão armado (Código RC), que incorpora um modelo de retenção de tensões de tração para o betão (*tension stiffening*), permitindo considerar a influência da variação da rigidez à flexão devido à fendilhação da cortina de contenção no comportamento global, até se atingir o limite da resistência à flexão numa dada secção.

Neste artigo apresenta-se a análise numérica de uma escavação suportada por uma cortina autoportante (tipo *cantilever*), constituída por estacas de betão armado, com a profundidade enterrada sobredimensionada comparativamente à obtida pela aplicação do método clássico britânico simplificado de equilíbrio limite. A profundidade máxima de escavação foi atingida para um valor da sobreescavação (abaixo do nível nominal previsto) correspondente à rotura estrutural por meio da formação de rótula plástica numa dada secção da cortina, antes da resistência ao corte do maciço terroso estar totalmente mobilizada. Os resultados são apresentados de modo a pôr em destaque a progressiva mobilização da resistência da cortina, desde as primeiras fases da fendilhação até à sua rotura, evidenciando a sua ductilidade como consequência da disposição dos varões de aço das armaduras das estacas.

Palavras-chave: Cortina de contenção; Elementos finitos; Fendilhação; Rigidez; Ductilidade

¹ Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, Portugal; jcf@isep.ipp.pt

² Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal; ferraz@fe.up.pt

³ Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal; mfern@fe.up.pt

⁴ Construct - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal; construct@fe.up.pt

1. INTRODUÇÃO

O método dos elementos finitos é amplamente utilizado no dimensionamento de paredes moldadas e cortinas de estacas em betão armado, para suporte de escavações profundas. Nos modelos de análise, o solo é, usualmente, simulado com leis constitutivas não lineares, capazes de representar de forma realista o seu comportamento mecânico. Porém, a cortina de contenção é usualmente simulada com leis constitutivas elásticas lineares, embora com rigidez reduzida para se aproximar do comportamento real.

Com o intuito de aumentar o rigor na análise de estruturas de contenção, seguindo a sugestão de Matos Fernandes [1], desenvolveu-se uma interface entre um modelo de análise geotécnica por elementos finitos (Código G), capaz de simular o comportamento não linear dos solos, e um modelo de análise não linear de secções de betão armado (Código RC), baseado no método da discretização da secção transversal em fibras [2]. Como, devido à fendilhação, o betão armado exhibe um comportamento complexo, com transição do regime elástico linear para o não linear, esta integração permite uma análise mais realista da interação solo-estrutura.

Neste artigo descreve-se o processo de interação entre os dois modelos referidos e apresentam-se os resultados da análise de uma escavação profunda suportada por uma cortina autoportante formada por estacas de betão armado. No caso de estudo, considerou-se uma altura enterrada da cortina substancialmente maior do que a calculada pelo método britânico simplificado de equilíbrio limite, de forma a que as análises efetuadas permitam simular a escavação prevista (nominal), assim como uma sobreescavação até se atingir a rotura estrutural por plastificação da cortina, evidenciando a importância do presente método numérico na análise de tais estruturas.

2. MODELO NUMÉRICO

O modelo de análise numérica proposto resulta da ligação entre um modelo de análise geotécnica (Código G), formulado pelo método dos elementos finitos, com modelos de comportamento linear e não linear, desenvolvido por Cardoso [3], Almeida e Sousa [4] e Grazina [5], e um modelo de análise não linear de secções de betão armado que recorre à discretização da secção transversal em fibras (Código RC), criado por Ferraz [6]. Como ambos os modelos são baseados em métodos incrementais e iterativos, o modelo numérico final permite o estudo de problemas evolutivos em termos de geometria da estrutura e de carregamento, possibilita a identificação das fases em que cada um dos elementos estruturais e cargas estão ativos, assim como a consideração da não linearidade do comportamento dos materiais.

Na modelação do terreno e da cortina de contenção no Código G, utilizam-se elementos bidimensionais isoparamétricos e elementos de junta para a interface solo-cortina, com o critério de rotura de Mohr-Coulomb e o comportamento elástico-perfeitamente plástico, para o solo e para a interface solo-cortina. As secções de betão armado analisadas pelo Código RC são discretizadas em fibras [6] e considera-se o betão com um comportamento elástico-perfeitamente plástico em compressão e um modelo de fendas distribuídas com retenção de tensões para a tração (*tension stiffening*); para o aço é admitido um comportamento elastoplástico bilinear, válido para trações e compressões [2, 7]. Com o mesmo modelo numérico são realizados dois tipos de análises: admitindo um comportamento elástico linear (Caso EL) e não linear (Caso NL) para a cortina de contenção.

Como se pode observar na Fig. 1, cada alinhamento horizontal de dois pontos de Gauss de um elemento finito bidimensional, que modela a cortina no Código G, define uma secção de betão armado. Numa primeira fase, o Código G gera o estado de tensão de repouso e o Código RC avalia a rigidez inicial elástica à flexão, $(EI)_0$, de todas as secções. Como se exemplifica na figura, para cada incremento de análise do faseamento construtivo, o Código G comunica ao Código RC a alteração dos esforços, e este estabelece para cada secção o equilíbrio interno atendendo às leis de comportamento de cada material. Após o cálculo dos estados de tensão e extensão, é determinado e comunicado ao

Código G uma rigidez equivalente $(EI)_{eq}$, sob a forma de um módulo de elasticidade equivalente de cada secção, para ser utilizado no próximo incremento da análise geotécnica.

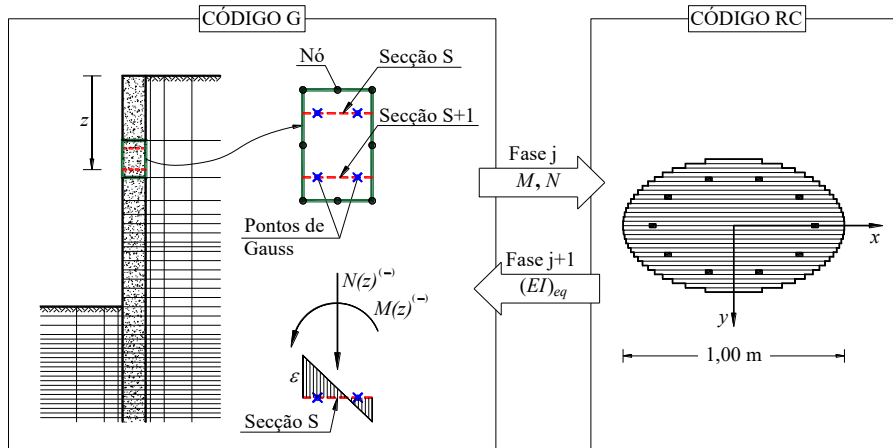


Figura 1. Esquema da interação entre o Código G e o Código RC.

Como se mostra na Fig. 2, a modelação estrutural da cortina de estacas no Código RC é realizada pela criação de uma *estaca equivalente*, definida como um elemento estrutural cuja secção resulta da equivalência à secção da cortina de estacas, com as dimensões das fibras ajustadas ao número de estacas por metro de desenvolvimento [2].

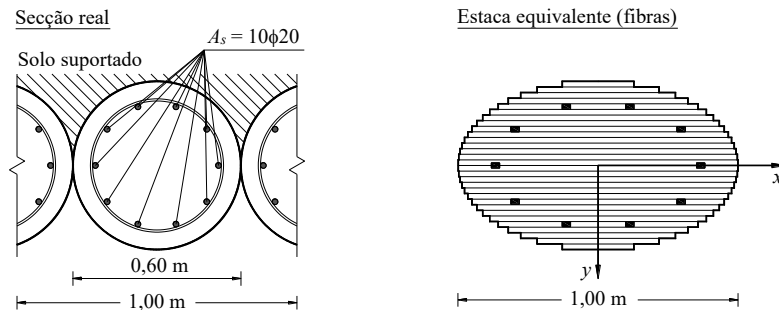


Figura 2. Modelação da secção da cortina de estacas tangentes no Código RC (fibras).

3. CORTINA DE CONTENÇÃO AUTOPORTANTE

3.1 Geometria do problema e características mecânicas dos materiais

O exemplo em estudo, representado em corte na Fig. 3, consiste numa escavação simétrica com profundidade de 5,00 m e 30,00 m de largura, realizada num solo arenoso emerso sobrejacente à formação rochosa a 20,00 m de profundidade. Este solo apresenta as seguintes características geotécnicas: ângulo de resistência ao corte $\phi' = 30^\circ$; ângulo de dilatação $\psi = 0^\circ$; peso volúmico $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$; módulo de deformabilidade $E = 30 \text{ MPa}$; coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$; coeficiente de impulso de repouso $K_0 = 0,50$. Para a interface solo-estrutura de contenção, considerou-se um ângulo de atrito $\delta = 20^\circ$.

Para o dimensionamento geotécnico da cortina autoportante foi utilizado o método britânico simplificado de equilíbrio limite [2, 8] e a teoria de Caquot-Kérisel para a quantificação das pressões das terras, adotando-se os valores de 0,30 e 5,3 para os coeficientes de impulso ativo e passivo, respetivamente. Com um coeficiente de segurança de 2,0 para a soma algébrica das pressões passivas e ativas geradas entre o fundo da escavação e o ponto de rotação da cortina, obteve-se a profundidade enterrada mínima de 5,30 m. Esta profundidade inclui, de acordo com o método britânico

simplificado, um incremento de 20% do valor dessa profundidade obtida pela equação de equilíbrio de momentos em relação ao ponto de rotação, de modo a garantir a mobilização do chamado contra-impulso passivo junto do pé da cortina. Após a quantificação das pressões de terras, determinaram-se os esforços necessários ao dimensionamento estrutural [2].

Adotou-se uma cortina de estacas tangentes de 0,60 m de diâmetro, em betão armado: betão de classe de resistência C25/30 ($f_{ck} = 25$ MPa, $f_{cd} = 16,7$ MPa, $f_{cm} = 2,6$ MPa) e aço da classe de resistência S400 ($f_{yk} = 400$ MPa, $f_{yd} = 348$ MPa). O dimensionamento estrutural resultou numa área de aço de $A_s = 31,4$ cm²/estaca ($10\phi 20$ /estaca), com 7 cm de recobrimento (Fig. 2). Como se indica na Fig. 3 e seguintes, para a presente análise numérica adotou-se uma altura total de $H = 13,00$ m, com a altura enterrada cerca de 50% superior à calculada pelo método clássico de equilíbrio limite.

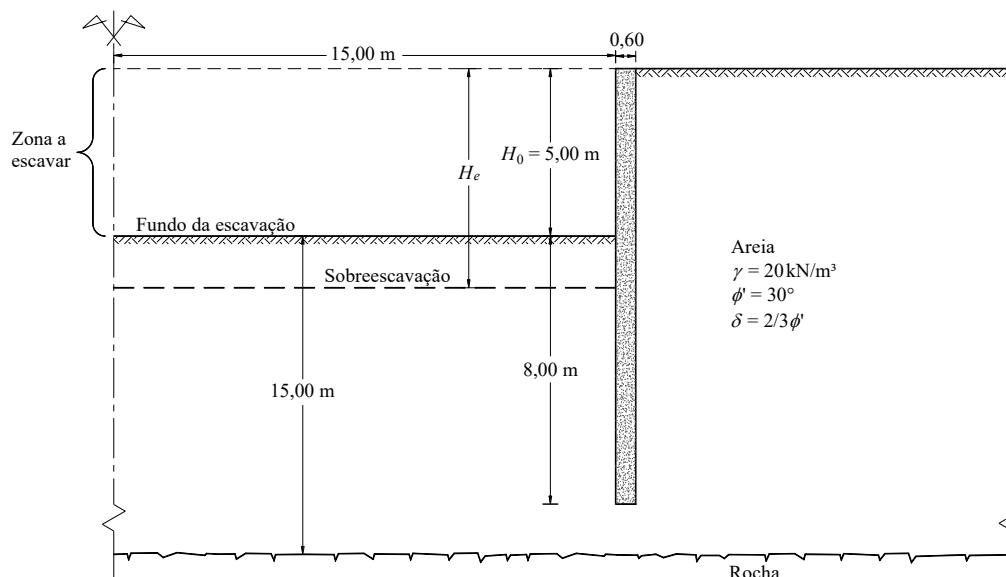


Figura 3. Corte transversal da escavação suportada por cortina autoportante.

3.2 Modelação numérica

Ao combinar a rigidez elástica da secção transversal de betão ($E_c = 31$ GPa) com a rigidez conferida pela área da armadura de aço ($E_s = 200$ GPa), determinou-se a rigidez inicial à flexão da secção $(EI)_0 = 355$ MNm²/m. Para a modelação da cortina de estacas no Código G, como estrutura laminar e estado plano de deformação, determinou-se a espessura equivalente de 0,50 m e o módulo de elasticidade equivalente $E_{eq} = 34$ GPa [2].

A Fig. 4 mostra a malha de 1575 elementos finitos do Código G, formada por 4774 pontos nodais, 1449 elementos bidimensionais isoparamétricos de 8 nós para a discretização do maciço e da cortina, 114 elementos de junta de 6 nós para a interface solo-cortina e 12 elementos de junta auxiliares na areia abaixo da cortina. Na mesma figura estão indicadas as fronteiras da malha de elementos finitos, com a fronteira inferior definida pela interface entre a camada de areia e a formação rochosa subjacente.

A escavação prevista (nível nominal previsto) é modelada por 15 fases, correspondendo às 15 primeiras camadas de elementos finitos (Fig. 4). A configuração da malha de elementos finitos foi otimizada de modo a melhor configurar a escavação prevista, assim como a sobreescavação e os seus efeitos.

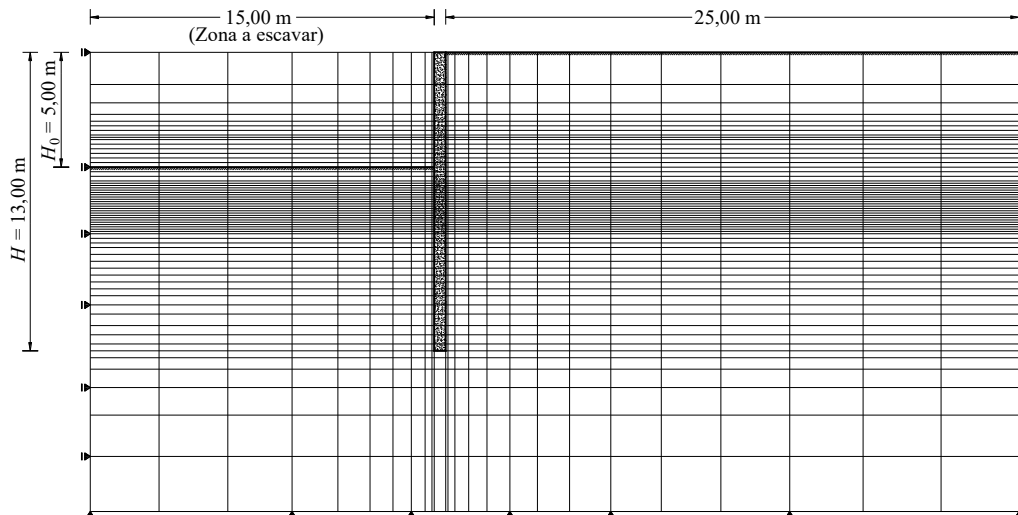


Figura 4. Malha de elementos finitos (Código G).

Como está representado na Fig. 2, na análise estrutural, realizada pelo Código RC, a secção transversal da estrutura foi discretizada em 30 fibras de betão com espessura de 0,02 m, com configuração elíptica resultante da equivalência a 1,00 m de desenvolvimento da cortina, e um número equivalente de fibras de aço [2]. Nas análises efetuadas, admitiu-se $f_{ct} = 2/3 \cdot f_{ctm}$ para a resistência à tração do betão.

3.3 Simulação numérica da escavação até à profundidade de projeto

Numa primeira fase deste estudo, analisou-se o comportamento da cortina de contenção com altura total $H = 10,30$ m, submetida a uma escavação além da prevista. Verificou-se que a instabilidade ocorria devido à perda de resistência do solo, não sendo causada por problemas estruturais da cortina [2, 9]. Na presente análise, aprofundou-se esse estudo, considerando a cortina com altura total $H = 13,00$ m e simulando uma escavação progressiva além da inicialmente projetada (sobrescavação), até se atingir a situação de rotura por perda de resistência estrutural, antes da rotura por cedência do solo.

Através da aplicação do método britânico de equilíbrio limite, que se baseia no equilíbrio de forças horizontais e momentos, determinou-se a profundidade máxima de escavação $H_e = 7,85$ m para a qual deixa de haver equilíbrio por perda de resistência do solo. Nestas condições, a sobrescavação é de 2,85 m e o momento fletor máximo vale $|M_{\max}| = 780$ kNm/m.

A análise numérica não linear (Caso NL), do comportamento estrutural da cortina, permitiu identificar que o início da fendilhação acontece na Fase 8, para uma escavação de 3,70 m, a que corresponde um momento fletor de aproximadamente $|M_r| = 72$ kNm/m. A Fig. 5a mostra os diagramas de momentos flectores, para a Fase 8, em que ocorre o início da fendilhação, e para a Fase 15, correspondente ao fim da escavação prevista de 5,00 m.

A partir da Fase 8, a cortina de contenção deixa de se comportar de forma elástica e a rigidez à flexão começa a diminuir progressivamente. O valor do momento fletor máximo é 181,4 kNm/m (Fig. 5a), igual ao obtido na análise com $H = 10,30$ m [2, 9], e ocorre na zona próxima da Secção 54 ($z = 6,48$ m), em simultâneo com uma redução da rigidez à flexão de 74% (Fig. 5b). As maiores pressões geradas abaixo do fundo da escavação, como consequência da maior profundidade enterrada da cortina, geram uma menor rotação da cortina e também menor deslocamento máximo, 29 mm, cerca de 9% inferior ao caso de menor profundidade enterrada. As deformadas fendilhadas estão ilustradas na Fig. 5c, para as referidas fases.

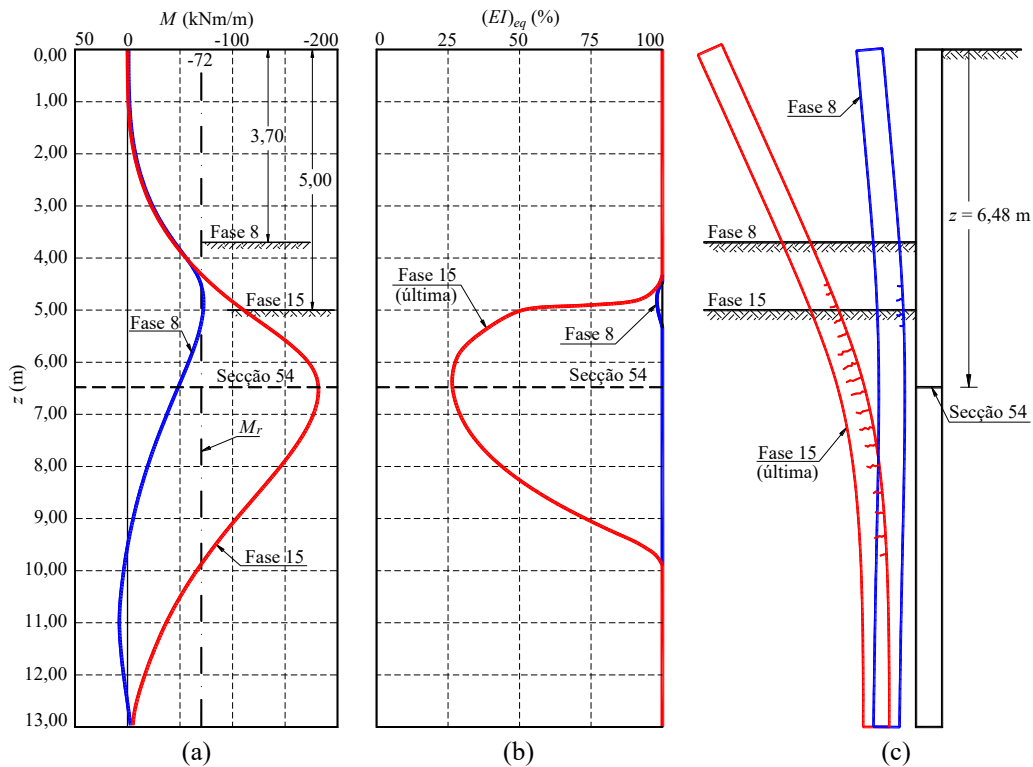


Figura 5. Caso NL (Fases 8 e 15): a) momentos fletores; b) rigidez à flexão; c) deformadas.

3.4 Sobreescavação e comparação entre os Casos NL e EL

Com o objetivo de determinar a capacidade resistente última da cortina e analisar a evolução da sua rigidez à flexão, simulou-se uma sobreescavação até se formar uma rótula plástica. A Fig. 6 apresenta a curva característica que relaciona o deslocamento máximo da cortina com a profundidade de escavação para o Caso NL e para o Caso EL. A figura inclui, ainda, o valor limite da profundidade de escavação determinado pelo método britânico de equilíbrio limite (7,85 m).

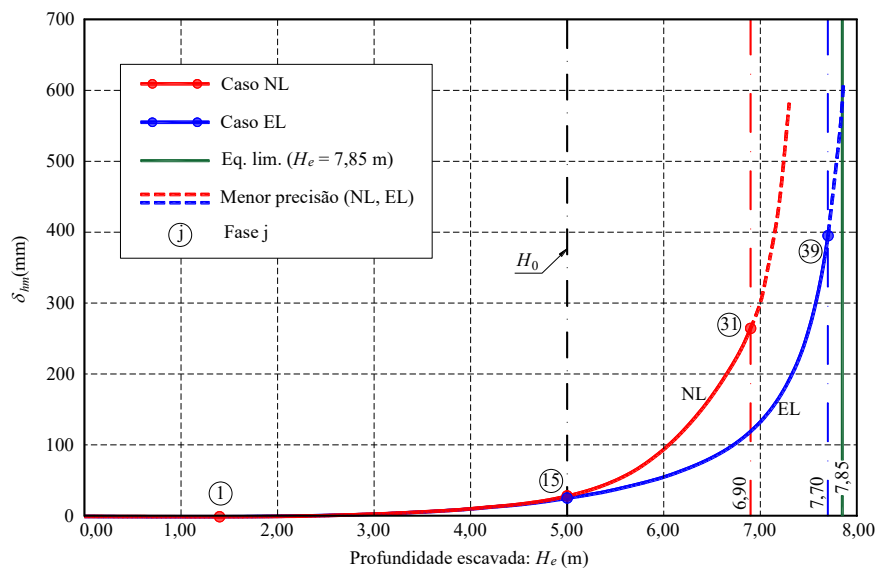


Figura 6. Deslocamentos máximos horizontais da cortina em função da profundidade escavada.

Da Fig. 6, observa-se que, à medida que a profundidade de escavação aumenta, os deslocamentos máximos obtidos pela análise não linear da cortina são bastante superiores aos provenientes de uma análise elástica, como seria expectável. Através da análise não linear (Caso NL) da cortina de contenção, e para o critério de convergência adotado, constata-se que na Fase 31 ocorre a rotura

estrutural da cortina de betão, para uma profundidade de escavação de 6,90 m. No Caso EL, a convergência numérica terminou na Fase 39, correspondente a uma profundidade de escavação de 7,70 m, quando ocorre a rotura do solo. Considerando um critério de convergência menos restritivo, foram obtidos resultados para além dos limites anteriores de convergência, sendo representados graficamente na figura por linhas tracejadas.

A análise dos resultados apresentados na Fig. 7, para as Fases 15 e 31, revela uma característica marcante do comportamento de cortinas autoportantes: a pouca influência da rigidez à flexão nos esforços internos. Observa-se que os diagramas de momentos fletores dos Casos NL e EL são muito semelhantes, apesar da significativa diferença de rigidez à flexão em parte importante da cortina (Fig. 7a). Este comportamento é típico de estruturas que se aproximam de um sistema isostático, onde os esforços internos são determinados pelas condições de equilíbrio e não pela rigidez dos elementos [2, 9, 10]. Os esforços axiais, representados na Fig. 7b, são pouco afetados pela variação da rigidez, sendo influenciados pelo peso próprio da cortina e pelas tensões tangenciais mobilizadas nas interfaces de contacto com o solo.

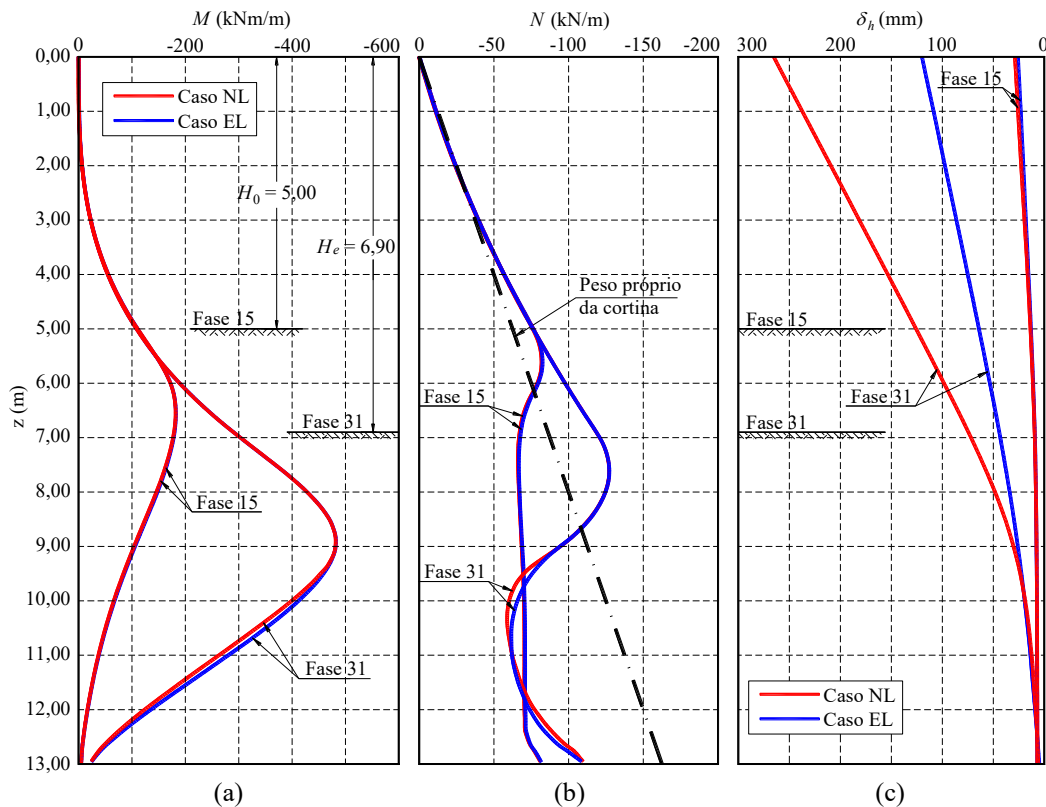


Figura 7. Sobreescavação nos Casos NL e EL (Fases 15 e 31): a) momentos fletores; b) esforços axiais; c) deslocamentos horizontais.

Na Fase 15, para o Caso NL e Caso EL, os deslocamentos máximos horizontais da cortina são muito próximos, com valores de 29 mm e 26 mm, respetivamente (Fig. 7c). Já na Fase 31, a diferença é significativa, atingindo 265 mm para o Caso NL e 120 mm para o Caso EL. Essa variação nos deslocamentos estimados é consequência direta das diferenças de rigidez na região de apoio da cortina que conduzem a diferentes curvaturas.

Representa-se na Fig. 8, para a Fase 31 do Caso NL, o diagrama de momentos fletores, o diagrama de variação da rigidez à flexão, a configuração da deformada e os diagramas de pressões sobre a cortina. Nesta fase ocorre a cedência dos varões de aço tracionados da armadura das estacas, na zona próxima à Secção 91, à profundidade $z = 8,86$ m, assinalada na Fig. 8c, onde a rigidez à flexão atinge um valor quase nulo, como mostra a Fig. 8b. Consequentemente, o deslocamento final no topo da cortina é cerca de nove vezes maior que o obtido no fim da escavação prevista.

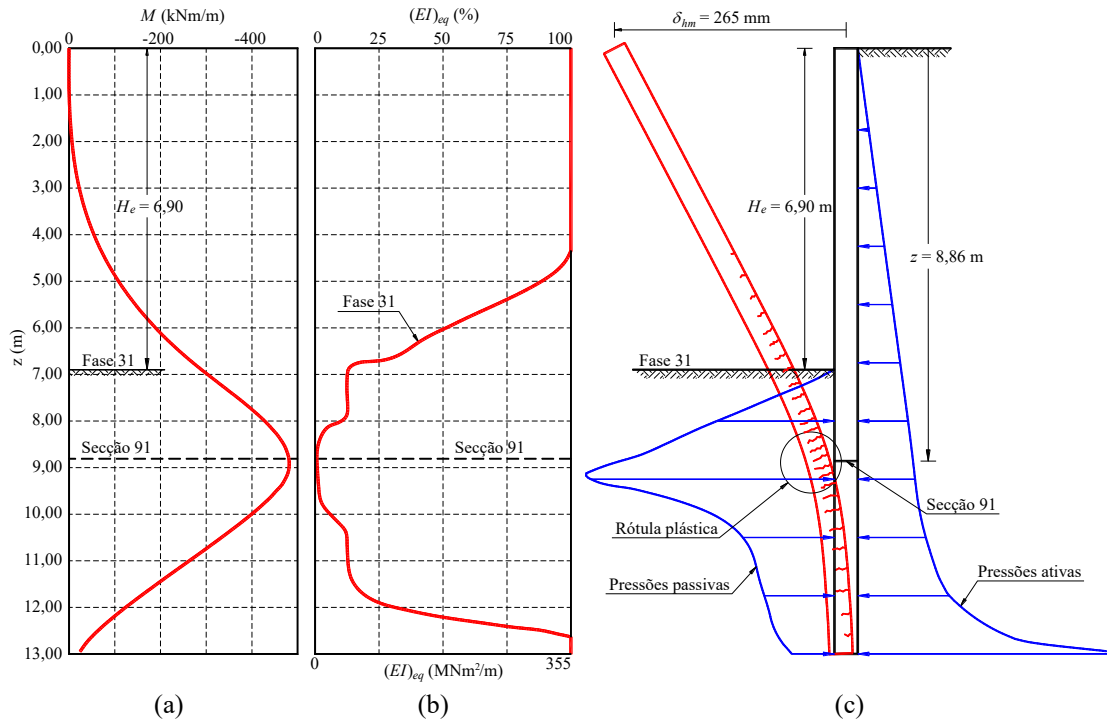


Figura 8. Fase 31 da sobreescavação do Caso NL: a) momentos fletores; b) rigidez à flexão efetiva; c) deformação da cortina e diagramas de pressões.

A Fig. 9 mostra a relação entre o momento fletor e a curvatura ($M-1/r$) na Secção 91, para a fase elástica inicial e para a fase não linear de evolução da fendilhação até à rotura estrutural. Na figura está representado o Estado I, elástico linear, e o Estado II, correspondente a um comportamento da secção sem qualquer resistência à tração do betão. O comportamento efetivo está balizado entre o Estado I de rigidez à flexão $(EI)_I$ e o Estado II de rigidez à flexão variável $(EI)_{II}$. Os pontos singulares indicados (1 a 6) correspondem a alterações significativas na resposta estrutural:

- 1 – Início da fendilhação da secção, $|M_r| = 72$ kNm/m (Fase 8, $H_e = 3,70$ m);
- 2 – Escavação prevista (Fase 15, $H_e = 5,00$ m), em que cerca de 50% da secção está tracionada, mas com a armadura ainda em regime elástico;
- 3 – Atinge-se o limite elástico dos dois varões de aço mais tracionados (representados a vermelho), com redução significativa da rigidez à flexão (Fase 28, $H_e = 6,60$ m);
- 4 – Plastificação dos varões do alinhamento seguinte, levando a uma nova diminuição significativa da rigidez (Fase 30, $H_e = 6,80$ m);
- 5 – Nova plastificação de dois varões de um alinhamento mais próximo do eixo neutro, passando a rigidez à flexão a ser quase nula (Fase 31, $H_e = 6,90$ m);
- 6 – A fibra de betão mais comprimida atinge o limite admissível de extensão ($\varepsilon = \varepsilon_{cu} = 3,5$ ‰).

A partir do ponto 3, quando se inicia a cedência plástica de dois varões da armadura, o eixo neutro mantém-se em posições relativamente próximas e parte do betão comprimido atinge a tensão máxima $\sigma_c = f_{ck} = -25$ kPa . Como os varões de aço estão distribuídos equitativamente pelo “perímetro” de cada estaca, admitindo-se, por simplificação, que formam conjuntos de dois varões com alinhamentos paralelos ao eixo de flexão e a diferentes distâncias do mesmo, a plastificação desses conjuntos ocorrerá para diferentes situações de carregamento. Como se admitiu a plastificação do aço sem endurecimento, a ruína estrutural, com deslocamentos tendencialmente elevados da cortina, só ocorrerá quando todos os conjuntos de varões tracionados entrarem em cedência, justificando o facto de, após o ponto 5, existir ainda um valor residual de rigidez à flexão, semelhante ao Estado III com $(EI)_{III}$. Dada a configuração do diagrama, pode admitir-se que a plastificação da Secção 91 ocorre no estado correspondente ao ponto 5, com a rigidez à flexão quase nula e um momento fletor $|M| = 482$ kNm/m . Para os pontos singulares do comportamento $M-1/r$ da Fig. 9, estão representados os diagramas de tensões e extensões no betão.

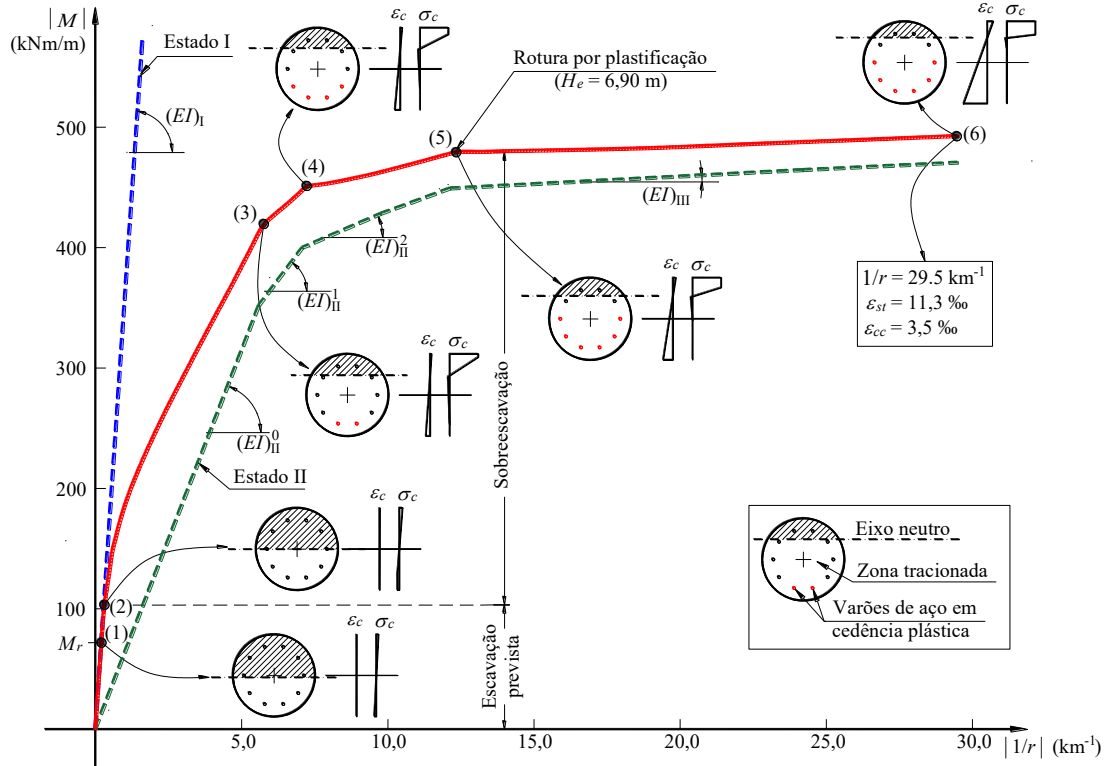


Figura 9. Diagrama $M-1/r$ da Secção 91 ($z = 8,86$ m) do Caso NL.

Na Fig. 10 está representada a relação tensão-extensão do betão na Secção 91. Na figura indicam-se os pontos correspondentes ao comportamento $M-1/r$ mostrado na Fig. 9, e que representam as tensões nas duas fibras mais afastadas da secção de betão: a de máxima extensão de tração e a de máxima extensão de compressão.

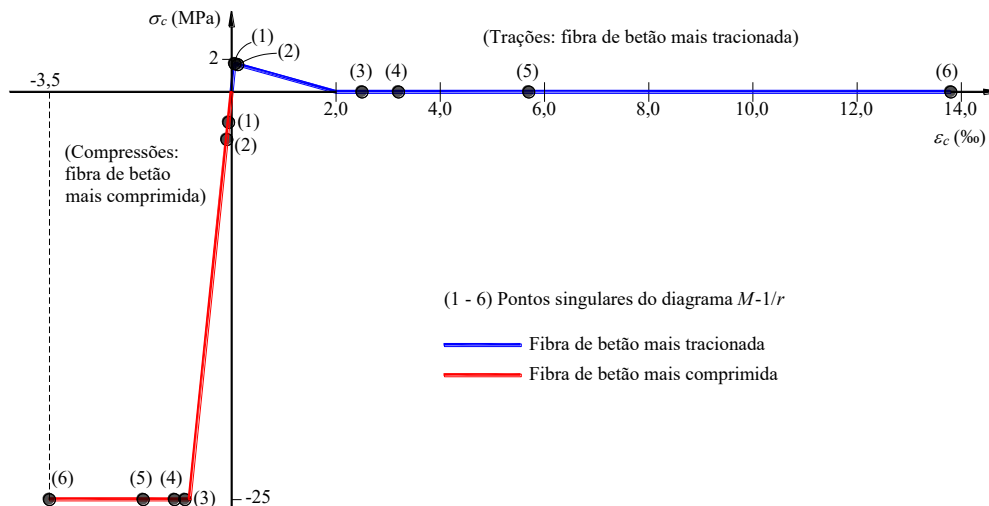


Figura 10. Relação tensão-extensão do comportamento das fibras de betão mais afastadas da Secção 91: fibra de máxima extensão de tração e fibra de máxima extensão de compressão.

CONCLUSÕES

Neste estudo avaliou-se a capacidade do modelo numérico desenvolvido em simular um caso de uma cortina autoportante de estacas de betão armado em que, devido a sobreescavação, se esgota a resistência à flexão, formando-se uma rótula plástica. Como a plastificação dos varões de aço das estacas ocorre por fases, o comportamento global da estrutura de contenção assume um

comportamento mais dúctil do que aquele que assumiria, por exemplo, uma parede moldada, com as armaduras principais em alinhamentos únicos paralelos ao eixo neutro.

A análise comparativa entre os resultados das análises linear e não linear revelou que os esforços estruturais são praticamente coincidentes e pouco sensíveis à rigidez à flexão da cortina, o que pode ser explicado pelo facto de a cortina autoportante se aproximar de uma estrutura isostática. Contudo, os deslocamentos laterais mostraram-se altamente sensíveis à rigidez da cortina, apesar do impedimento do solo abaixo da escavação, onde se garante o encastramento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio do CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções, Unidade de Investigação apoiada pelo Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e pelo Financiamento Programático - UIDP/04708/2020, através da FCT/MCTES (PIDDAC). (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>)

REFERÊNCIAS

- [1] Matos Fernandes, M. (2010). Deep Urban Excavations in Portugal: Practice, Design, Research and Perspectives. *Soils and Rocks* 33 (3), pp 115-142. <https://doi.org/10.28927/SR.333115>
- [2] Freitas, J. (2019). Modelação numérica do comportamento não linear do betão armado nas estruturas de suporte de escavações urbanas. Tese de Doutoramento. FEUP, Porto. <https://hdl.handle.net/10216/121864>
- [3] Cardoso, A. (1987). A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações. Tese de Doutoramento. FEUP, Porto. <http://hdl.handle.net/10216/11445>
- [4] Almeida e Sousa, J. (1998). Túneis em maciços terrosos. Comportamento e modelação numérica. Tese de Doutoramento em Ciências de Engenharia - Especialidade de Fundações e Geotecnia. FCTUC, Coimbra. <https://hdl.handle.net/10316/1874>
- [5] Grazina, J. (2009). Modelação dinâmica com acoplamento viscoso de maciços elastoplásticos. Aplicação a estruturas de suporte flexíveis submetidas a ações sísmicas. Tese de Doutoramento. FCTUC, Coimbra. <https://hdl.handle.net/10316/12076>
- [6] Ferraz, M. (2010). Modelos para avaliação do comportamento estrutural de obras de arte. Tese de Doutoramento. FEUP, Porto. <http://hdl.handle.net/10216/57862>
- [7] Freitas, J.; Ferraz, M.; Matos Fernandes, M.; Grazina, J. (2018). A method to consider the nonlinear behaviour of reinforced concrete in flexible earth-retaining walls: preliminary results. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX, NUMGE 2018, Vol. 2*, pp. 1203-1210. Porto, Portugal. ISBN 9781351003629, <https://doi.org/10.1201/9780429446924>
- [8] Vieira, C.; Matos Fernandes, M.; Almeida e Sousa, J. (2002). Cortinas Autoportantes: métodos de equilíbrio limite *versus* análises por elementos finitos. 1º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia. São Paulo, Brasil. <http://hdl.handle.net/10216/4653>
- [9] Freitas, J.; Ferraz, M.; Grazina, J.; Matos Fernandes, M. (2021). Modelação de escavação suportada por uma cortina autoportante considerando o comportamento não linear do betão armado. 17º CNG – 10º CLBG. LNEC, Lisboa. pp. 635-644. ISBN 978-989-54038-7-5, <https://hdl.handle.net/10216/141713>,
- [10] Ferraz, M.; Freitas, J.; Matos Fernandes, M.; Félix, C. (2016). Análise da influência do comportamento não linear do betão armado numa cortina de contenção autoportante. Encontro Nacional Betão Estrutural – BE2016, Coimbra.

Comparação entre análises numéricas 2D e 3D da resistência ao fogo após um sismo em estruturas de betão armado

H. Vitorino¹

P. Vila Real²

C. Couto³

H. Rodrigues⁴

RESUMO

Os incêndios pós-sismo podem ter um impacto catastrófico em áreas urbanas, podendo ter consequências mais severas do que as do próprio sismo. É crucial realizar estudos que melhorem a compreensão deste fenómeno para minimizar os impactos em áreas urbanas. Foram efetuadas análises numéricas para realizar um estudo comparativo da resistência ao fogo pós-sismo em estruturas 2D e 3D de betão armado. Um total de 400 pórticos representativos de um parque edificado foram dimensionados sem preocupações sísmicas. Estes 400 pórticos correspondem a 100 pórticos de dois pisos 2D, 100 pórticos de dois pisos 3D, 100 pórticos de seis pisos 2D e 100 pórticos de seis pisos 3D. As análises foram desenvolvidas no software SAFIR (programa que modela o comportamento de estruturas sujeitos a incêndio) e foi utilizada a curva de incêndio padrão ISO 824. Observou-se que os danos sísmicos podem diminuir significativamente a resistência ao fogo dos pórticos de betão armado. Além disso, observou-se que modelos 2D apresentam menor resistência ao fogo quando comparados com os modelos 3D correspondentes. O desenvolvimento destes estudos sugere que a utilização de modelos 2D pode representar uma abordagem mais conservadora na análise de cenários de incêndio pós-sismo e pode ser adequada quando comparada com modelos 3D mais complexos.

Palavras-chave: Análises numéricas, Betão Armado, Dano sísmico, Resistência ao Fogo, Curva de incêndio padrão ISO 834.

1. INTRODUÇÃO

Há vários exemplos de sismos que causaram conflagrações, como o sismo de São Francisco de 1906 e o sismo de Kanto de 1923 [1]. Os incêndios de 1906 em São Francisco duraram três dias [2]–[4]. O sismo e os incêndios destruíram mais de 28000 edifícios e causaram a morte de pelo menos 3000 pessoas [2], [5]–[9]. O sismo de Kanto provocou 277 incêndios e houve a propagação de cerca de metade deles [1], [6], [10]. Aproximadamente 40% de Tóquio e cerca de 90% de Yokohama foram destruídos pelo sismo e pelos incêndios [1], [11]. O incêndio levou à destruição de aproximadamente 447000 edifícios numa área de 38.3 km² [2], [6], [9], [10], [12]. Estes dois exemplos realçam as consequências potencialmente devastadoras que os incêndios pós-sismos podem ter no ambiente construído. Um exemplo mais recente envolve o sismo que ocorreu a 1 de janeiro de 2024, na Península de Noto, no Japão. Dados preliminares indicam que cerca de 4500 famílias ficaram sem eletricidade na área de Ishikawa. Na mesma região, um grande incêndio deflagrou na cidade de Wajima, destruindo mais de 100 lojas e casas [13]. Em certos trabalhos numéricos que investigam o incêndio pós-sismo em estruturas de betão armado, observou-se que as estruturas com danos causados pelo sismo apresentam uma menor

¹ RISCO, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal. hugo.vitorino@ua.pt

² RISCO, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal. poreal@ua.pt

³ RISCO, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal. ccouto@ua.pt

⁴ RISCO, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal. hrodrigues@ua.pt

resistência ao fogo em comparação com as estruturas sem danos [14]–[18]. Especificamente, alguns estudos apontam que estruturas danificadas por sismos podem colapsar mais de duas horas antes do que aquelas que não apresentam danos [19]–[21]. Esta redução da resistência ao fogo pode estar associada à degradação da resistência e da rigidez dos materiais, e ao aquecimento das armaduras de aço devido à remoção do recobrimento [14], [16], [17], [22]. Os resultados de trabalhos experimentais revelaram que uma perda severa do recobrimento do pilar causava uma penetração mais rápida do calor no núcleo da secção de betão na região danificada [23]. Noutros estudos experimentais realizados em pórticos de betão armado, observou-se que níveis mais elevados de carga cíclica conduziam a fissuras mais largas, resultando potencialmente em temperaturas mais elevadas nos elementos estruturais [24], [25]. Alternativamente, em alguns estudos observou-se que pequenas fissuras podem não ter um impacto significativo na evolução térmica através do betão [26], [27]. O objetivo deste estudo é realizar uma análise comparativa da resistência ao fogo pós-sismo em estruturas de betão armado 2D e 3D. Adicionalmente, pretende-se compreender a influência que diferentes tipos de danos podem ter na resistência ao fogo de pórticos de betão armado.

2. METODOLOGIA

2.1 Propriedades e características dos pórticos

No presente trabalho, foram desenvolvidos 400 pórticos de betão armado de três vãos no software SAFIR [28]–[31]. Os pórticos são representativos de um parque edificado sem dimensionamento sísmico. Trata-se de 100 pórticos de dois pisos 2D, 100 pórticos de dois pisos 3D, 100 pórticos de seis pisos 2D e 100 pórticos de seis pisos 3D. As características e propriedades dos pórticos foram obtidas a partir de um relatório que descreve estatisticamente as propriedades geométricas e mecânicas dos materiais de edifícios de betão armado dimensionados sem pormenorização sísmica [32]. As variáveis utilizadas para o dimensionamento dos pórticos são apresentadas no Quadro 1, e as propriedades do betão e do aço das armaduras são apresentadas no Quadro 2 e no Quadro 3, respetivamente. A variável H_1 representa a altura do primeiro piso, $H_{>1}$ é a altura dos pisos subsequentes, L_{viga} é o comprimento das vigas, f_{cm} é o valor médio da resistência à compressão do betão, G é o peso próprio, P_1 é a percentagem de aço de armadura longitudinal presente nos pilares, f_{yk} é a tensão de cedência característica do aço das armaduras e r é o recobrimento dos pilares e das vigas. A variável G refere-se a um valor médio do peso próprio que resulta da consideração de 3.5 kN/m^2 para o peso da laje, 1.5 kN/m^2 para o peso das paredes divisórias, 1 kN/m^2 para o peso dos revestimentos e 2 kN/m^2 para o peso dos pilares e vigas. Para além destes valores ainda se considerou uma componente variável (Q) igual a 2 kN/m^2 correspondente a uma utilização do tipo habitação. O valor do coeficiente de convecção utilizado nas análises foi de $25 \text{ W/m}^2\text{K}$. Os parâmetros A e B servem como valores de truncagem para as distribuições consideradas para o desenvolvimento dos pórticos, indicando que valores abaixo de A e acima de B foram excluídos das análises numéricas. Os pórticos foram dimensionados de acordo com a regulamentação portuguesa para estruturas de betão armado [33]–[35]. Não existiam requisitos sísmicos para o projeto estrutural durante o período abrangido por esta regulamentação. Os valores selecionados para o recobrimento baseiam-se nas recomendações apresentadas neste regulamento. Nas análises numéricas, os valores da condutividade térmica foram obtidos a partir dos valores médios delimitados pelos limites superior e inferior presentes da norma EN 1992-1-2 [36]. O dimensionamento dos pórticos começa por selecionar com uma amostragem aleatória simples (sem correlação) 100 valores para cada variável apresentada no Quadro 1, com igual probabilidade de selecionar valores para a tensão de cedência característica do aço das armaduras (f_{yk}) e para o recobrimento. Estas variáveis foram utilizadas para o dimensionamento de cada conjunto de 100 pórticos com dois pisos e 100 pórticos com seis pisos. Posteriormente, estes valores foram utilizados num procedimento de dimensionamento simulado que considerou as regras convencionais historicamente adotadas apenas para cargas gravíticas. As distribuições das armaduras dos pilares e das vigas são obtidas com o dimensionamento dos diferentes pórticos a partir das variáveis apresentadas no Quadro 1. Neste processo, considerou-se que as secções dos pilares do primeiro piso são iguais às do segundo piso, as secções do terceiro piso são iguais às do quarto piso e as secções do quinto piso são iguais às do sexto piso. Considerou-se que os modelos 2D representam um pórtico central dos modelos 3D. Com base nesta ideia, foram calculadas as cargas e distribuídas entre as vigas

e pilares do pórticos 2D, de forma a corresponder à distribuição de cargas do pórtico 3D. Cada viga recebe 50% da carga de cada compartimento contíguo, enquanto os pilares recebem cargas das vigas perpendiculares ao plano do modelo 2D. As propriedades adicionais do betão e do aço foram mantidas constantes em todos os pórticos, uma vez que a sua variação é essencialmente independente das propriedades mecânicas associadas e do período de fabrico.

Quadro 1. Parâmetros das distribuições para as propriedades e características dos pórticos.

Variáveis	Média	CV (%)	A	B	Distribuição
H_1 (m)	3.2	10	2.5	5	Lognormal
$H_{>1}$ (m)	2.8	6	2.5	4	Normal
L_{viga} (m)	4.4	16	2.5	6.5	Lognormal
f_{cm} (MPa)	23.8	49	18	36	Gamma
G (kN/m ²)	8	12.5	6	10	Normal
P_1 (%)	1	40	0.3	3.5	Lognormal
f_{yk} (MPa)	235/400/500	-	-	-	Uniforme
r (mm)	10/15/20/25	-	-	-	Uniforme

Quadro 2. Propriedades do betão consideradas nas análises numéricas.

Propriedades do betão [37]	
Modelo do betão	Agregados Siliciosos [37]
Massa volúmica	2300 kg/m ³
Teor de água	46 kg/m ³
Emissividade	0,7
Tensão de rotura à tração	0
Coefficiente de Poisson	0,2

Quadro 3. Propriedades do aço consideradas nas análises numéricas.

Propriedades do aço [37][38]	
Modelo do aço	Laminado a quente. Classe B [37]
Módulo de elasticidade	210 GPa
Coefficiente de Poisson	0,3
Emissividade	0,7

2.2 Dano sísmico e cenários de incêndio

A simulação dos danos causados pelo sismo envolveu a redução do recobrimento do betão na região de rótula plástica dos pilares e vigas. Foram considerados três tipos distintos de danos, nomeadamente, os danos D0/D1, D2 e D3. O dano D0/D1 diz respeito a uma secção intacta (D0) e a uma secção com pequenas fissuras (D1). O dano D2 diz respeito a uma secção com danos ligeiros, com uma remoção de 50% das fibras exteriores que representam o recobrimento das secções. Finalmente, o dano D3 diz respeito a uma secção com danos severos, com a remoção de todo o recobrimento das secções dos pilares e das vigas. Considerou-se uma combinação dos modelos D0 e D1 porque, de acordo com o estado da arte, as pequenas fissuras não têm um impacto substancial na evolução térmica através do betão [26], [27]. Assumiu-se que o dano está presente em todas as faces das secções dos pilares, enquanto nas secções das vigas, o dano está presente apenas nas faces laterais e na inferior. Este pressuposto baseia-se na ideia de que a laje impede o destacamento de betão no lado superior da viga. A Figura 1 ilustra secções de pilares e vigas com os três tipos de dano. Foram desenvolvidos vários cenários relativamente aos danos a serem considerados nos pórticos de dois e seis pisos. Os pórticos de dois pisos apresentam três cenários. O primeiro cenário corresponde a pórticos com dano D0/D1, o segundo cenário corresponde a pórticos com dano D2 e o terceiro cenário corresponde a pórticos com dano D3. Nestes três cenários, tanto o dano como o incêndio estão localizados apenas no piso inferior. Os pórticos de seis pisos apresentam os cenários mencionados anteriormente e mais dois cenários adicionais, o quarto

e o quinto cenário. No quarto e quinto cenário existe uma correspondência entre o deslocamento relativo entre pisos (drift) e o tipo de dano presente nesses pisos. Um drift entre 0 e 1.02% corresponde ao dano D0/D1, entre 1.02% e 2.41% corresponde a um dano D2 e superior a 2.41% corresponde a um dano D3. Os valores dos drifts dos pisos de cada pórtico foram obtidos a partir de análises numéricas desenvolvidas no software SeismoStruct [39]. Os pórticos que foram dimensionados foram desenvolvidos no SeismoStruct e os drifts foram obtidos através de uma análise pushover adaptativa baseada em deslocamentos. Nesta análise, o perfil de carga lateral foi inicialmente definido de forma proporcional à forma modal fundamental e é progressivamente adaptado em função da degradação da rigidez acumulada nos diferentes elementos dos pórticos. Os pórticos foram sujeitos a cargas crescentes até que a estrutura perdesse o equilíbrio ou o corte de base se reduzisse a 80% do corte de base máximo. Os elementos foram modelados com elementos baseados em forças com 5 pontos de integração nos pilares e nas vigas [40]. O betão foi modelado com a relação constitutiva proposta por Mander et al, e a armadura de aço foi definida com a proposta por Menegotto e Pinto [41], [42]. A diferença entre o quarto e o quinto cenário é que no quarto cenário o incêndio é considerado no primeiro piso enquanto que no quinto cenário o incêndio é considerado no piso de maior drift.

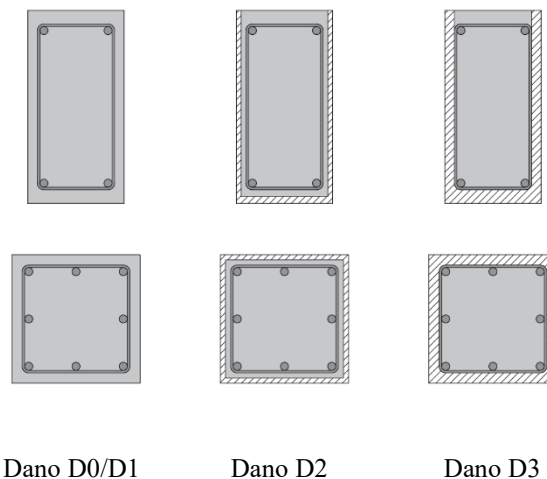


Figura 1. Esquema dos tipos de dano considerados nos pórticos.

3. COMPARAÇÃO ENTRE PÓRTICOS 2D e 3D

3.1 Pórticos de dois pisos

Nesta secção, é apresentada a comparação entre os modelos 2D e 3D dos pórticos de dois pisos. A tipologia dos pórticos de dois pisos 2D está representada na Figura 2 a), enquanto a tipologia dos pórticos de dois pisos 3D está representada na Figura 2 b) e na Figura 2 c). Os pórticos 3D apresentam três vãos nas direções transversal e longitudinal. Os pilares laterais e de canto dos pórticos 3D são os mesmos que os pilares laterais dos pórticos 2D, e os pilares interiores dos pórticos 3D são os mesmos que os pilares interiores dos pórticos 2D. Para os modelos 2D, os danos e o incêndio são considerados em três compartimentos do piso inferior. Para os modelos 3D, os danos são considerados em todos os nove compartimentos do piso inferior, e o incêndio é considerado em três compartimentos, como ilustrado na Figura 2 c). Os pilares nos modelos 2D e 3D estão expostos ao fogo em todos os lados, enquanto as vigas estão expostas ao fogo em três lados. A comparação da percentagem de excedência do tempo até ao colapso dos pórticos é apresentada na Figura 3, e as comparações da média e do desvio padrão são apresentadas no Quadro 4. Esta comparação é apresentada em termos da função de distribuição acumulada, que ilustra a distribuição de probabilidade do tempo até ao colapso dos pórticos. A resistência ao fogo considerada nas análises corresponde ao tempo de paragem das respetivas análises obtidas no SAFIR. O programa SAFIR termina uma análise num tempo especificado pelo utilizador ou quando não consegue convergir para um estado de equilíbrio. Cada curva é ajustada com base no tempo até ao colapso de 100 pórticos obtido nas análises, fornecendo uma visão abrangente da distribuição da

resistência ao fogo pós-sismo nos pórticos. Estes resultados sugerem que o desenvolvimento de análises em modelos 2D pode ser uma abordagem adequada para certos estudos relativos aos efeitos do fogo pós-sismo em estruturas de betão armado, quando comparado com modelos 3D mais complexos. Esta observação baseia-se apenas nos resultados dos tempos até ao colapso dos pórticos, onde se observa que os pórticos 2D conduzem a tempos até ao colapso mais baixos quando comparados com os pórticos 3D equivalentes, colocando os resultados no lado conservador relativamente à resistência ao fogo. Para o dano D0/D1, observou-se que o tempo médio até ao colapso dos modelos 3D é 47% superior aos dos modelos 2D. Para o dano D2, é de 31%, e para o dano D3, é de 23%. Para outros estudos, poderia ser mais adequado desenvolver pórticos 3D para efetuar análises mais detalhadas. Observa-se também que as diferenças entre os pórticos 2D e 3D são maiores nos pórticos com dano D0/D1, seguidos pelos pórticos com dano D2 e depois pelos pórticos com dano D3. Esta observação sugere que, à medida que o dano é mais severo, a influência nas disparidades entre os modelos 2D e 3D pode diminuir até certo ponto.

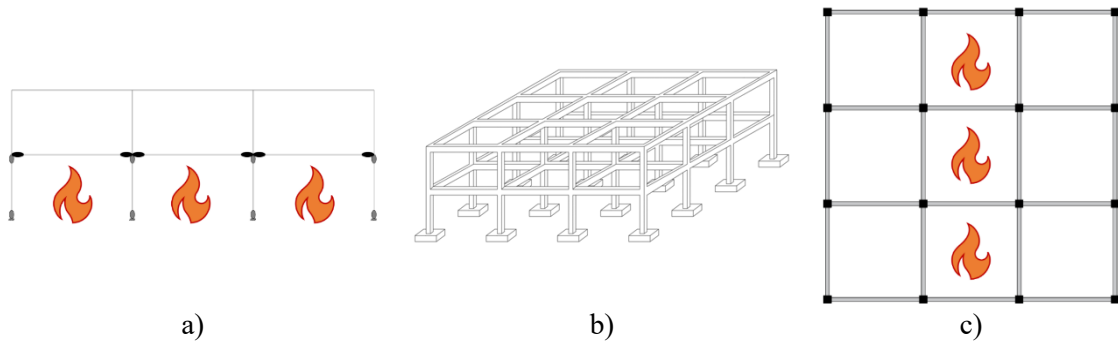


Figura 2. Tipologia dos pórticos de dois pisos: a) Esquema do modelo 2D com a localização das regiões de rótula plástica, b) Esquema do modelo 3D e c) Localização do fogo no modelo 3D.

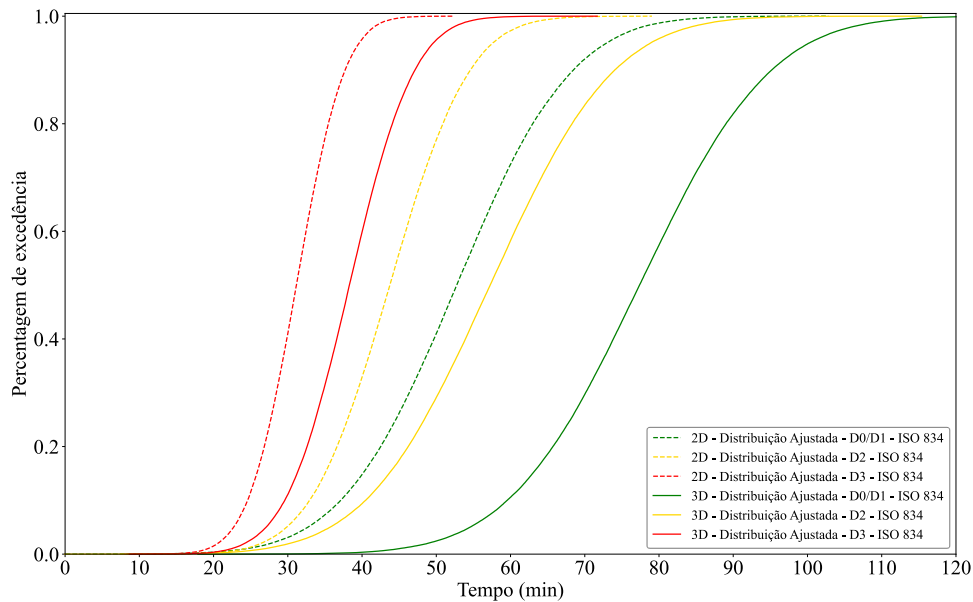


Figura 3. Percentagem de excedência do tempo até ao colapso dos pórticos de dois pisos 2D e 3D, para os danos D0/D1, D2, D3.

Quadro 4. Média e desvio padrão do tempo até ao colapso dos pórticos de dois pisos 2D e 3D.

Modelo	Dano	Média (min)	Desvio-padrão
2D – 2 Pisos	D0/D1	52.71	12.18
	D2	43.73	8.45
	D3	31.15	5.15
3D – 2 Pisos	D0/D1	77.36	13.86
	D2	57.28	13.11
	D3	38.30	6.87

3.2 Pórticos de seis pisos

Nesta secção, é apresentada a comparação entre os modelos 2D e 3D dos pórticos de seis pisos. Os esquemas dos modelos 2D e 3D dos pórticos de seis pisos estão representados na Figura 4. À semelhança da secção anterior, os pórticos de seis pisos 3D têm três vãos nas direções transversal e longitudinal. Os valores percentuais apresentados na Figura 2 b) indicam a proporção de pórticos com incêndio no respetivo piso, o que equivale também ao número de pórticos, dado que foram desenvolvidos um total de 100 pórticos. Esta variação na localização do incêndio ocorre apenas no quinto cenário, em todos os restantes cenários, o incêndio é considerado no piso inferior. Os valores dos deslocamentos relativos entre pisos e os correspondentes danos e localização do incêndio são apresentados na Figura 5. O incêndio é considerado em três compartimentos, conforme representado na Figura 2 c). A comparação da percentagem de excedência do tempo até ao colapso dos pórticos é apresentada na Figura 6, e as comparações da média e do desvio padrão são apresentadas no Quadro 5. Os resultados dos pórticos de seis pisos ainda sugerem a adequação dos modelos 2D para o estudo de determinados aspetos quando comparados com os modelos 3D. De referir que estes modelos 3D representam uma estrutura sem paredes e lajes, que, se modeladas, poderia levar a conclusões e observações diferentes. As diferenças entre os resultados dos modelos de seis pisos são menos acentuadas do que as diferenças observadas nos modelos de dois pisos. Apesar de serem menos pronunciadas, observa-se um ligeiro impacto da severidade dos danos nas diferenças entre os modelos relativamente aos tempos médios até ao colapso.

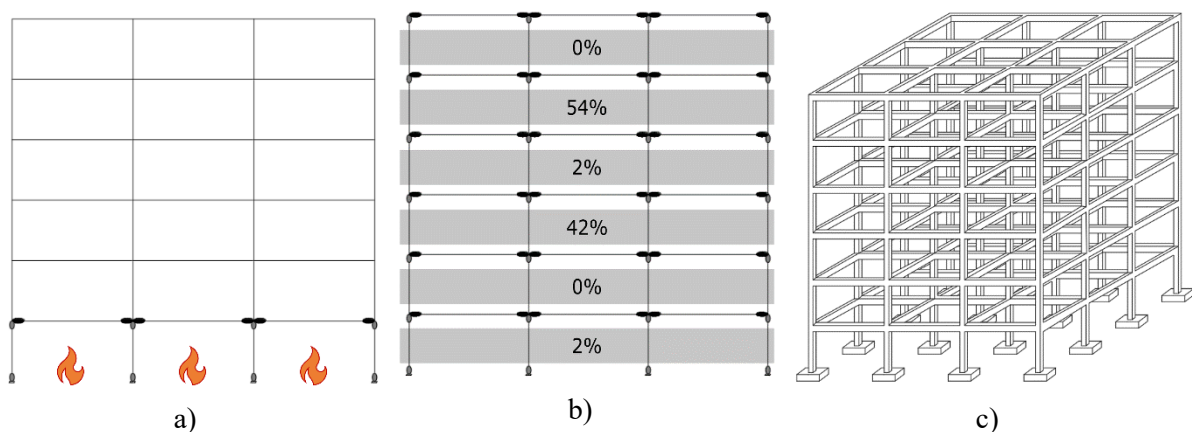


Figura 4. Tipologia dos pórticos de seis pisos: a) Esquema do modelo 2D com a localização das regiões de rótula plástica, b) Danos relacionados com o drift e o incêndio no piso com maior drift c) Esquema do pórtico 3D.

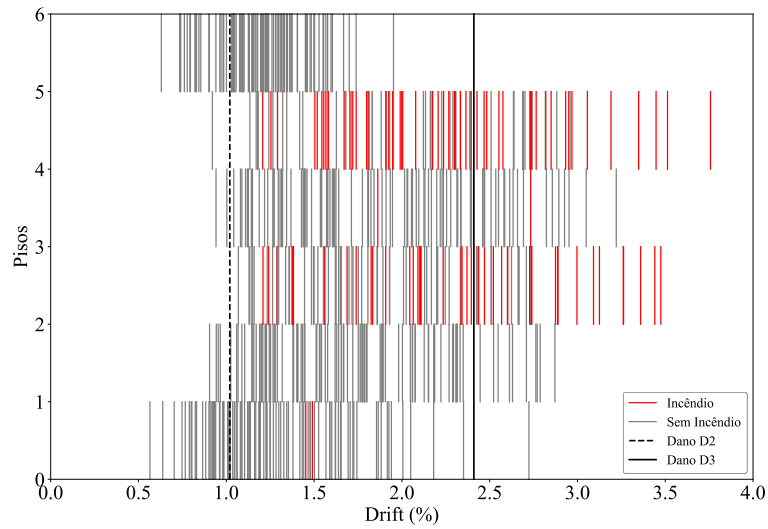


Figura 5. Drifts dos pórticos e respetivas localização dos incêndios.

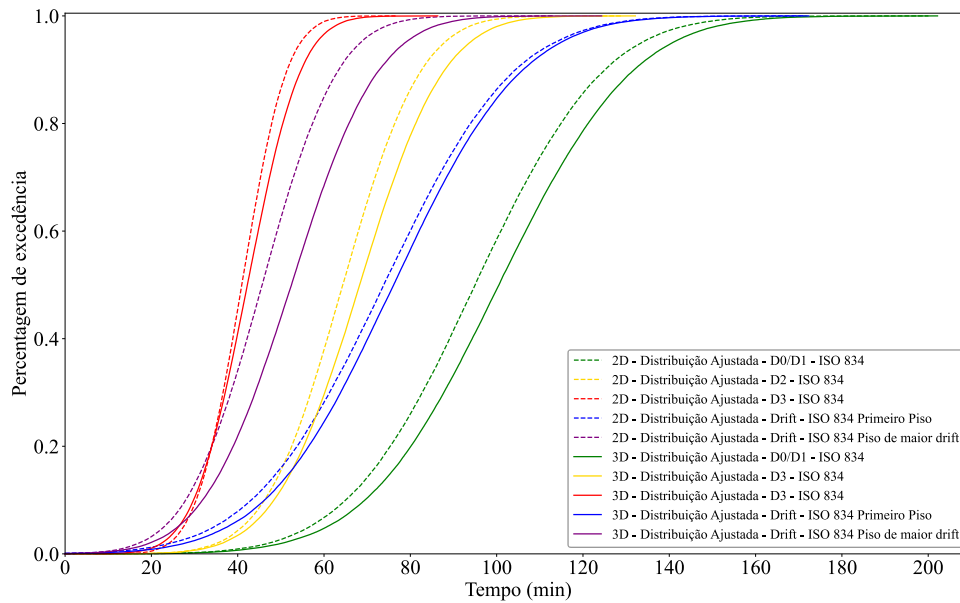


Figura 6. Percentagem de excedência do tempo até ao colapso dos pórticos de seis pisos 2D e 3D, para os danos D0/D1, D2, D3.

Quadro 5. Média e desvio padrão do tempo até ao colapso dos pórticos de seis pisos 2D e 3D.

Modelo	Dano	Incêndio	Média (min)	Desvio-padrão
2D – 6 Pisos	D0/D1	Primeiro Piso	95.07	23.42
	D2	Primeiro Piso	64.48	14.27
	D3	Primeiro Piso	40.92	8.27
	<i>Drift</i>	Primeiro Piso	73.95	24.00
	<i>Drift</i>	Piso de maior <i>drift</i>	45.62	13.85
3D – 6 Pisos	D0/D1	Primeiro Piso	100.49	24.46
	D2	Primeiro Piso	68.22	15.42
	D3	Primeiro Piso	42.29	9.77
	<i>Drift</i>	Primeiro Piso	76.20	23.34
	<i>Drift</i>	Piso de maior <i>drift</i>	52.41	15.96

CONCLUSÕES

Observou-se que os danos sísmicos podem afetar significativamente a resistência ao fogo dos pórticos 2D e 3D. O efeito é mais pronunciado em pórticos com dano D3, onde a armadura de aço é exposta ao fogo. Na comparação entre os modelos 2D e 3D, observou-se que a consideração de modelos 2D conduziu a tempos mais baixos até ao colapso quando comparados com os seus modelos 3D equivalentes. As diferenças entre os resultados dos pórticos de seis pisos são menos acentuadas do que as diferenças observadas nos pórticos de dois pisos. Além disso, estes resultados indicam que o desenvolvimento de análises em modelos 2D pode ser uma abordagem adequada e do lado da segurança para certos estudos relativos aos efeitos do fogo pós-sismo em estruturas de betão armado, quando comparado com modelos 3D mais complexos. É importante realizar estudos adicionais para validar estas observações de forma mais rigorosa, nomeadamente desenvolver um cenário de incêndio que afete todos os compartimentos de um piso dos pórticos 3D, de modo a melhor comparar os resultados com os modelos 2D.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) – Aveiro Research Center for Risks and Sustainability in Construction (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020]. Este trabalho foi também financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) no âmbito do projeto 2022.02100.PTDC – “Post Earthquake Fire Risk Assessment at Urban Scale” financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT). O primeiro autor agradece à FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia pela Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/148582/2019.

REFERÊNCIAS

- [1] R. Botting and A. Buchanan, “The Impact of Post-Earthquake Fire on the Urban Environment,” 1998.
- [2] N. E. Khorasani and M. E. M. Garlock, “Overview of fire following earthquake: historical events and community responses,” *Int J Disaster Resil Built Environ*, vol. 8, no. 2, pp. 158–174, 2017, doi: 10.1108/IJDRBE-02-2015-0005.
- [3] J. Eidinger, L. de Castro, and D. Ma, “The 1906 earthquake impacts on the San Francisco and Santa Clara water systems - What we learned, and what we are doing about it,” *Earthquake Spectra*, vol. 22, no. SPEC. ISS. 2, pp. 113–134, 2006, doi: 10.1193/1.2186986.
- [4] C. Scawthorn, T. D. O’Rourke, and F. T. Blackburn, “The 1906 San Francisco earthquake and fire - Enduring lessons for fire protection and water supply,” *Earthquake Spectra*, vol. 22, no. SPEC. ISS. 2, pp. S135–S158, 2006, doi: 10.1193/1.2186678.
- [5] M. Lou Zoback, “The 1906 earthquake and a century of progress in understanding earthquakes and their hazards,” *GSA Today*, vol. 16, no. 4–5, pp. 4–11, 2006, doi: 10.1130/GSAT01604.1.
- [6] R. Botting and A. Buchanan, “Building design for fire after earthquake,” in *12th World Conference on Earthquake Engineering*, 2000, pp. 1–8.
- [7] L. G. Canton, “San Francisco 1906 and 2006: An emergency management perspective,” *Earthquake Spectra*, vol. 22, no. SPEC. ISS. 2, pp. 159–182, 2006, doi: 10.1193/1.2181467.
- [8] S. Tobriner, “An EERI reconnaissance report: Damage to San Francisco in the 1906 earthquake - A centennial perspective,” *Earthquake Spectra*, vol. 22, no. SPEC. ISS. 2, pp. 11–41, 2006, doi: 10.1193/1.2186693.
- [9] C. Scawthorn, “Fire Following Earthquake,” *Fire Safety Science*, no. November, pp. 971–979, 1986, doi: 10.3801/iafss.fss.1-971.

- [10] J. M. Eidinger, C. Scawthorn, C. Mortgat, B. Heubach, D. Honegger, A. Schiff, A. Tang, N. Basoz, and K. Goettel, "Fire Following Earthquake," 2004.
- [11] T. Okazaki, T. Okubo, and E. Strobl, "Creative destruction of industries: Yokohama City in the Great Kanto Earthquake, 1923," *Journal of Economic History*, vol. 79, no. 1, pp. 1–31, Mar. 2019, doi: 10.1017/S0022050718000748.
- [12] K. Himoto, "Comparative Analysis of Post-Earthquake Fires in Japan from 1995 to 2017," *Fire Technol*, vol. 55, no. 3, pp. 935–961, 2019, doi: 10.1007/s10694-018-00813-5.
- [13] Helen Regan, Sana Noor Haq, Antoinette Radford, and Elise Hammond, "January 1, 2024 Japan earthquake," *CNN*, Jan. 02, 2024. <https://edition.cnn.com/asia/live-news/japan-ishikawa-earthquake-01-01-24/index.html> (accessed Feb. 04, 2024).
- [14] B. Behnam and H. Ronagh, "Performance of reinforced concrete structures subjected to Fire following earthquake," *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 17, no. 4, pp. 270–292, 2013, doi: 10.1080/19648189.2013.783882.
- [15] B. Behnam and H. R. Ronagh, "Post-earthquake fire resistance of CFRP strengthened reinforced concrete structures," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 23, no. March 2013, pp. 814–832, 2011.
- [16] B. Behnam, H. R. Ronagh, and H. Baji, "Methodology for investigating the behavior of reinforced concrete structures subjected to post earthquake fire," *Advances in concrete construction*, vol. 1, no. 1, pp. 29–44, 2013, doi: 10.12989/acc.2013.1.1.029.
- [17] H. R. Ronagh and B. Behnam, "Investigating the Effect of Prior Damage on the Post-earthquake Fire Resistance of Reinforced Concrete Portal Frames," *Int J Concr Struct Mater*, vol. 6, no. 4, pp. 209–220, 2012, doi: 10.1007/s40069-012-0025-9.
- [18] B. Behnam, P. J. Lim, and H. R. Ronagh, "Plastic Hinge Relocation in Reinforced Concrete Frames as a Method of Improving Post-earthquake Fire Resistance," *Structures*, vol. 2, pp. 21–31, 2015, doi: 10.1016/j.istruc.2014.12.003.
- [19] H. Vitorino, H. Rodrigues, and C. Couto, "Evaluation of post-earthquake fire capacity of a reinforced concrete one bay plane frame under ISO fire exposure," *Structures*, vol. 23, no. November 2019, pp. 602–611, 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2019.12.009.
- [20] H. Vitorino, H. Rodrigues, and C. Couto, "Evaluation of post-earthquake fire capacity of reinforced concrete elements," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 128, no. May 2019, p. 105900, 2020, doi: 10.1016/j.soildyn.2019.105900.
- [21] H. Vitorino, P. Vila Real, C. Couto, and H. Rodrigues, "Post-Earthquake Fire Assessment of Reinforced Concrete Frame Structures," *Structural Engineering International*, no. May, 2022, doi: 10.1080/10168664.2022.2062084.
- [22] B. Behnam and H. R. Ronagh, "A Post-Earthquake Fire Factor to Improve the Fire Resistance of Damaged Ordinary Reinforced Concrete Structures," 2013.
- [23] B. Wu, F. Liu, and W. Xiong, "Fire behaviours of concrete columns with prior seismic damage," *Magazine of Concrete Research*, vol. 69, no. 7, pp. 365–378, Apr. 2017, doi: 10.1680/jmacr.15.00497.
- [24] A. H. Shah, U. K. Sharma, P. Kamath, P. Bhargava, G. R. Reddy, and T. Singh, "Fire performance of earthquake-damaged reinforced-concrete structures," *Mater Struct*, vol. 49, no. 7, pp. 2971–2989, 2016, doi: 10.1617/s11527-015-0699-y.
- [25] A. H. Shah, U. K. Sharma, P. Kamath, P. Bhargava, G. R. Reddy, and T. Singh, "Effect of Ductile Detailing on the Performance of a Reinforced Concrete Building Frame Subjected to Earthquake and Fire," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 30, no. 5, pp. 1–17, 2016, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000881.

- [26] A. Ervine, M. Gillie, T. J. Stratford, and P. Pankaj, “Thermal Propagation through Tensile Cracks in Reinforced Concrete,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, no. May, pp. 516–522, 2012, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000417.
- [27] B. Wu, W. Xiong, and B. Wen, “Thermal fields of cracked concrete members in fire,” *Fire Saf J*, vol. 66, pp. 15–24, 2014, doi: 10.1016/j.firesaf.2014.04.003.
- [28] J. M. Franssen, “2005 SAFIR. A thermal/structural program for modelling structures under fire,” *Engineering Journal*, vol. 42, no. 3, pp. 143–158, 2005, [Online]. Available: [http://orbi.ulg.ac.be/bitstream/2268/2928/1/2005 SAFIR. A thermal-structural program for modelling structures under fire - EJ.pdf](http://orbi.ulg.ac.be/bitstream/2268/2928/1/2005_SAFIR_A_thermal-structural_program_for_modelling_structures_under_fire_-_EJ.pdf).
- [29] J. M. Franssen and T. Gernay, “Modeling structures in fire with SAFIR®: Theoretical background and capabilities,” *Journal of Structural Fire Engineering*, vol. 8, no. 3, pp. 300–323, 2017, doi: 10.1108/JSFE-07-2016-0010.
- [30] J. Franssen and V. R. Kodur, “Elements of theory for SAFIR 2002: A computer program for analysis of structures submitted to the fire,” no. August 2014, pp. 1–34, 2002.
- [31] J.-M. Franssen and T. Gernay, “User’s manual for SAFIR (version 2022). A computer program for analysis of structures subjected to fire. Part 1: general considerations,” Liege, 2023.
- [32] R. Sousa, A. C. Costa, and A. G. Costa, “Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural,” 2019. [Online]. Available: www.lnec.pt.
- [33] RBA, “Regulamento do betão armado,” *Diário do Governo - I Série - Número 240, Decreto n.º 25:948 - 16 de Outubro de 1935*, no. 1935-10–16. Decreto-Lei N.º 4036, Lisboa, Portugal, 1935.
- [34] REBA, “Regulamento de Estruturas de Betão Armado,” *Diário do Governo - I Série Número 119 - 20 de Maio de 1967*. Decreto Lei N.º 47723, Lisboa, Portugal, 1967.
- [35] REBAP, “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado,” *Diário da República - I Série N.º 174 - 30 de Julho de 1983*. Decreto-Lei N.º 349-C/83, Lisboa, Portugal, 1983.
- [36] CEN, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*, no. 2004. Brussels, Belgium: CEN, 2004.
- [37] “NP EN 1992-1-2 2010, Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão Parte 1-2: Regras gerais Verificação da resistência ao fogo,” p. 109, 2010.
- [38] “NP EN 1993-1-2 2010, Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço Parte 1-2: Regras gerais Verificação da resistência ao fogo,” 2010.
- [39] Seismosoft, “SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures.” Available in: www.seismosoft.com.
- [40] R. Sousa, J. P. Almeida, A. A. Correia, and R. Pinho, “Shake Table Blind Prediction Tests: Contributions for Improved Fiber-based Frame Modelling,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 24, no. 9, pp. 1435–1476, Sep. 2020, doi: 10.1080/13632469.2018.1466743.
- [41] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1989.
- [42] M. Menegotto and P. Pinto, “Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending,” 1973.

Dimensionamento de pilares de pontes – Análise combinada de cargas aplicadas, deformações impostas e efeitos de 2ª ordem

M. Leão¹

M. Ferraz²

R. Bastos³

RESUMO

Os tabuleiros das pontes de betão armado pré-esforçado sofrem variações no seu comprimento maioritariamente devido aos seguintes fatores: encurtamento instantâneo e diferido devido ao pré-esforço; retração do betão e variação de temperatura. Tendo em consideração que o tabuleiro de uma ponte apresenta geralmente uma rigidez axial muito mais elevada do que a rigidez à flexão dos seus pilares, essas variações de comprimento traduzem-se em deformações impostas no topo dos pilares fixos ou monolíticos com o tabuleiro.

Nesta comunicação descreve-se a metodologia desenvolvida em [1] para avaliar o comportamento de pilares de pontes e viadutos quando sujeitos à solicitação combinada de cargas aplicadas, deformações impostas (variações de temperatura, retração e fluência do betão) e efeitos de 2ª ordem. A abordagem adotada assenta na perspetiva da determinação das consequências das deformações impostas no dimensionamento estrutural de pilares de pontes em betão armado. De forma geral, pretende-se verificar se determinado pilar, sujeito a um conjunto de cargas aplicadas, apresenta resistência e/ou ductilidade para acomodar uma dada deformação imposta bem como os correspondentes efeitos de 2ª ordem.

Palavras-chave: Pilar, encurvadura, efeitos diferidos, deformações impostas, efeitos de 2ª ordem.

1. INTRODUÇÃO

Na atualidade, um dos aspetos particularmente relevantes na conceção global de viadutos ou pontes diz respeito à escolha do tipo de ligação entre o tabuleiro e os pilares que o suportam. Nesta comunicação discute-se a análise combinada de cargas aplicadas, deformações impostas e efeitos de segunda ordem no dimensionamento de pilares de pontes e viadutos.

Os regulamentos atualmente em vigor admitem a possibilidade de os efeitos das deformações impostas não serem considerados nas verificações de segurança em estado limite último de resistência desde que, a ductilidade e capacidade de rotação das secções de betão armado sejam suficientes para acomodarem essas deformações e desde que os efeitos de 2ª ordem não sejam importantes na verificação dos estados limites últimos de estabilidade. No entanto, os regulamentos são pouco explícitos nas metodologias de análise e dimensionamento estrutural que devem ser usadas para considerar os efeitos deste tipo de solicitações no projeto de estruturas.

¹ Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. up201806088@fe.up.pt

² Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal. ferraz@fe.up.pt

³ Adão da Fonseca – Engenheiros consultores, Lda, Porto, Portugal. renato.bastos@adfconsultores.com

Os objetivos iniciais dos estudos que conduziram à presente comunicação assentam na aplicação dos procedimentos “clássicos aproximados” para estimar a relação entre curvatura na secção crítica e deslocamento no topo do pilar. Com estas relações aproximadas obter-se-ia também a correspondência entre curvatura e momento fletor de 2ª ordem, fazendo uso da formulação do método da coluna modelo [2]. Contudo, foi possível apresentar uma metodologia melhorada baseada numa avaliação mais rigorosa das relações acima descritas, contabilizando corretamente o comportamento fisicamente não linear das secções de betão armado.

2. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na conceção global de viadutos e pontes, o processo de seleção das condições de apoio entre o tabuleiro e os pilares deve ter em atenção vários fatores, nomeadamente, economia global da obra, extensão da ponte, altura dos pilares, solicitações atuantes, durabilidade, distância dos pilares ao centro de rigidez da ponte, tipos de aparelho de apoio disponíveis no mercado. Os tabuleiros das pontes sofrem variações no seu comprimento maioritariamente devido aos seguintes fatores: encurtamento instantâneo e diferido devido ao pré-esforço, retração do betão e variação uniforme de temperatura. Tendo em consideração que o tabuleiro de uma ponte apresenta geralmente uma rigidez axial muito mais elevada do que a rigidez à flexão dos seus pilares, essas variações de comprimento traduzem-se em deformações impostas no topo dos pilares fixos ou monolíticos com o tabuleiro.

O estudo dos efeitos das deformações impostas em pilares de pontes de betão armado tem vindo a ganhar importância devido ao aumento da utilização de ligações monolíticas entre a superestrutura (tabuleiro) e os pilares, ao invés do uso de aparelhos de apoio. Em Portugal, tal como na generalidade dos países, o uso deste tipo de ligações ganha cada vez mais relevância tendo em conta as vantagens oferecidas pela construção monolítica em termos de estética, menores custos de manutenção e riscos reduzidos de danos causados pelos sismos.

3. DEFORMAÇÕES IMPOSTAS

O efeito combinado de cargas aplicadas e deformações impostas em pilares de edifícios é um assunto que tem vindo a ser estudado por vários autores [3][4][5]. Para edifícios de grande dimensão em planta, sujeitos a variações de comprimento consideráveis nos elementos horizontais, é necessário verificar a capacidade de os elementos verticais acomodarem essas deformações quer em estado limite último (ELU) quer em condições de serviço.

Na verificação da capacidade em ELU analisa-se se o pilar apresenta resistência e/ou ductilidade suficientes para acomodar o efeito combinado da carga aplicada e da deformação imposta. Recorrendo ao diagrama momento-curvatura da secção em causa e partindo do “ponto” correspondente ao “estado de carregamento inicial” do pilar aplica-se a variação de curvatura equivalente à deformação imposta, apurando se é possível acomodar a referida deformação e, em caso afirmativo, determinando qual é o respetivo incremento de momento fletor atuante, conforme representado na Figura 1.

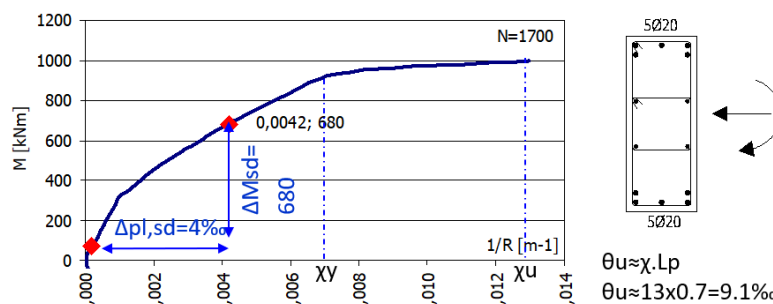


Figura 1. Variação de curvatura e aumento de momento fletor correspondente - [3].

A presente comunicação pretende abordar a temática do efeito combinado de cargas aplicadas e deformações impostas numa outra perspetiva. Para um dado pilar com secção e armadura definida, determina-se a resistência da secção “disponível para os efeitos das cargas aplicadas” ($M_{rd,corrigido}$) quando combinadas com a deformação imposta considerada. A partir do ponto mais à direita do diagrama momento-curvatura faz-se a construção inversa à do processo anterior, calculando a máxima curvatura e o máximo momento fletor que podem estar instalados no pilar, devido às cargas aplicadas, de forma a ser possível acomodar a variação de curvatura equivalente à deformação pretendida, ilustrado na Figura 2. O objetivo da metodologia é avaliar explicitamente os efeitos deste fenómeno, servindo de auxílio na escolha da opção mais indicada para a ligação entre pilar e tabuleiro.

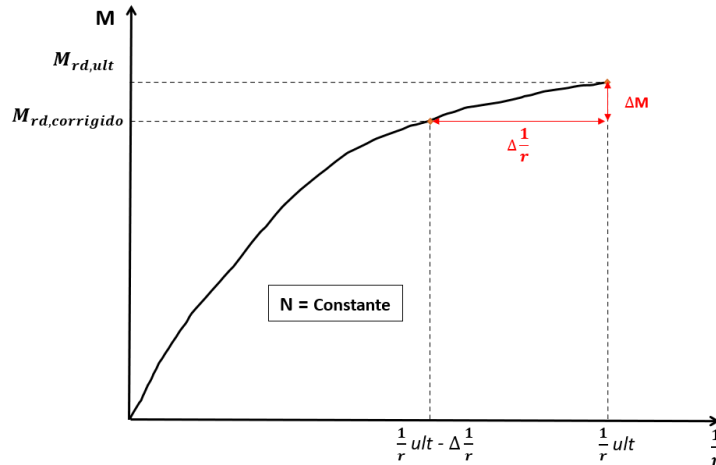


Figura 2. Momento resistente corrigido - Deformação imposta.

A principal dificuldade adjacente a esta análise consiste em estabelecer uma relação correta entre os deslocamentos aplicados no topo do pilar e a correspondente variação de curvatura na sua secção crítica. Os diagramas momento curvatura ($M-1/r$) podem apresentar diferentes configurações dependendo de fatores como: a taxa de armadura, o nível de carregamento do pilar, o coeficiente de fluência, entre outros. Em alguns casos, os diagramas apresentam patamares de plastificação pronunciados, sendo admissível a formação de uma rótula plástica. Noutros casos, de menor ductilidade, esses patamares são praticamente inexistentes, podendo admitir-se um regime mais próximo do elástico-linear.

Posto isto, e considerando-se estar perante cada um dos cenários representados na Figura 3, foram estabelecidas duas relações entre as deformações impostas e a respetiva variação de curvatura.

A primeira relação admite um regime próximo do linear, onde a relação entre deformação no topo do pilar e a curvatura na sua base pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$\delta = \frac{l_0^2}{c} \times \left(\frac{1}{r}\right) \quad (1)$$

A constante, c , depende da forma expectável do diagrama de momentos fletores.

A segunda admite que o diagrama ($M-1/r$) apresenta um patamar de plastificação suficiente para criar uma rótula plástica, ou seja admite-se que há uma concentração de curvatura na base do pilar. Há diversas formulações para estimar o comprimento da rótula plástica, L , sendo na presente comunicação considerada igual à altura útil da secção, d . Desta forma, “em regime plástico”, a relação entre deformação imposta no topo do pilar e curvatura na base pode ser expressa por:

$$\delta = d \times L \times \left(\frac{1}{r}\right) \quad (2)$$

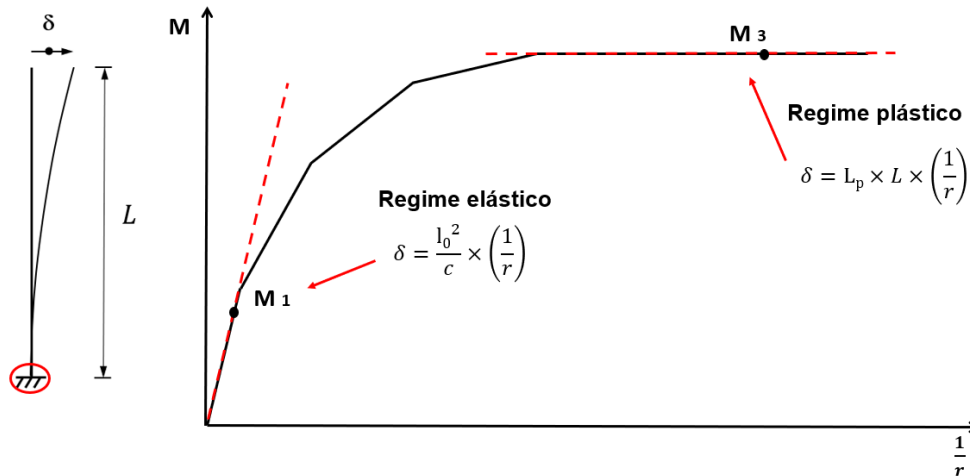


Figura 3. Representação da relação entre uma deformação imposta, δ , e a curvatura ($1/r$) num pilar de altura, L .

Determinadas as relações entre deformação imposta e variação de curvatura, é possível determinar o momento resistente corrigido, $M_{rd, corrigido}$, capaz de acomodar uma determinada deformação imposta no topo do pilar. Note-se que, para o mesmo valor de deformação imposta, a correspondente variação de curvatura calculada em regime plástico é sempre consideravelmente superior à calculada em regime elástico. Determinada a variação de curvatura correspondente à deformação imposta é necessário encontrar o valor do momento fletor associado não à curvatura última, mas a uma curvatura menor, obtida subtraindo à curvatura última o valor da variação de curvatura correspondente à deformação imposta, como descrito na Figura 2.

Este valor corresponde ao máximo momento fletor que pode estar instalado na secção antes de ser aplicada a deformação pretendida, isto é, corresponde à resistência da secção “disponível para outras solicitações” mantendo a folga necessária para acomodar a referida deformação.

4. DEFORMAÇÕES IMPOSTAS E EFEITOS DE 2 ORDEM

Como referido anteriormente o método de cálculo apresentado não contabiliza os efeitos de 2ª ordem devido às deformações impostas. Tendo em consideração que os pilares de pontes são, em muitos casos, elementos esbeltos e que apresentam níveis de carregamento axial consideráveis, verifica-se que quando são sujeitos a deformações impostas, o deslocamento do topo do pilar a par do seu esforço axial, provocam uma alteração não desprezável nos momentos fletores instalados.

À medida que se dá a deformação lateral, há um acréscimo de momento fletor provocado pelo esforço axial e pela excentricidade no topo do pilar, esse momento fletor denomina-se momento fletor de 2ª ordem. A deformação lateral irá continuar até que se estabeleça uma relação de equilíbrio entre as forças externas e a forças internas em todas as secções do pilar, no entanto pode acontecer que esse equilíbrio não seja atingido e o pilar sofra instabilidade por encurvadura.

Neste sentido, o critério de dimensionamento dos pilares, em especial dos pilares de pontes, pode ser limitado pela sua estabilidade e não pela sua capacidade resistente, e é fortemente afetado pelos seguintes fatores: esbelteza, cargas atuantes, geometria do pilar, condições de fronteira, propriedades dos materiais, taxa de armadura e duração da aplicação da carga.

É assim que surge a necessidade de analisar a influência das deformações impostas ao pilar em conjunto com os efeitos de 2ª ordem inerentes às mesmas. O método da coluna modelo, representado na Figura 4, permite verificar que o acréscimo de momento de 2ª ordem é dado por uma relação linear e representado por uma reta, cujo declive é $N \times \frac{l_0^2}{10}$, que seguindo a terminologia de Javier Ortega [6], é

denominada por reta GL (Geometric Line) na presente comunicação, ou seja, a reta que representa os fenómenos de não linearidade geométrica.

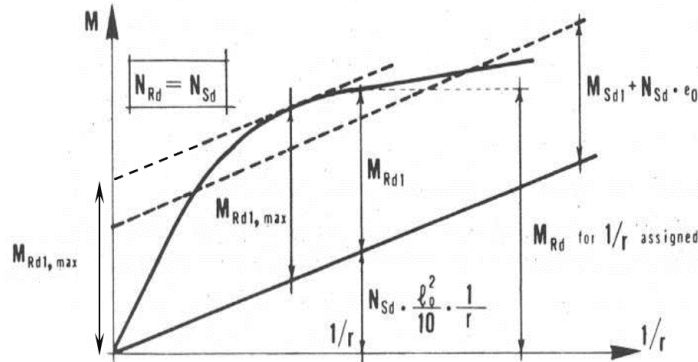


Figura 4. Método da coluna modelo – CEB [2].

Assim, com base no método da coluna modelo foi possível determinar duas relações entre variação de curvatura e conseqüente aumento de momento de 2º ordem tanto para regime elástico, reta GL, como para regime plástico, reta GL,pl, ilustradas na Figura 5.

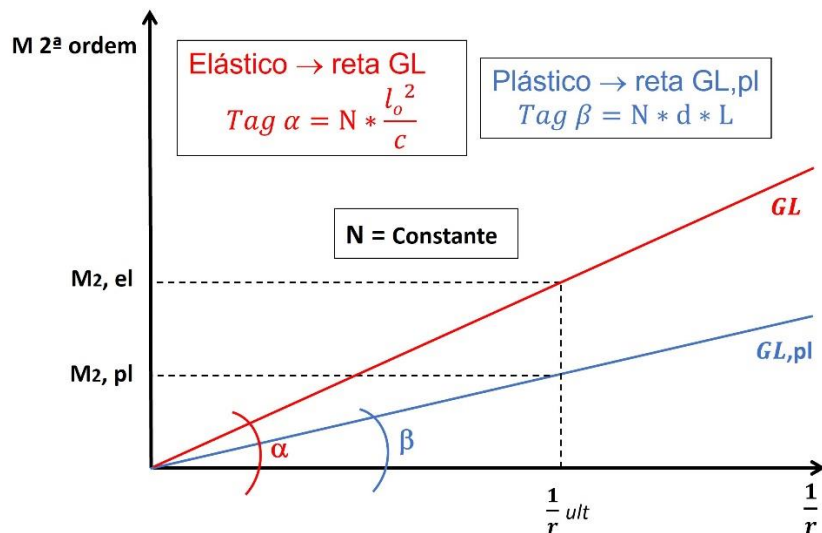


Figura 5. Efeitos de 2ª ordem - Representação gráfica das retas GL e GL,pl.

Através das retas GL ou GL,pl é possível obter o valor do momento fletor resistente corrigido, $M_{rd, corrigido 2}$, que tem em consideração não só a folga necessária para acomodar uma dada deformação imposta assim como os correspondentes efeitos de 2ª ordem. Para isso necessário encontrar a posição no diagrama (M-1/r) em que, partindo de um ponto inicial e aplicando a deformação imposta (variação de curvatura) e ainda contabilizando o aumento de momento fletor provocado pelos efeitos de 2ª ordem (reta GL) seja encontrada uma nova posição de equilíbrio.

Sendo o primeiro ponto associado a um equilíbrio estável enunciado no método da coluna modelo e o segundo ponto associado a uma nova posição de equilíbrio correspondente à solicitação deformação imposta. Este fenómeno pode ser interpretado graficamente como um “encaixe” da reta GL de acordo com o valor da variação de curvatura no diagrama (M-1/r), como representado na Figura 6. Sendo assim perceptível a influência da consideração dos efeitos de 2ª ordem inerentes à deformação imposta na redução da capacidade resistente do pilar.

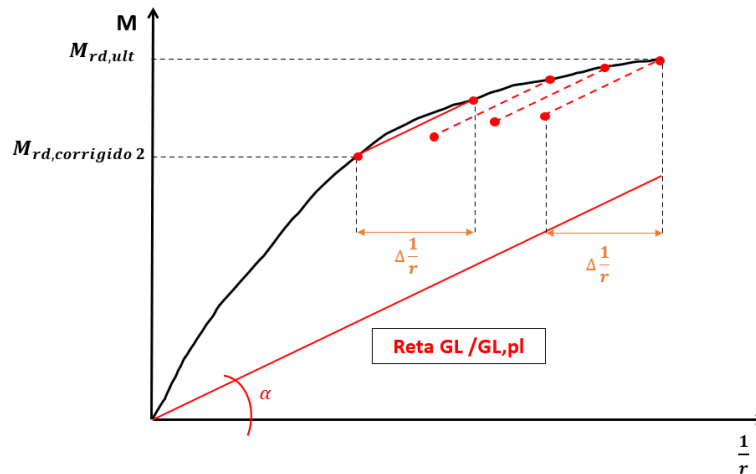


Figura 6. Momento resistente corrigido - Deformação imposta e efeitos de 2ª ordem.

5. DEFORMAÇÕES IMPOSTAS E EFEITOS DE 2 ORDEM – METODOLOGIA MELHORADA

Tal como descrito anteriormente, os métodos anunciados são válidos apenas se for assumido um regime linear ou um regime plástico. No entanto, caso o momento fletor instalado no pilar se situe numa posição intermédia do seu diagrama (M-1/r), Figura 7, as formulações anteriores deixam de ser corretas.

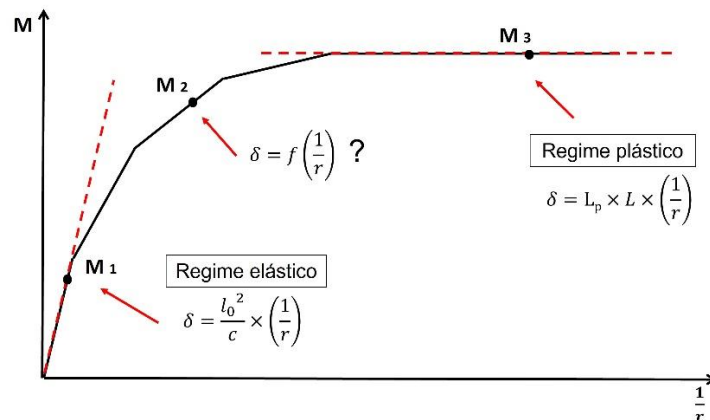


Figura 7. Diagrama Momento-curvatura.

Surge assim a necessidade de refinar os métodos propostos de modo a vencer estas lacunas. Como referido anteriormente, ao fenómeno das deformações impostas estão associados não só efeitos de não linearidade geométrica como também efeitos de não linearidade física.

O problema a resolver tem, então, duas partes:

- Estabelecer de forma exata a relação entre a curvatura da secção crítica e o momento de 2ª ordem devido ao deslocamento imposto no topo do pilar;
- Calcular, com o máximo rigor possível, para cada valor de curvatura inicial, qual a variação de curvatura necessária para impor um determinado valor de deslocamento no pilar.

Nos estudos paramétricos efetuados em [1] foi possível identificar que as abordagens “clássicas” com as “retas GL e GL,pl” possuem as seguintes limitações:

- a abordagem com a reta GL pode estar “contra a segurança”;
- a abordagem com a reta GL,pl é geralmente conservativa mas, em alguns casos, os seus resultados podem ser menos gravosos do que os da reta GL.

Desta forma, torna-se óbvia a importância de definir, o mais corretamente possível, a relação entre o deslocamento no topo do pilar (e consequentemente, momento de 2ª ordem) e a curvatura na secção crítica.

O estabelecimento de uma relação rigorosa entre deslocamento e curvatura, para qualquer valor de momento fletor instalado permitiria descrever corretamente os efeitos de 2ª ordem devidos a um dado valor da variação de curvatura imposta. Esta descrição deveria ser válida para qualquer valor do diagrama (M-1/r), desde o “regime elástico-linear” até ao “regime plástico”. Daqui se conclui que a relação entre deslocamento e curvatura não pode ser de proporcionalidade direta, deixando de ser uma reta (GL ou GL,pl) e passando a ser uma curva que se denominará de GL*, representada na Figura 8, seguindo a nomenclatura proposta por Javier Ortega [6].

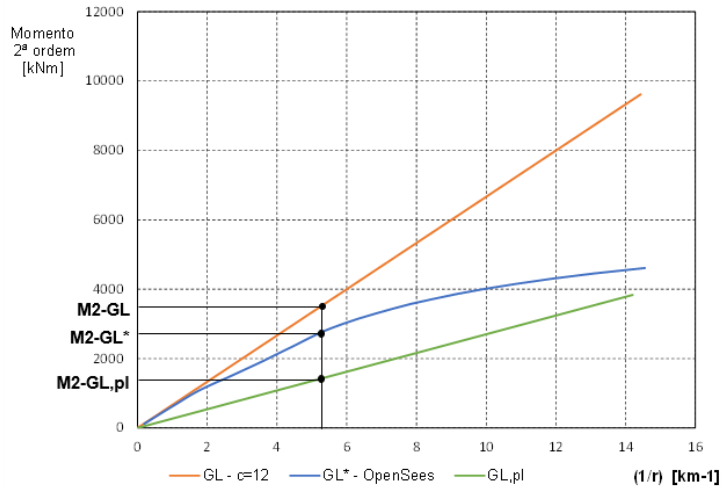


Figura 8. Efeitos de 2ª ordem - Representação gráfica das retas GL e GL,pl e da curva GL*.

Ou seja, a curva GL* terá em conta o comportamento fisicamente não linear da secção de betão armado do pilar ao longo de toda a sua altura. Partindo do diagrama de momentos fletores instalados no pilar, é possível determinar o correspondente diagrama de curvaturas à custa da relação não-linear materializada no diagrama (M-1/r) da secção. Por dupla integração, obtém-se o deslocamento no topo do pilar ficando assim resolvida a “primeira parte do problema” (Figura 9).

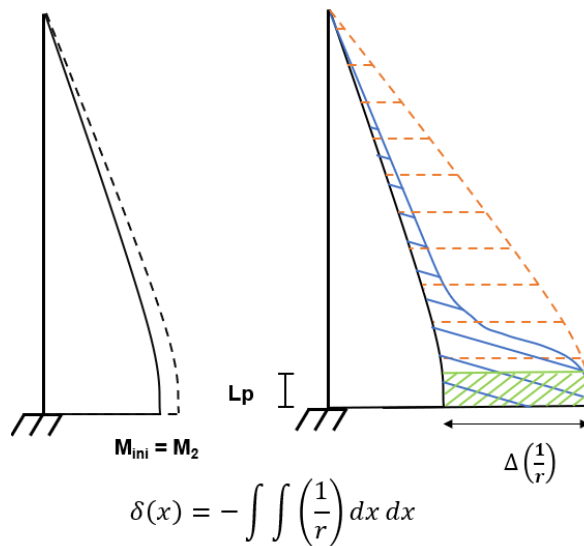


Figura 9. Relação momento fletor – curvatura ao longo do pilar.

A “segunda parte” diz respeito ao cálculo da variação de curvatura da secção crítica que é necessário considerar para provocar, no topo do pilar, um determinado acréscimo de deslocamento. Ou seja, ao contrário do que acontecia nos métodos de cálculo anteriormente, o valor de $\Delta \frac{1}{r}$ deixa de ser constante para cada valor de deformação imposta pois, dependendo do momento fletor instalado no pilar, a que corresponde uma dada posição no diagrama (M-1/r), iguais variações de curvatura na secção de encastramento dão origem a diferentes valores de deslocamento no topo do pilar. Dito de outra forma, para obter a mesma deformação imposta, a variação de curvatura que é necessário instalar na secção crítica vai crescendo desde o “regime elástico” até ao “regime plástico”. Torna-se assim necessário definir uma nova função que, para cada valor de curvatura inicial instalada na secção, forneça a variação de curvatura necessária para atingir um determinado valor de deslocamento pretendido.

Para isso, foram definidas as seguintes funções $f(x)$ e $g(x)$ que representam o diagrama (M-1/r) e a curva GL* respetivamente. Com o diagrama (M-1/r), a curva GL* e a relação entre curvatura inicial e variação de curvatura - função $z(x)$, é possível definir a relação entre as funções $f(x)$, $g(x)$ e $z(x)$, representadas na Figura 10.

$$\{f(x + z(x)) - f(x)\} - \{g(x + z(x)) - g(x)\} = 0 \quad (3)$$

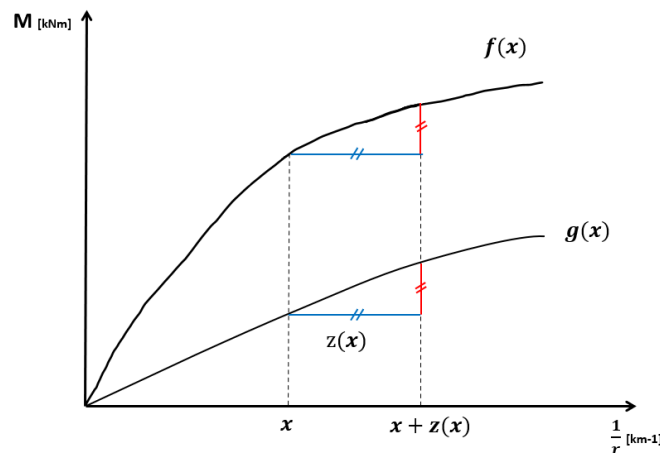


Figura 10. Representação gráfica das funções $f(x)$, $g(x)$ e $z(x)$.

Com esta abordagem, pode-se estabelecer a relação entre o momento inicial instalado no pilar e a variação de curvatura referente a uma determinada deformação imposta. Neste sentido, é possível recriar o “encaixe” da curva GL* no diagrama (M-1/r), como representado na Figura 11, e, conseqüentemente, determinar o valor do momento resistente corrigido tendo em conta as deformações impostas assim como os correspondentes efeitos de 2ª ordem, contemplando o comportamento fisicamente não linear ao longo de todo o pilar.

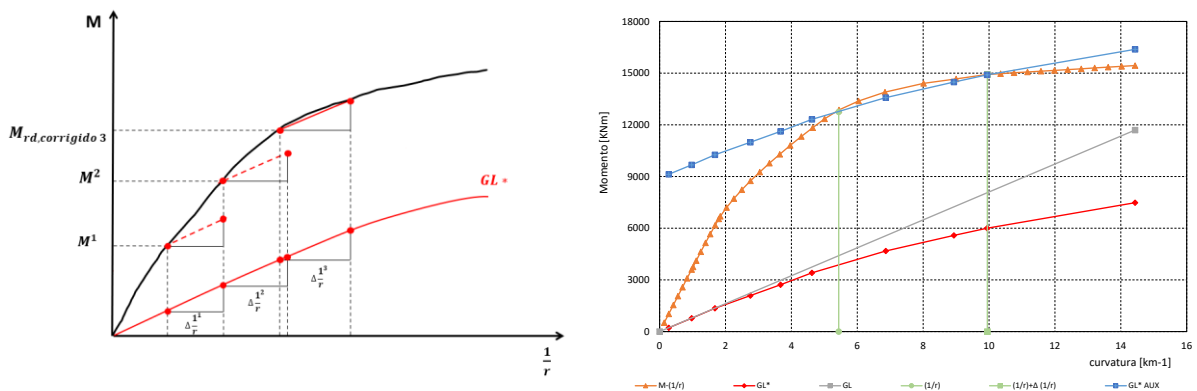


Figura 11. Método EDI2_GL* - Exemplo de aplicação.

6. APLICAÇÕES

A metodologia apresentada anteriormente foi aplicada no estudo de dois pilares do Viaduto de Belverde [7], de modo a verificar se seria possível optar por uma ligação pilar-tabuleiro através de um apoio fixo e com isso reduzir os custos da obra e da manutenção inerente aos aparelhos de apoio especiais do tipo “STU” (“Shock Transmission Unit”).

A secção transversal do tabuleiro deste viaduto é composta por uma laje vigada com duas nervuras trapezoidais de altura constante e igual a 1.5 m em todo o seu comprimento. Para apoiar o tabuleiro adotou-se um pilar vertical em betão armado, por cada viga, com secção circular constante de diâmetro 1.4 m (Figura 12). Os pilares apresentam alturas que variam entre os 7.5 m e os 11 m.

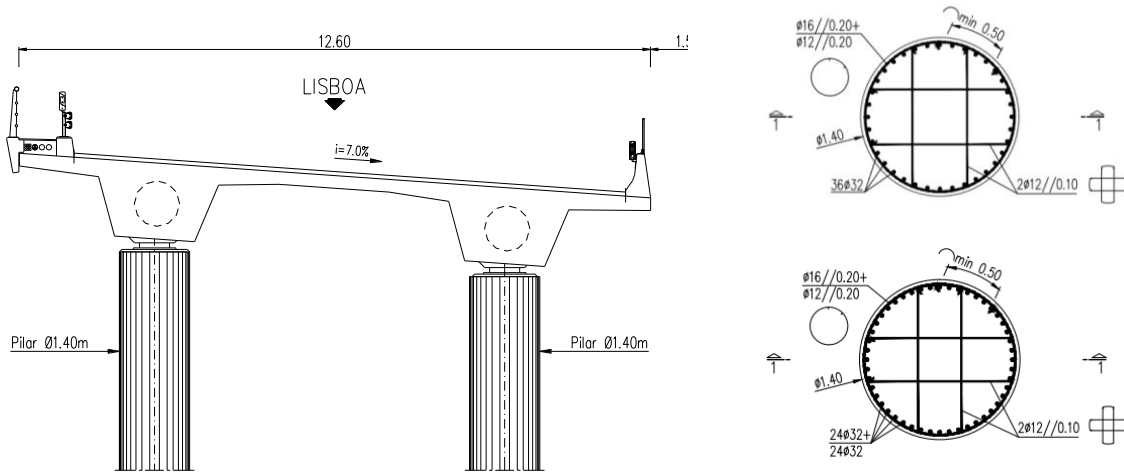


Figura 12. Corte junto dos pilares e secção transversal dos pilares - P1 e P2.

Recorrendo à memória justificativa dos cálculos do viaduto [7] foram obtidos os deslocamentos no topo para cada uma das solicitações atuantes. Note-se que no cálculo do deslocamento total, δ_{total} , tendo em consideração a combinação de carga em análise (Estado Limite Último - ação variável base sobrecarga), a parcela correspondente ao deslocamento devido à temperatura é multiplicada pelo coeficiente de redução $\psi_0 = 0.6$ de acordo com a regulamentação em vigor. O coeficiente de fluência equivalente foi determinado de modo a contabilizar de forma ponderada os deslocamentos associados a cada uma das parcelas da deformação imposta, sendo neste sentido possível analisar o seu efeito num único diagrama (M-1/r). O referido coeficiente pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$\frac{\delta_{total}}{1 + \varphi_{eq}} = \frac{\delta_{pre}}{1 + \varphi} + \frac{\delta_{ret}}{1 + \chi\varphi} + \frac{\delta_{temp}}{1} \quad (4)$$

Tendo por base o coeficiente de fluência equivalente previamente determinado e o valor do esforço axial de cada pilar para a combinação de ações considerada ($N_{Ed} = 8000$ kN), obtiveram-se os respetivos diagramas momento-curvatura (M-1/r) ficando, assim, reunidas as condições necessárias à avaliação da capacidade de os pilares P1 e P2 poderem acomodar as deformações impostas e os seus efeitos de 2ª ordem.

Foi calculado o “momento fletor resistente corrigido” através dos três métodos previamente mencionados, tendo sido obtidos os valores de $M_{Rd,P1,corr} = 7554$ kNm e $M_{Rd,P2,corr} = 8089$ kNm com a metodologia EDI2_GL*.

O valor do momento fletor atuante nos pilares P1 e P2 para a ação de base sobrecarga, contabilizando os efeitos da frenagem, do vento e a imperfeição geométrica dos pilares, obtido a partir do modelo de cálculo global do Viaduto de Belverde, é $M_{EdP1} = 1057$ kNm e $M_{EdP2} = 1300$ kNm.

Nota-se que os valores dos momentos fletores atuantes, na direção longitudinal do tabuleiro, são muito inferiores aos momentos fletores resistentes corrigidos com os efeitos das deformações impostas.

Refere-se que dada a localização do viaduto na zona Sul do país, o dimensionamento dos pilares foi fortemente condicionado pela verificação da segurança à ação sísmica, o que explica o sobredimensionamento para as restantes situações de projeto. Note-se que, de acordo com a normativa atual, não é necessário combinar os efeitos da ação sísmica com os efeitos provocados pelas deformações impostas. Com esta abordagem, e tendo em conta apenas as verificações de segurança em estado limite último, justifica-se que nos pilares em causa poderiam ter sido adotados aparelhos de apoio fixos.

7. CONCLUSÕES

A presente comunicação aborda a problemática do estudo da resposta de pilares de pontes quando sujeitos à combinação de cargas aplicadas, deformações impostas e efeitos de 2ª ordem.

Inicialmente descreveu-se a uma metodologia que permite avaliar a resposta, em termos quantitativos, dos pilares de pontes quando sujeitos a deformações impostas, em casos em que os efeitos da não linearidade geométrica não são condicionantes para o cálculo da sua capacidade resistente.

De seguida, foi introduzida a contabilização dos efeitos de 2ª ordem inerentes às deformações impostas, recorrendo, para isso, à abordagem do método da coluna modelo [2] que analisa este tipo de efeitos de forma simplificada.

Face à complexidade inerente aos fenómenos de não linearidade física e geométrica típicos dos pilares de betão armado, foi estudada a hipótese de aperfeiçoar os métodos propostos e contabilizar os efeitos de 2ª ordem de uma forma simples, no entanto mais exata do que a proposta nos métodos anteriores, surgindo assim o método de cálculo EDI2_GL*. O procedimento proposto constitui uma evolução das “metodologias clássicas aproximadas” baseadas na filosofia da coluna modelo, tendo ficado demonstrada a sua adequabilidade e as vantagens da sua utilização ao permitir sistematizar uma série de características comportamentais que são úteis na conceção global de viadutos e pontes.

Por último, as diferentes metodologias apresentadas foram postas em prática a um caso real, ao Viaduto de Belverde, tendo-se concluído que, perante a análise em estado limite último, os seus pilares apresentariam capacidade de acomodar as deformações neles impostas.

REFERÊNCIAS

- [1] Leão, M. *Dimensionamento de Pilares de Pontes – Análise Combinada de Cargas Aplicadas, Deformações Impostas e Efeitos de 2ª ordem*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [2] Comité Euro-International du Béton (CEB), Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP), *Manual of Buckling and Instability*, The Construction Press, 1978.
- [3] Camara, J., Figueiredo, C. *Concepção de edifícios com grande área de implantação*. Encontro Nacional de BETÃO ESTRUTURAL, 24/10/2012.
- [4] Camara, J., Luís, R., *Structural response and design criteria for imposed deformations superimposed to vertical loads*, JSJ, 2006.
- [5] Almeida, J., Camara, J., Lourenço, M., *Efeitos de deformações impostas/restringidas. Juntas de dilatação em edifícios de betão*. Estruturas de Edifícios, Instituto Superior Técnico, 2011.
- [6] Ortega, J. *Cálculo de pilas com aparato de apoyo tipo pot y tablero com punto fijo*. Dissertação de Doutoramento, Universidad Politécnica de Madrid, 2014.
- [7] Adão Da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda - SUBCONCESSÃO DO BAIXO TEJO / IC32 – Palhais – Coia / Trecho 3 – Palhais – Laranjeiras. *Obras de Arte Especiais / VIADUTO DE BELVERDE*. Projecto de Execução - MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA, 2010.

Modelação numérica de ligações de painéis de fachada horizontais em edifícios industriais pré-fabricados em betão armado

L. Ostetto¹ **J. Fonseca**¹ **R. Sousa**² **P. Fernandes**³ **H. Rodrigues**¹

RESUMO

Os recentes sismos ocorridos em Itália e em Turquia expuseram as principais vulnerabilidades dos edifícios pré-fabricados em betão armado (PFBA), especialmente problemas críticos relacionados com o fraco desempenho das ligações entre os painéis de fachada e a estrutura principal, levando ao colapso desses elementos não-estruturais. A prática comum em projeto de edifícios industriais PFBA geralmente negligência a contribuição dos painéis, considerando que eles não contribuem para o comportamento sísmico do edifício. No entanto, vários autores afirmam que os painéis podem contribuir significativamente para a resposta sísmica do edifício. Em Portugal, a disposição dos painéis de fachada mais comum observada em edifícios PFBA é a horizontal, fixada aos pilares, sendo considerada como as mais vulneráveis ao sismo. Com base na falta de estudos das ligações normalmente utilizadas em Portugal, foi realizada uma campanha experimental com vista a compreender o comportamento sísmico e a capacidade destas ligações. Os resultados experimentais serviram de base para a definição de uma estratégia de modelação numérica destas ligações, com o objetivo de obter uma avaliação sísmica mais precisa e promover a aplicação em simulações futuras. Os resultados da análise numérica foram avaliados em termos da curva força-deslocamento bem como em termos de energia dissipada.

Palavras-chave: Edifícios pré-fabricados; Ligação de painéis; Comportamento sísmico; Pannel de fachada horizontal; Modelação numérica.

1. INTRODUÇÃO

No parque industrial europeu, os edifícios pré-fabricados em betão armado (PFBA) são uma tipologia comum [1] e, geralmente, utilizam soluções de painel de fachada pré-fabricados. Existem dois tipos de disposições de painéis de fachada, os horizontais e verticais. No parque industrial português, a disposição habitualmente utilizada é a horizontal (Fig. 1), fixada aos pilares [1]–[3], sendo considerada como a mais vulnerável à ação sísmica [4]–[6].

¹ RISCO, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. lianaostetto@ua.pt; jfonseca@ua.pt; hrodrigues@ua.pt

² RISCO, Vigobloco SA, Ourém, Portugal. romains@vigobloco.pt

³ CERIS, Politécnico de Leiria, Leiria, Portugal. paulo.fernandes@ipleiria.pt



Figura 1. Edifícios industriais PFBA com painéis de fachada horizontais.

A vulnerabilidade sísmica observada em edifícios PFBA chamou a atenção para a necessidade de garantir a segurança dessas estruturas existentes após um evento sísmico. A prática atual de projeto desses edifícios assume que os painéis de fachada são elementos não estruturais, na maioria das vezes desconsiderando sua contribuição para a resposta sísmica do edifício [7], [8]. No entanto, os danos observados nos sismos de L'Aquila em 2009, Emília em 2012 e Turquia em 2023, mostraram que estes elementos têm uma contribuição significativa e não devem ser desprezados [7]–[11]. A necessidade de avaliar a vulnerabilidade sísmica de edifícios existentes levou vários autores a desenvolver soluções numéricas detalhadas para modelar a contribuição dos painéis de fachada [2], [6], [12]–[15].

Após uma revisão na literatura e considerando as propriedades do parque industrial português, percebeu-se que havia uma lacuna no estudo das ligações normalmente utilizadas em Portugal. Assim, foi realizada uma campanha experimental para as caracterizar, a fim de compreender o comportamento sísmico e a capacidades destas ligações. O presente estudo apresenta parte desta campanha experimental e propõe uma estratégia de modelação numérica para estas ligações. O macroelemento desenvolvido foi validado com base nos resultados experimentais e tem como objetivo facilitar a aplicação em simulações futuras, bem como obter uma avaliação sísmica do edificado existente mais precisa.

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

O estudo experimental aqui apresentado faz parte de uma campanha mais abrangente, e cujo objetivo principal é compreender o comportamento das ligações existentes entre os painéis de fachada pré-fabricados e a estrutura principal encontrada em edifícios industriais em Portugal, e assim utilizar resultados fiáveis para a calibração de modelos numéricos.

As ligações entre o painel e o pilar geralmente são compostas por canais de ancoragem pré-instalados nos painéis, cantoneiras de aço fixadas com parafusos tipo cabeça de martelo, porcas, arruelas e parafusos para fixação da cantoneira de aço nos pilares (Fig. 2). Normalmente, os painéis são fixados aos pilares por quatro ligações, nos cantos de cada painel de fachada.

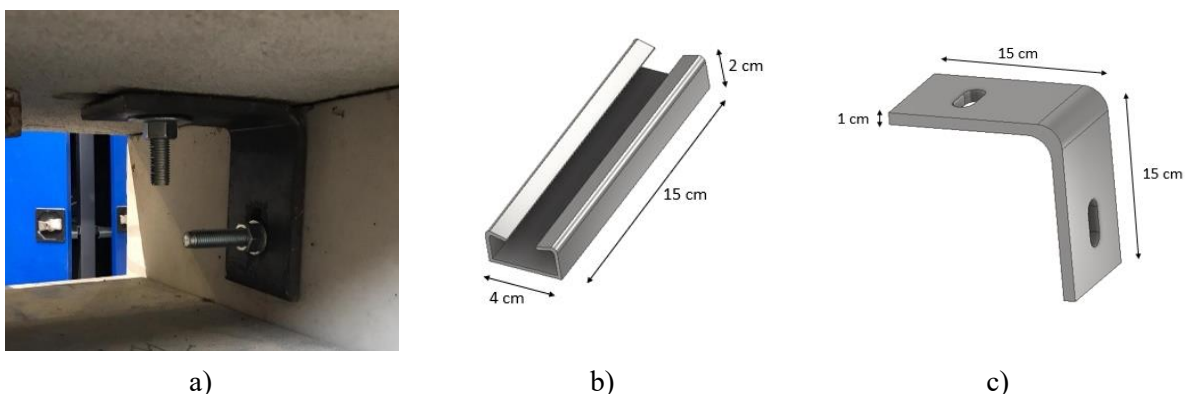


Figura 2. Pormenor da ligação painel-pilar: a) Ligação utilizada nos ensaios; b) Canal de ancoragem pré-instalado no painel; c) Cantoneira de aço.

Os ensaios foram baseados em testes cíclicos quase-estáticos, conforme recomendações da FEMA 461 [16]. Os provetes foram definidos com base no trabalho das propriedades típicas dos edificios industriais PFBA apresentado por Rodrigues et al. [1] para representar uma ligação painel-pilar de um edificio industrial PFBA típico em Portugal. O ensaio simula a ligação na extremidade do painel com o pilar e, embora considere apenas segmentos dos elementos reais, estes estão à escala real. Os elementos representativos dos pilares são assumidos informáveis, sendo as ações aplicadas num elemento parcial do painel de fachada com as seguintes dimensões 0,12x0,7x0,6m.

O ensaio (Fig. 3) foi realizado aplicando um deslocamento horizontal imposto através de um atuador hidráulico com capacidade máxima de 200 kN e curso de ± 400 mm. O atuador foi posicionado de forma que o eixo do atuador fosse coincidente com o plano da ligação, tendo sido ainda acoplado um apoio com rolamento na base do painel de forma a evitar o desenvolvimento de esforços indesejados na zona da ligação. O esquema de instrumentação adotado é apresentado na Fig. 3b, foram utilizados dois transdutores de deslocamento (LVDT) posicionados na parte superior do painel, e outros dois na lateral do painel. Um LVDT adicional foi posicionado ao nível do pilar para medir o deslocamento/rotação do pilar.

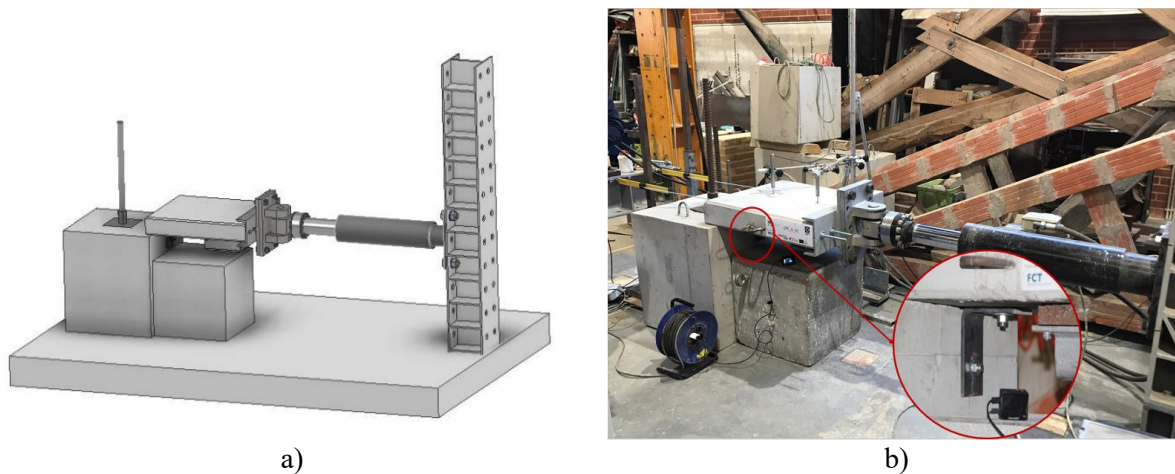


Figura 3. Setup de ensaio de ligações painel-pilar; a) Esquema de ensaio; b) Vista geral.

Através do atuador foi aplicado um carregamento cíclico controlado por deslocamento a uma frequência de 0,01 Hz. Cada nível de deslocamento foi repetido três vezes, com ciclos incrementais. A história de deslocamentos foi definida a fim de capturar a degradação da rigidez e resistência ao longo da repetição do ciclo.

Cada provete foi submetido a cargas cíclicas de amplitude crescentes no plano considerando dois tipos de apertos no parafuso cabeça de martelo, conforme resumido na Tabela 1. Em relação ao nome de cada provete, o primeiro valor identifica o torque do parafuso cabeça de martelo, enquanto o segundo número representa a ordem realizada dos ensaios. O torque aplicado ao parafuso de fixação da cantoneira ao pilar foi de aproximadamente 100N.m.

Tabela 1. Propriedades dos provetes.

<i>Provetes</i>	<i>Aperto parafuso pilar [N.m]</i>	<i>Aperto parafuso painel [N.m]</i>
CP_CT50_I_IP5	100	50
CP_CT100_I_IP6	110	100
CP_CT100_I_IP14	100	100
CP_CT50_I_IP15	100	50
CP_CT50_I_IP16	100	50
CP_CT100_I_IP17	100	100

3. DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DE LIGAÇÃO PROPOSTO

O modelo proposto apresenta um macroelemento capaz de descrever os principais mecanismos identificados em ligações de painéis horizontais em Portugal. Esta abordagem de modelação foi definida a poder ser facilmente definida em software de análise numérica convencional.

A idealização adotada para simular os diferentes efeitos de resistência, rigidez e dano é apresentada na Fig. 4. No lado esquerdo, é mostrada uma configuração típica de ligações de painéis de fachada em edifícios PFBA existentes, enquanto no lado direito está um esquema correspondente do modelo numérico idealizado.

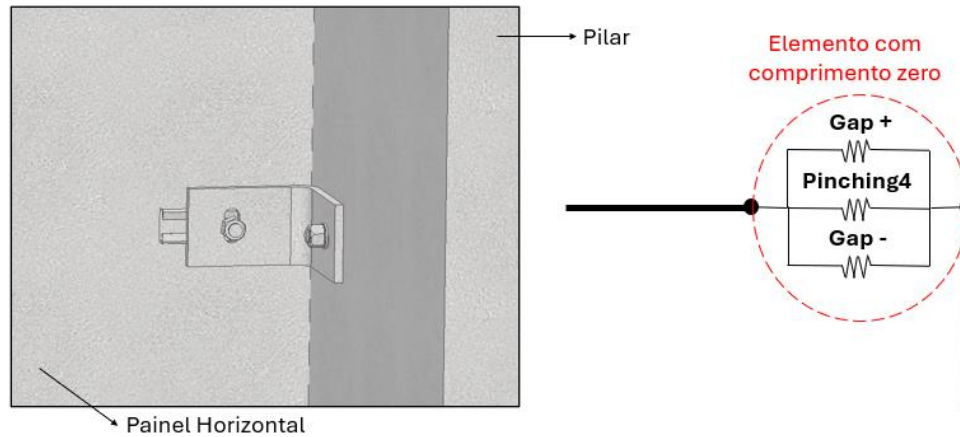


Figura 4. Ligações Painel-pilar: configuração comum (esquerda) e esquema numérico adotado (direita).

O modelo numérico consiste num elemento de comprimento nulo que incorpora diferentes molas axiais alinhadas em paralelo. O efeito da ligação consiste na soma do dano com o efeito da mola axial com o material 'Gap' e o efeito da mola axial com o material 'Pinching4' (Fig. 5). Os parâmetros do material 'Pinching4' foram escolhidos de forma a aproximar o comportamento histerético real, ou seja, a resposta força-deslocamento da ligação e a degradação de resistência e rigidez sob carga cíclica.

O modelo numérico proposto adotou modelos constitutivos disponíveis no OpenSees [17], uma plataforma aberta para modelação e avaliação de estruturas.

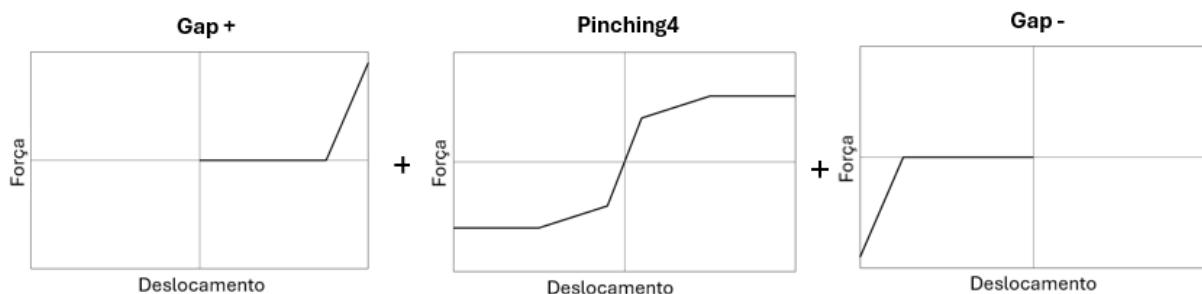


Figura 5. Molas em paralelo.

4. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A precisão do modelo numérico proposto foi avaliada em relação aos resultados dos seis ensaios experimentais. Essa comparação permitiu a identificação de um conjunto de parâmetros que, para cada ensaio, conduziram a uma melhor aproximação dos resultados experimentais (Tabela 2), permitindo estabelecer um conjunto de parâmetros de aplicação mais generalizada.

Tabela 2. Parâmetros do modelo 'Pinching4' adotados.

	$CP_CT50_I_IP5$	$CP_CT100_I_IP6$	$CP_CT100_I_IP14$	$CP_CT50_I_IP15$	$CP_CT50_I_IP16$	$CP_CT100_I_IP17$
ePf1	5.00	13.60	19.30	5.30	4.50	11.95
ePf2	5.70	17.50	25.50	8.50	4.60	14.57
ePf3	8.50	17.60	25.60	9.65	5.50	15.00
ePf4	3.42	10.50	15.30	9.00	2.76	8.74
ePd1	0.00074	0.00076	0.0038	0.00072	0.0007	0.00228
ePd2	0.002	0.007	0.01	0.002	0.002	0.01
ePd3	0.048	0.0365	0.04	0.050	0.05	0.04516
ePd4	0.075	0.075	0.075	0.12	0.075	0.075
eNf1	-4.8	-5.36	-12.60	-4.70	-4.20	-8.50
eNf2	-5.0	-8.50	-20.60	-5.50	-4.50	-9.00
eNf3	-5.2	-9.00	-21.00	-5.60	-5.30	-9.50
eNf4	-3.0	-5.10	-12.36	-3.30	-2.70	-5.40
eNd1	-0.0007	-0.0003	-0.0025	-0.0007	-0.0007	-0.0016
eNd2	-0.002	-0.007	-0.0106	-0.002	-0.002	-0.01
eNd3	-0.048	-0.045	-0.045	-0.048	-0.048	-0.045
eNd4	-0.075	-0.075	-0.075	-0.075	-0.075	-0.075
rDispP	0.68	0.50	0.50	0.66	0.76	0.60
rForceP	0.58	0.25	0.25	0.70	0.42	0.55
uForceP	0.30	0.55	0.55	0.40	0.46	0.70
rDispN	0.64	0.50	0.50	0.66	0.67	0.50
rForceN	0.73	0.25	0.25	0.99	0.57	0.42
uForceN	0.80	0.22	0.22	0.20	0.44	0.32
gK	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
gD	0	0	0	0	0	0
gF	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
gE	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00

Em relação aos parâmetros do modelo 'Pinching4' adotados, os parâmetros "ePf", "ePd", "eNf" e "eNd" dizem respeito aos diferentes ramos e pontos associados da curva envolvente de cada ensaio experimental. "rDisp" e "rForce" são definidos pela razão da deformação/força na qual o recarregamento ocorre para a demanda máxima/mínima de deformação. Enquanto o parâmetro "uForce" é definido pela razão da resistência desenvolvida após o descarregamento da carga negativa para a resistência máxima/mínima desenvolvida sob carregamento monotônico. Em relação à degradação cíclica, ela é controlada pelos parâmetros "gK", "gD" e "gF", em termos de rigidez de descarregamento, rigidez de recarregamento e resistência. Por fim, o "gE" representa a capacidade total de dissipação de energia sob carga monotônica. A figura 6 mostra as curvas envolventes com alguns dos parâmetros "Pinching4" adotados para uma ligação. As áreas delimitadas representam uma relação apropriada entre os parâmetros, para cada torque.

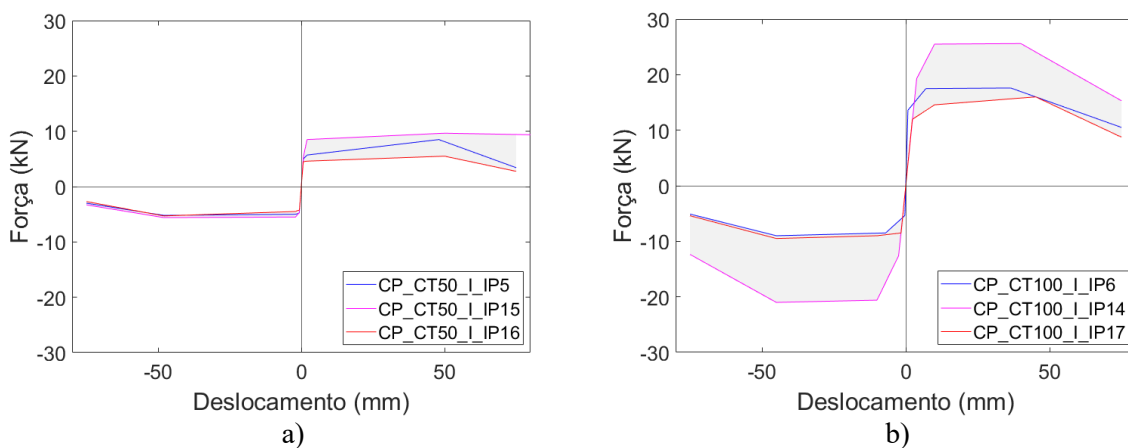


Figura 6. Curvas envolventes: a) 50N.m; b) 100N.m.

4.1 Validação do modelo numérico

Para validar a precisão do modelo numérico, cada ensaio experimental foi simulado considerando o conjunto de parâmetros definidos. A Fig. 7 apresenta as curvas força-deslocamento dos resultados experimentais e dos modelos numéricos.

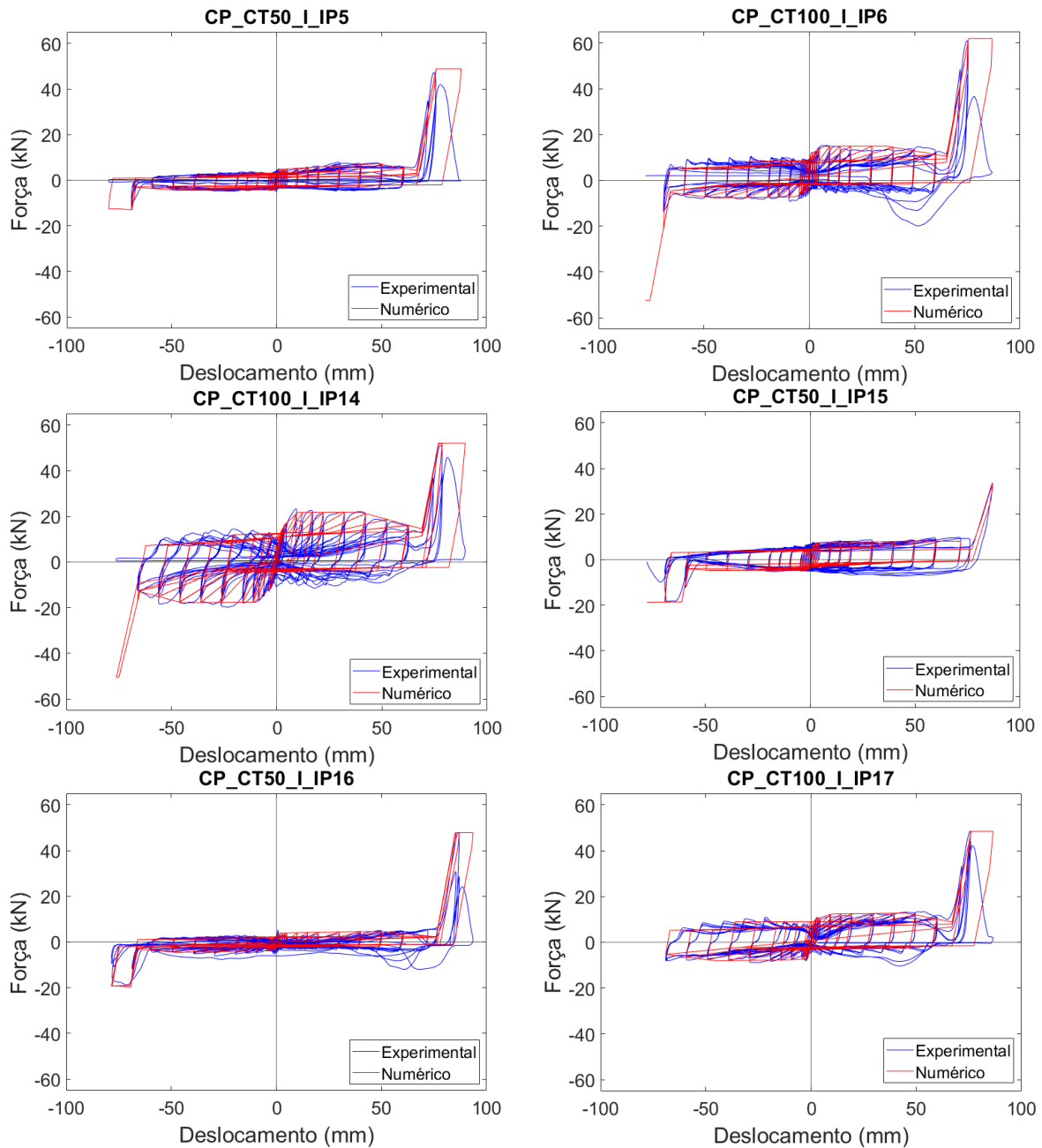


Figura 7. Relação entre a resposta experimental e numérica para cada ensaio.

Os resultados mostram que a modelação numérica proposta pode reproduzir com razoável precisão a resposta cíclica dos ensaios experimentais, nomeadamente a estimativa da resistência máxima, a degradação da resistência e rigidez e o colapso da ligação.

4.2 Energia dissipada

A Fig. 8 apresenta a comparação entre a energia dissipada acumulada nos ensaios experimentais com os modelos numéricos. Cada ensaio é apresentado separadamente.

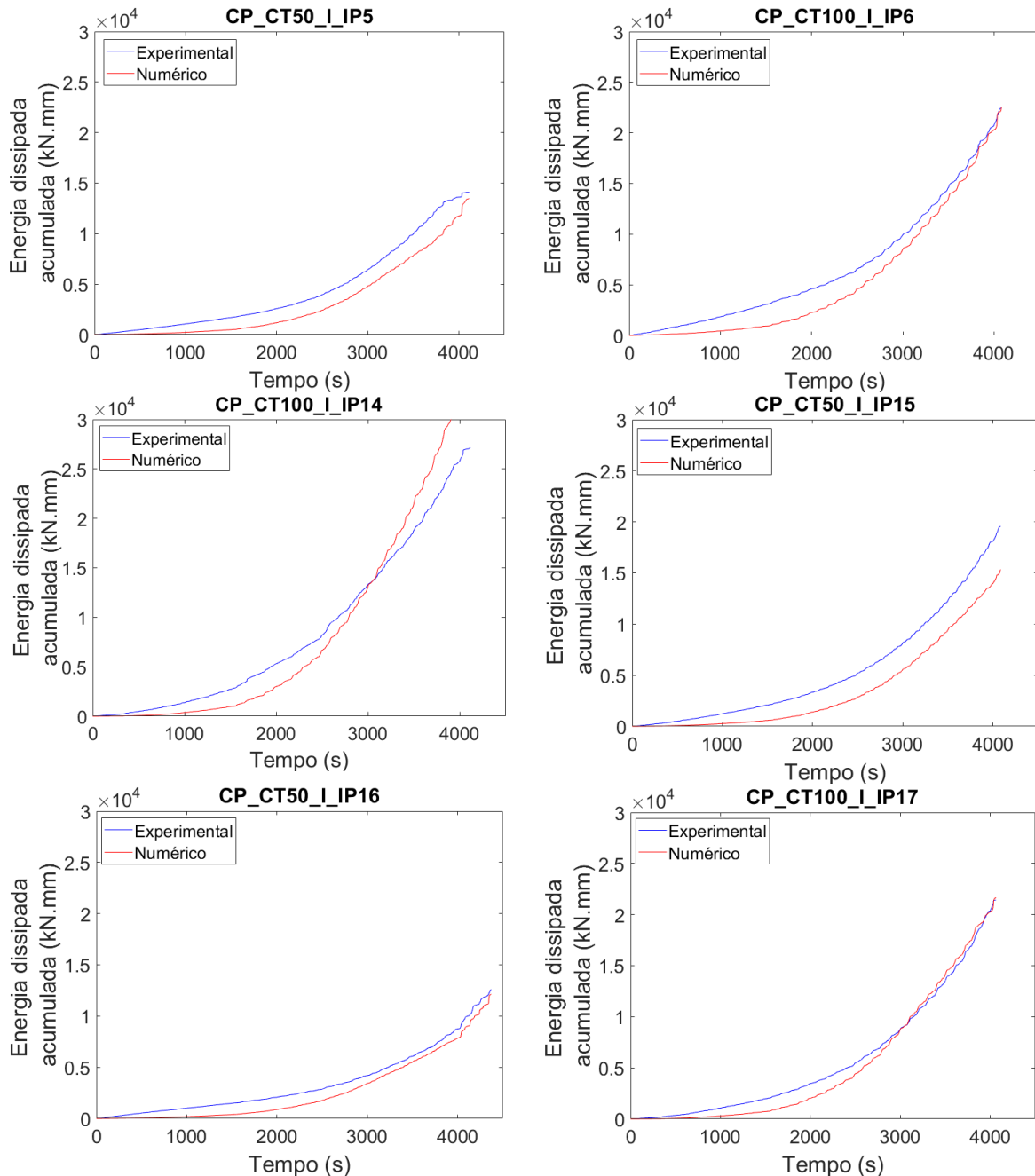


Figura 8. Comparação entre a energia dissipada acumulada dos ensaios experimentais e modelação numérica.

A energia dissipada acumulada na modelação numérica é menor durante o período em que o parafuso cabeça de martelo não desliza por todo o canal, em comparação aos ensaios experimentais. Porém, na maioria dos ensaios, a energia dissipada acumulada é semelhante, mostrando que a abordagem numérica consegue reproduzir uma boa resposta da ligação.

CONCLUSÕES

O presente estudo propõe uma estratégia de modelação numérica para as ligações painel-pilar em edifícios industriais PFBA mais utilizadas em Portugal. O modelo proposto descreve com precisão os principais mecanismos envolvidos em ligações painel-pilar submetidas a cargas sísmicas, permitindo que o mesmo possa ser utilizado em diferentes tipos de software de análise numérica, contribuindo para a obtenção de avaliações sísmicas destes edifícios mais confiáveis.

A precisão do macro elemento proposto foi validada através da comparação da resposta com seis ensaios experimentais realizados com diferentes níveis de torque na ligação. A comparação dos resultados demonstrou a capacidade do modelo em reproduzir a resistência máxima, os efeitos de degradação da resistência e rigidez, bem como o mecanismo de rotura da ligação quando atinge o deslocamento total do canal. Além disso, demonstrou-se que o modelo permite estimar de uma forma muito satisfatório a dissipação de energia do sistema.

Os resultados obtidos servirão também de base a um estudo mais abrangente em desenvolvimento que visa avaliar a contribuição dos painéis de fachada no comportamento global de edifícios PFBA.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho contou com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – Centro de Investigação de Riscos e Sustentabilidade na Construção de Aveiro (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal (FCT/UIDB/ECI/04450/2020). O primeiro autor agradece à FCT—Fundação para a Ciência e a Tecnologia nomeadamente através da bolsa de doutoramento com a referência 2020.08152.BD, <https://doi.org/10.54499/2020.08152.BD>. O quarto autor agradece o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia através do financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS (DOI: 10.54499/UIDB/04625/2020).

REFERÊNCIAS

- [1] H. Rodrigues, R. Sousa, H. Vitorino, N. Batalha, H. Varum, and P. Fernandes, “Characterisation of Portuguese RC Precast Industrial Building Stock,” *Adv. Civ. Eng.*, pp. 1–19, 2020, doi: 10.1155/2020/7517205.
- [2] A. Babič and M. Dolšek, “Seismic fragility functions of industrial precast building classes,” *Eng. Struct.*, vol. 118, pp. 357–370, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.03.069.
- [3] A. Belleri, M. Torquati, P. Riva, and R. Nascimbene, “Vulnerability assessment and retrofit solutions of precast industrial structures,” *Earthq. Struct.*, vol. 8, no. 3, pp. 801–820, 2015, doi: 10.12989/eas.2015.8.3.801.
- [4] B. Zoubek, M. Fischinger, and T. Isaković, “Cyclic response of hammer-head strap cladding-to-structure connections used in RC precast building,” *Eng. Struct.*, vol. 119, pp. 135–148, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.04.002.
- [5] A. Belleri, E. Brunesi, R. Nascimbene, M. Pagani, and P. Riva, “Seismic performance of precast industrial facilities following major earthquakes in the Italian territory,” *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 29, no. 5, pp. 1–10, 2014, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000617.
- [6] M. Ercolino, G. Magliulo, O. Coppola, and G. Manfredi, “Code formula for the fundamental period of RC precast buildings,” *Second Eur. Conf. Earthq. Eng. Seismol.*, pp. 1–10, 2014.
- [7] N. Batalha, H. Rodrigues, and H. Varum, “Seismic performance of RC precast industrial buildings---learning with the past earthquakes,” *Innov. Infrastruct. Solut.*, vol. 4, no. 1, p. 4, Dec. 2018, doi: 10.1007/s41062-018-0191-y.
- [8] L. Ostetto, R. Sousa, H. Rodrigues, and P. Fernandes, “Assessment of the Seismic Behavior of a Precast Reinforced Concrete Industrial Building with the Presence of Horizontal Cladding Panels,” *Buildings*, vol. 11, no. 9, p. 400, Sep. 2021, doi: 10.3390/BUILDINGS11090400.
- [9] L. Ostetto, R. Sousa, P. Fernandes, and H. Rodrigues, “Influence and effectiveness of horizontal diaphragms and cladding wall panels on the seismic behaviour of precast RC industrial buildings,” *Eng. Struct.*, vol. 285, p. 116046, Jun. 2023, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2023.116046.
- [10] M. Lamperti Tornaghi, A. Scalbi, and P. Negro, “Precast RC buildings: What is wrong with

- horizontal cladding panels?,” *Eng. Struct.*, vol. 266, p. 114456, Sep. 2022, doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.114456.
- [11] M. H. Arslan, Y. Dere, A. S. Ecemiş, G. Doğan, M. Öztürk, and S. Z. Korkmaz, “Code-based damage assessment of existing precast industrial buildings following the February 6th, 2023 Kahramanmaraş earthquakes (Pazarcık Mw 7.7 and Elbistan Mw7.6),” *J. Build. Eng.*, vol. 86, no. February, p. 108811, 2024, doi: 10.1016/j.job.2024.108811.
- [12] M. E. Bressanelli, D. Bellotti, A. Belleri, F. Cavalieri, P. Riva, and R. Nascimbene, “Influence of Modelling Assumptions on the Seismic Risk of Industrial Precast Concrete Structures,” *Front. Built Environ.*, vol. 7, no. April, pp. 1–16, 2021, doi: 10.3389/fbuil.2021.629956.
- [13] G. Magliulo, V. Piccolo, M. Cimmino, and G. Manfredi, “Modeling of cladding panels of industrial single-story RC precast buildings,” 2020.
- [14] A. Belleri, M. Torquati, A. Marini, and P. Riva, “Horizontal cladding panels: in-plane seismic performance in precast concrete buildings,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 14, no. 4, pp. 1103–1129, Apr. 2016, doi: 10.1007/S10518-015-9861-8/TABLES/8.
- [15] G. Staresinič, B. Zoubek, M. Gams, T. Isaković, and M. Fischinger, “Modelling in-plane dynamic response of a fastening system for horizontal concrete facade panels in RC precast buildings,” *Eng. Struct.*, vol. 224, no. 111210, pp. 1–12, 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.111210.
- [16] FEMA 461, “Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structure and Nonstructural Components,” 2007.
- [17] F. McKenna, “OpenSees: A framework for earthquake engineering simulation,” *Comput. Sci. Eng.*, vol. 13, no. 4, pp. 58–66, Jul. 2011, doi: 10.1109/MCSE.2011.66.

TEMA 3
CONSTRUÇÃO MODULAR.
PRÉ-FABRICAÇÃO.
MANUFATURA ADITIVA.



A metodologia BIM aplicada ao projeto de viadutos de secção em caixão

A.Z. Sampaio ¹

J.P. Figueiras ²

A.M. Gomes ³

RESUMO

A adopção da metodologia *Building Information Modelling* (BIM) nos diferentes sectores da indústria da construção, admitiu um recente impulso governamental determinado para o horizonte de 2024, como forma de incrementar o nível de transformação digital das actividades associadas. No domínio do projecto de pontes, a implementação do BIM apresenta alguma limitação pela dificuldade de definição de objetos paramétricos adequados e ajustáveis a diferentes casos concretos. No presente estudo é abordada a geração de modelos paramétricos de tabuleiros de viadutos da tipologia em caixão unicelular. Na modelação do caso de estudo de viaduto, foi desenvolvido um *script*, com o recurso à programação visual em *Dynamo*, dirigida à geração de uma nova família de objectos paramétricos, representativa da configuração de aduelas do tabuleiro, com uma rigorosa definição da secção transversal, variação longitudinal e geometria do traçado da via. A proposta de modelação paramétrica de tabuleiros foi aplicada a um caso concreto e avaliada a sua eficiência. Adicionalmente, o *script* foi desenvolvido de forma a possibilitar a modelação de distintos tabuleiros de viadutos de idêntica tipologia. O estudo apresenta um contributo inovador, no contexto da implementação da metodologia BIM, no apoio à concepção de tabuleiros de viadutos, impulsionando a requerida transformação digital do sector.

Palavras-chave: tabuleiro unicelular; BIM; Dynamo; objectos paramétricos; modelo BIM.

1. INTRODUÇÃO

No contexto da transformação digital da construção, promovida governamentalmente [1] e com uma tendência crescente no espectro global da indústria, a metodologia *Building Information Modeling* (BIM) é, actualmente, reconhecida como o modo de trabalho integrante e colaborativo requerido nas múltiplas valências do sector [2]. A adopção do BIM atende às exigências requeridas na indústria, através da partilha de informação concentradas num modelo digital singular, o modelo BIM, conduzindo ao incremento da eficiência produtiva e da qualidade do edifício ou infraestrutura [3]. Nas distintas actividades englobadas na indústria da construção, têm sido identificados benefícios relacionados com a agilização de procedimentos, a redução de custos do projecto e execução, o controlo de desperdícios de material, o estudo de sustentabilidade e a diminuição de prazos de execução [4] [5]. O modelo a gerar por meio do *script* desenvolvido pode agilizar o desenvolvimento de soluções alternativas, apoiando a colaboração entre os técnicos envolvidos, e a avaliação do custo relativo ao volume de betão.

Relativamente a obras de arte, é necessário efectuar um controlo e inspeção minuciosos, a realizar com a periodicidade regular programada, envolvendo entidades, gabinetes e organismos exteriores [6]. A empresa nacional, Infraestruturas de Portugal (IP), é responsável pela construção e manutenção de um considerável volume de pontes e passagens superiores. Este tipo de obra de engenharia requerer a colaboração de diferentes especialistas, abrangendo a produção e a consulta de diverso tipo de

¹ Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. zita.sampaio@tecnico.ulisboa.pt

² Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.pedro.figueiras@tecnico.ulisboa.pt

³ Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. augusto.gomes@tecnico.ilisboa.ptendereco.pt

documentos, relativos ao projecto, à etapa construtiva e ao ciclo de vida subsequente, de forma assegurar um histórico registado de soluções, alterações e substituições de peças, equipamentos e materiais. Contudo, no domínio específico da construção, inspeção e manutenção de obras de arte, a metodologia BIM ainda não é recorrente [7]. No entanto, a sua adopção, requerendo a geração do modelo BIM centralizador de informação e integrador de especialistas, irá promover um elevado nível de comunicação entre parceiros, contribuindo para incrementar a qualidade e a segurança da infraestrutura. O modelo BIM contém uma base de dados completa, organizada e de fácil acesso [8].

Os sistemas de modelação de base BIM disponíveis no mercado, permitem a geração de modelos BIM, modelos tridimensionais (3D) digitais, representativos da obra em análise, associados a toda a informação gerada durante as fases de concepção, construção e manutenção [9]. No entanto, as bibliotecas de objetos paramétricos utilizados na representação de edifícios, não são aplicáveis na modelação de obras de arte. A modelação de pontes requer a criação de famílias específicas de aduelas, de pilares e de encontros [10]. No contexto do presente estudo, foi elaborado um *script* de geração de modelos BIM de tabuleiros de passagens superiores da tipologia de caixão unicelular, concebido de um modo paramétrico de forma a poder ser aplicado não apenas no caso de estudo seleccionado, mas com uma capacidade abrangente de representação de outros casos concretos da mesma tipologia [11]. O engenheiro de pontes deve poder interagir com o programa de forma a poder modelar o tabuleiro requerido na fase de concepção do projeto, manipular a sua configuração e base de dados no contexto do planeamento da sua construção e, posteriormente, no apoio à actividade de inspeção.

Foi efectuada uma pesquisa bibliográfica prévia dirigida a secções transversais de casos reais, da tipologia de tabuleiros em caixão unicelular, de forma a estabelecer uma configuração genérica, paramétrica e completa, assim como dos modos de variação longitudinal da sua altura e espessura dos banzos e almas. O *script* programado em *Dynamo* foi testado sobre um caso concreto de tabuleiro de viaduto. No estudo, foram utilizadas as versões de 2024 do sistema de modelação *Revit* (Autodesk) [12] e da extensão *Dynamo* [13].

2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO

Foi realizada a caracterização geométrica da secção transversal e da variação longitudinal da altura do tabuleiro, relativa à tipologia de pontes em caixão unicelular. A informação recolhida foi utilizada na programação do *script Dynamo*, dirigida à modelação paramétrica do tabuleiro em caixão.

2.1 Secção transversal

No contexto do presente trabalho foi considerado o tabuleiro de secção em caixão unicelular, em betão armado e pré-esforçado [11]. As imagens das figuras 1 e 2 apresentam um caso concreto de secção transversal [14], permitindo identificar as dimensões que foram consideradas como parâmetros geométricos, de carácter fixo e variável. A evolução longitudinal da configuração da secção transversal ao longo de um vão, é determinada por necessidades estruturais. O incremento da altura útil da secção, na zona junto aos apoios, é acompanhado do aumento da espessura do banzo inferior.

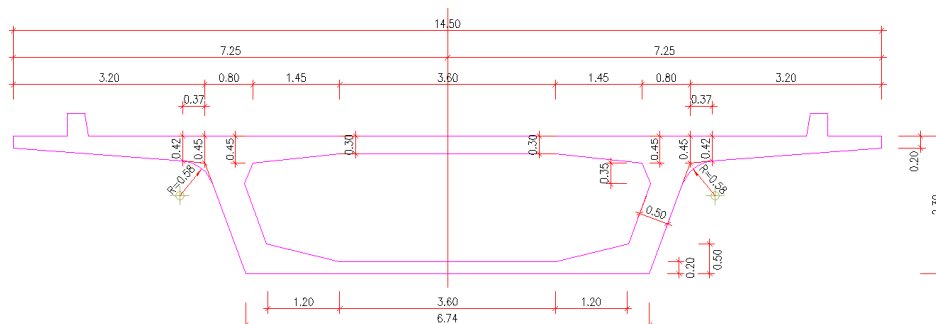


Figura 1. Secção transversal em caixão unicelular.

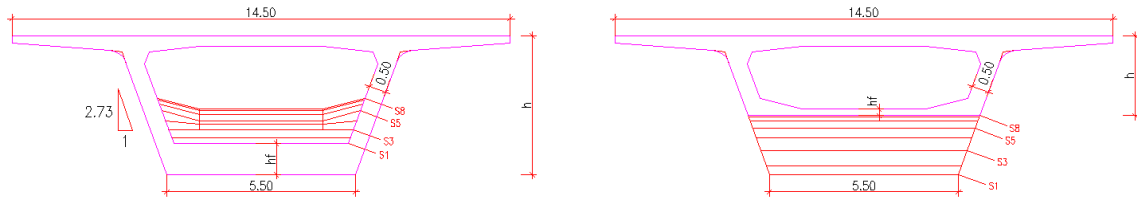


Figura 2. Variação da altura da secção e da espessura do banzo inferior.

2.1.1 Variação da altura do tabuleiro e da espessura do banzo inferior

O processo de geração da família de aduelas, requer o estabelecimento de restrições e de condições a segmentos rectos adjacentes, procurando identificar como parâmetros geométricos as dimensões que admitem alterações, como os esquadros internos e a espessura do banzo inferior (Figura 2). No entanto, foram seleccionadas cinco parâmetros variáveis, suficientes à definição da configuração da secção transversal do tabuleiro a modelar (Figura 3).

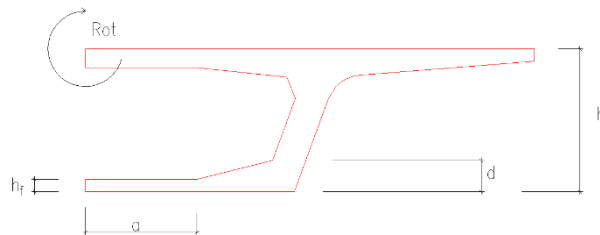


Figura 3. Parâmetros geométricos associados à secção transversal.

Por não ser tão frequente, não foi considerada nenhuma variável para representar a espessura das almas, embora, por vezes, a indução desta variação de espessura é realizada por forma a acomodar o traçado e a ancoragem de cabos de pré-esforço. A alteração da espessura de almas e do banzo superior não foi considerada como variável no presente estudo, de forma a simplificar a programação, sendo mantidas dimensões fixas.

2.1.2 Geometria do traçado da via

Como dados iniciais, incluídos no projeto preliminar de uma ponte ou viaduto, é fornecida a informação relativa às características da implantação da via e do perfil longitudinal do traçado. A geometria da diretriz e da rasante está associada à quilometragem da via, e a parâmetros geométricos e extensões de alinhamentos, respectivamente, em planta e em altimetria. A informação inicial inclui ainda as inclinações transversais da via e a sobrelargura.

Uma correta definição do tabuleiro requer a identificação de uma lista de pontos adequada que caracterizem o traçado da via. Os pontos a considerar correspondem ao início ou o término de variações do traçado, de forma a existir uma transição correta e fluida entre secções transversais consecutivas, garantindo uma correta modelação do tabuleiro. Os pontos de inserção de cada secção transversal são estabelecidos com base no seu ponto quilométrico. Através do cálculo das coordenadas espaciais da directriz, relativos aos pontos quilométricos considerados, é determinada a posição de todos pontos requeridos no sistema de referência, adoptado na modelação de cada caso concreto. A informação de coordenadas espaciais é obtida em função da geometria da directriz e da rasante.

2.2 Geração de família de aduelas

A nova família, relativa a uma aduela de tabuleiro, foi desenvolvida recorrendo às capacidades de modelação de famílias, do *Revit*. O modelo BIM a gera um modelo de massa completo, limitado por duas secções transversais, definido de um modo paramétrico. No processo foi utilizada uma

simplificação por simetria. O modelo é arquivado na forma de um ficheiro de extensão *rfa*. Posteriormente, o ficheiro é carregado no sistema *Revit*, permitindo modelar o tabuleiro em análise.

O *script* de modelação da aduela foi desenvolvido por recurso a uma componente adaptativa (Figura 4). Esta funcionalidade, permite um fácil controlo da variação linear dos valores dos parâmetros, entre secções transversais consecutivas. Assim, no *Revit*, foi criada uma nova família utilizando um modelo genérico adaptativo disponibilizado na biblioteca de novas famílias do *Revit*. A elaboração dos ficheiros pode ser conseguida com a restrição de condições, ângulos e distâncias por forma a fixar pontos e representar os segmentos rectos pretendidos.

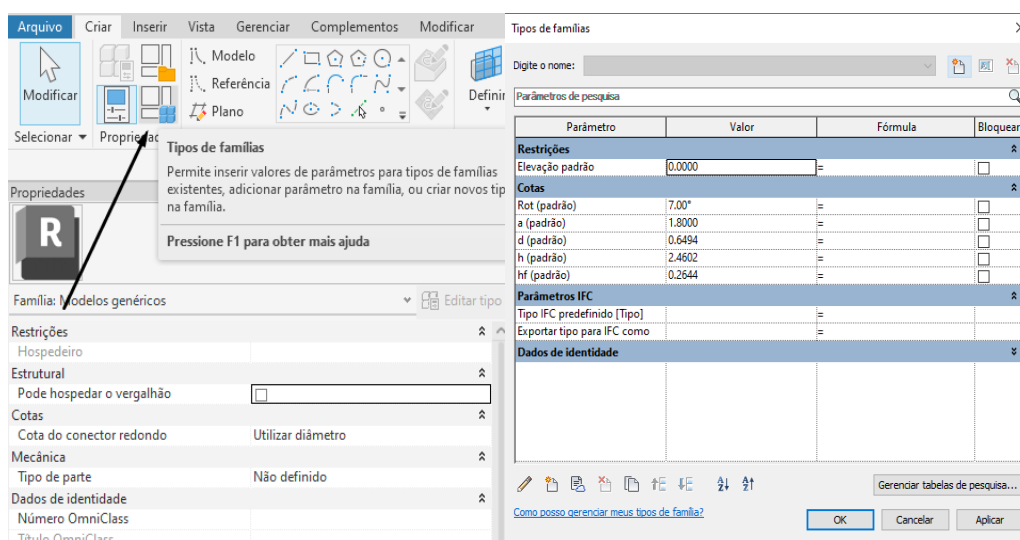


Figura 4. Menu de parâmetros do ficheiro de família no *Revit*.

De forma a que a família de aduelas a criar pudesse abranger todos os parâmetros submetidos a uma variação geométrica de espessura e de esquadros internos, foi considerada uma subdivisão da secção transversal em 3 partes: a criação do elemento correspondente ao banzo superior e consolas laterais do tabuleiro foi de fácil e rápida definição; enquanto que os dois elementos simétricos representativos do banzo inferior e alma da secção, foram programadas de um modo mais exigente. Contudo, a capacidade de os parâmetros assumirem variabilidade na introdução de dados e de cálculo, assim como a associação de restrições necessárias à definição da aduela, tornam o processo de programação moroso.

2.2.1 Rotação

A rotação é a primeira variável a ser definida como parâmetro geométrico. As restrições impostas à secção estão relacionadas com os eixos ortogonais rodados em relação à diretriz. Assim, imposto um valor de rotação, toda a secção roda em torno do ponto de referência superior, onde a informação da diretriz é associada (Figura 5).

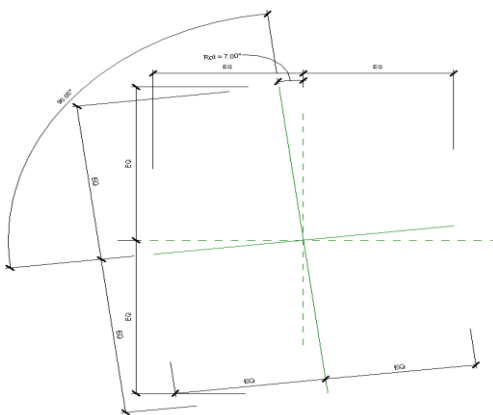


Figura 5. Eixos e restrições à definição de posicionamento de secção transversal na directriz.

2.2.2 Banzos superior e inferior

Dada a complexidade que a secção transversal, com diversos esquadros interiores, e a dificuldade de representar famílias de objectos paramétricos no *Revit* com a inserção de vazios, foi considerada a sua subdivisão banzo superior e em dois elementos simétricos representativos do banzo inferior e da alma da secção:

- O banzo superior apresenta uma altura constante. Assim, as restrições aplicadas quanto à altura de secção, não admitem a introdução de valores de entrada na criação do modelo. Fica assim assegurado que a secção desenvolvida apresenta uma configuração constante em todo o desenvolvimento do traçado (Figura 6 a);
- O desenvolvimento da configuração do banzo inferior exige uma definição faseada. A secção do banzo inferior conjuntamente com as almas, foi subdivida em 2 modelos, de posicionamento simétrico em relação ao eixo vertical. A altura, h , de cada elemento é definida em função da localização da secção ao longo da diretriz, de acordo com a quilometragem. Como a espessura do banzo inferior apresenta alterações, o correspondente parâmetro, e , é considerado variável e não fixo. Para a total definição da secção foi necessário considerar mais dois parâmetros, a e d , correspondentes a distâncias, como se ilustra na Figura 6 b. Relativamente ao segmento simétrico do banzo inferior, a sua representação é semelhante, mas reflexiva.

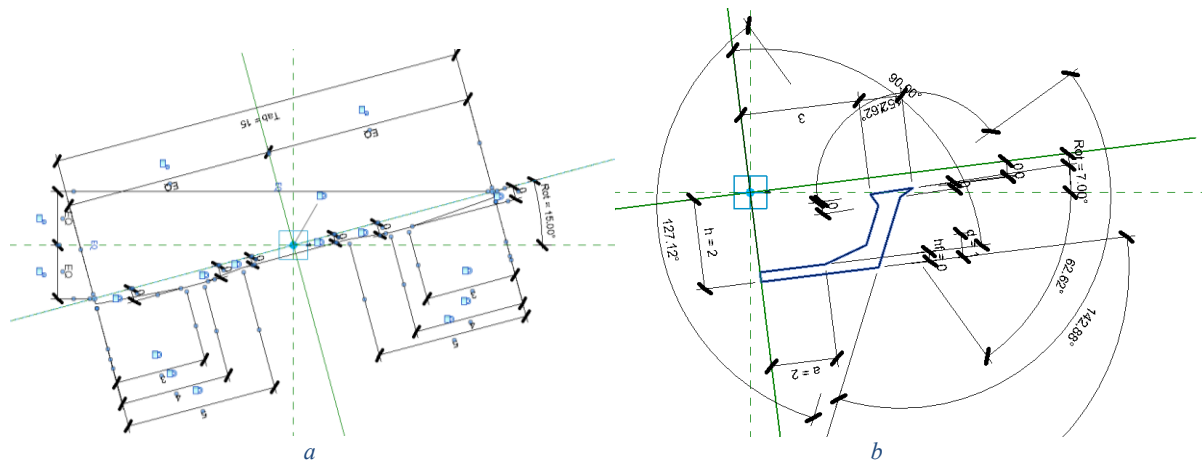


Figura 6. Famílias do banzo superior (a) e inferior (b) da secção transversal.

Com a definição de forma da secção transversal e atribuição de parâmetros geométricos, de instância (a concretizar pelo utilizador em cada caso de tabuleiro) e de tipo variável (valores calculados em função de formulação imposta de variação), foi possível a caracterização total da secção, necessária à criação do tabuleiro.

3. DESENVOLVIMENTO DE SCRIPT

O *script* programado permite gerar modelos BIM de tabuleiros de secção de caixa unicelular. A extensão de programação *Dynamo* [13], presente nas versões mais recentes do *software Revit* (Autodesk) [12], foi a utilizada para a criação do *script* de modelação de aduelas.

Na programação em *Dynamo*, é possível agrupar ações, identificando blocos e sub-blocos, tornando a programação executada, de um modo visual e interactiva, sobre a interface do *software*, de fácil interpretação e manipulação. Para a geração de tabuleiros, são requeridos dados de entrada na forma de uma tabela Excel, relacionadas com cada secção. Ao ser activado o *script Dynamo*, cada elemento é transposto diretamente para o espaço de trabalho do *Revit* permitindo a visualização do modelo BIM 3D do tabuleiro em análise.

3.1 Organização de dados

Os dados requeridos na geração do modelo correspondem ao traçado, na forma de coordenadas espaciais obtidas a partir da informação da directriz e da rasante, bem como dos dados relativos às variações de altura e da espessura do banzo inferior. Os dados são definidos e calculados de acordo com a quilometragem associada a cada secção. Assim, foi essencial estabelecer uma adequada organização da informação por forma a traduzir o modelo a criar.

Os dados a introduzir no *script* foram organizados na forma de uma tabela de Excel. Contudo, no presente caso foi necessário efetuar previamente a alteração dos índices de entrada, tanto dos parâmetros como das coordenadas dos pontos. A sequência de ações representada por nós, é ilustrada na interface da Figura 7, correspondente a um segmento de programação relativo à geração do tabuleiro.

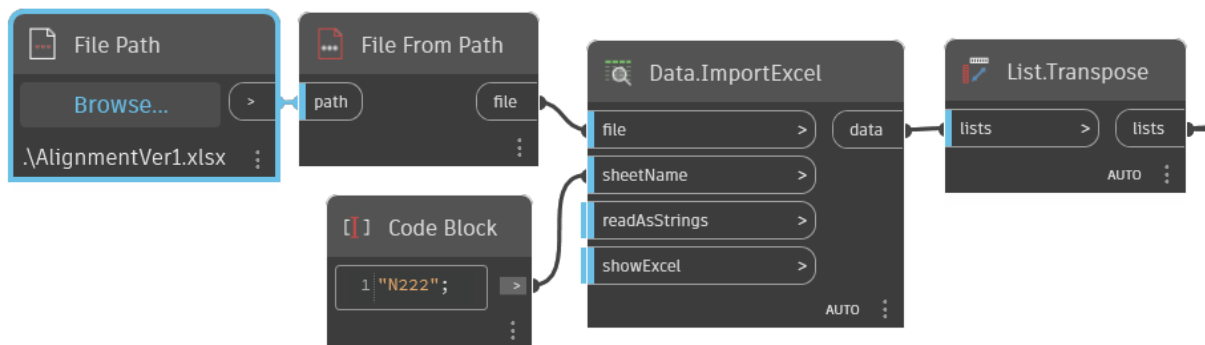


Figura 7. Nós no ambiente *Dynamo* para a inserção de dados no *script*.

A leitura do ficheiro Excel criado através do *script* é independente da quantidade de linhas. Cada linha corresponde a uma secção, identificada por uma designação, Sn. O quadro 1 apresenta um excerto da tabela de dados que serviu de base à modelação do tabuleiro completo.

Quadro 1. Excerto dos valores de definição do tabuleiro.

	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>z</i>	<i>e</i>	<i>h</i>	<i>d</i>	<i>a</i>	<i>rot</i>
S8	0,00	0,00	0,09	0,20	2,30	0,50	1,80	-4,46
S8	4,35	0,43	0,18	0,20	2,30	0,50	1,80	-4,69
S8	5,73	0,59	0,27	0,20	2,30	0,50	1,80	-4,92
S7	9,04	0,98	0,36	0,20	2,34	0,50	1,80	-5,15
S6	12,19	1,40	0,45	0,20	2,46	0,50	1,80	-5,38
S5	15,20	1,83	0,54	0,20	2,66	0,50	1,80	-5,61
S4	18,07	2,28	0,63	0,40	2,94	0,50	1,80	-5,85
S3	20,83	2,75	0,72	0,60	3,31	0,60	1,80	-6,08
S2	23,49	3,23	0,81	0,80	3,75	0,80	1,80	-6,31
S1	24,78	3,49	0,90	0,90	3,75	0,90	1,80	-6,54

As coordenadas *x*, *y* e *z*, localizam o ponto corresponde à directriz do traçado, num sistema de coordenados próprio no *Revit*, referido ao referencial local considerado inicialmente para o caso de estudo. Os valores dos parâmetros de carater variável, *e*, *h*, *d* e *a*, caracterizam cada secção. O parâmetro de rotação, apresenta valores negativos de acordo com a definição de eixos estabelecida. Desta forma, o desenvolvimento de qualquer modelo ou segmento de tabuleiro pretendido, pode ser obtido na totalidade pela definição e ajuste da tabela de Excel. O engenheiro de pontes pode gerar o modelo BIM do tabuleiro em concepção, por recurso ao *script* programado, sendo apenas necessário calcular os valores de cada um dos parâmetros, formando a respectiva tabela Excel.

3.2 Aplicação ao caso de estudo

Uma vez criados os ficheiros de família, a tabela de dados e o *script* necessário à sua leitura, foi executado o código por forma a construir o modelo em estudo. A Figura 8 representa o ambiente *Dynamo* onde é possível visualizar o *script*, acompanhado do modelo tridimensional gerado.

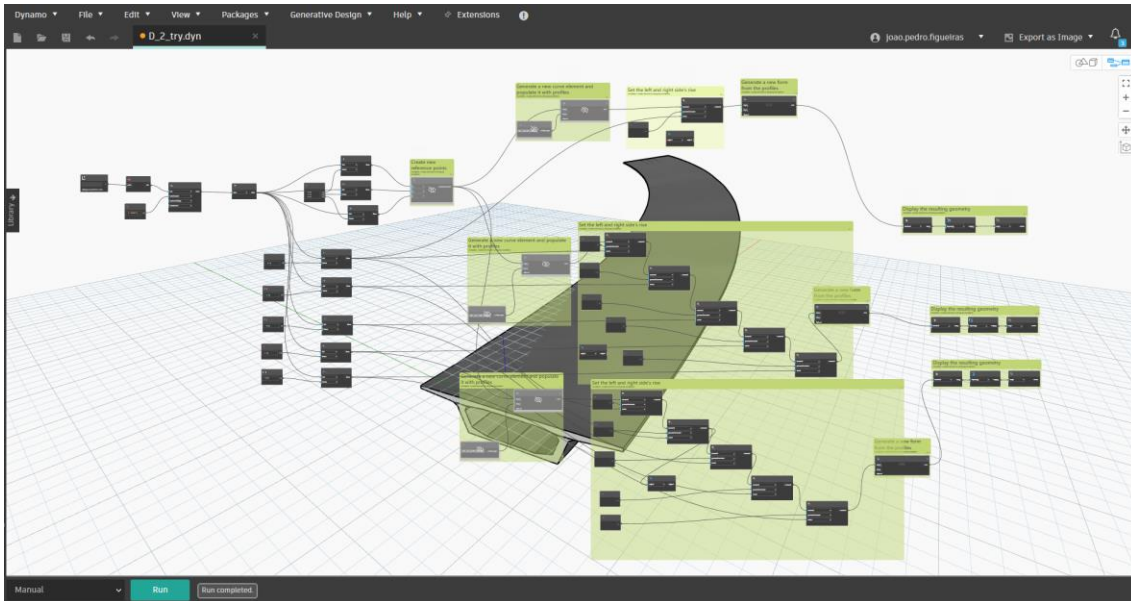


Figura 8. Ambiente *Dynamo* do *script* de modelação.

Na Figura 9 *a* é apresentado o tabuleiro modelado. A seção transversal visualizada no topo frontal, corresponde à primeira linha do quadro 1. Sob o modelo criado é identificado um desenvolvimento longitudinal do traçado da via em curva, assim como a variação da sua altura. As maiores alturas correspondem a zonas de apoio. De forma a completar o tabuleiro seria necessário incorporar, no *Revit*, pilares e encontros, modelados a partir de novas famílias de objectos paramétricos, a definir para o projecto.

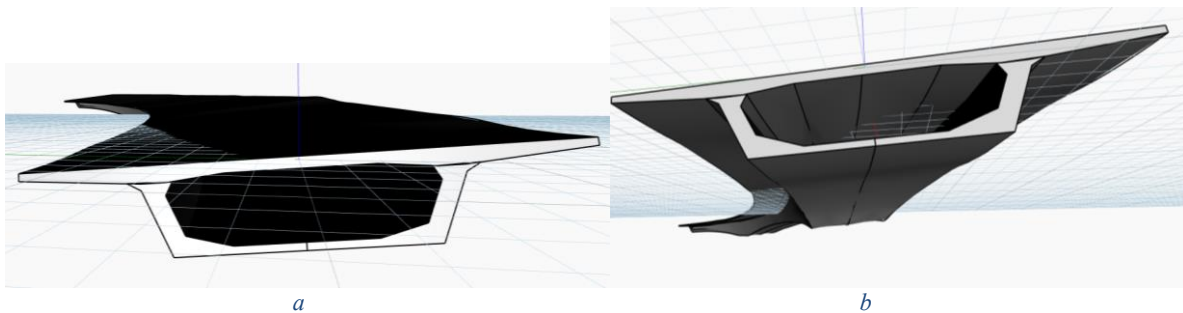


Figura 9. Perspetivas do modelo criado segundo duas vistas superior (a) e inferior (b) do tabuleiro.

A avaliação de detalhes e pormenores do tabuleiro podem ser facilmente analisados no modelo BIM (Figura 10 *a*). Na perspectiva incluída na Figura 10 *b*, é possível identificar a união entre os três elementos considerados na representação das secções transversais, banzo superior e os dois meios-banzos inferiores associados às almas.

A geração do modelo apresenta vantagens relacionadas quer a avaliação estrutural do modelo, bem como a integração das diferentes dimensões do BIM associadas ao modelo/projecto, como o planeamento da construção do tabuleiro (4D), a estimativa de custos (5D), apoiada na quantificação de volume do material aplicado, a avaliação da emissão de CO₂ (6D) e, ainda, a realização de inspecção e manutenção (7D).

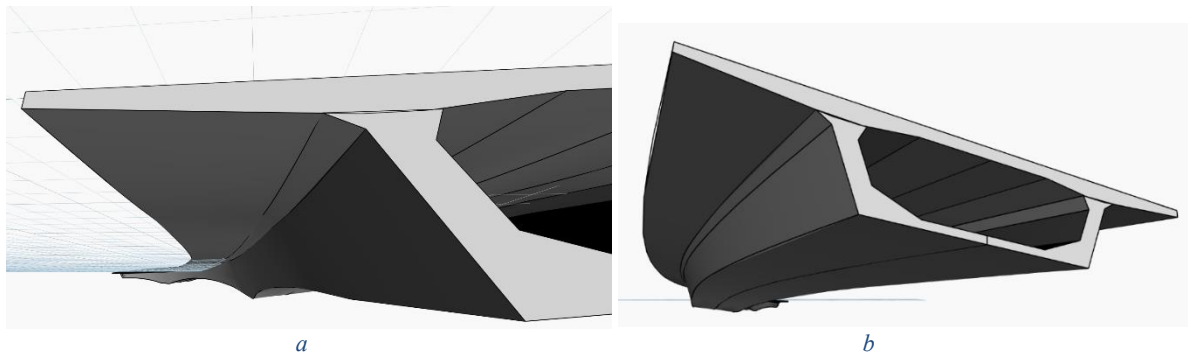


Figura 10. Observação de detalhe (a) e da segmentação da família de aduelas (b) do modelo BIM criado.

CONCLUSÕES

O texto descreve a elaboração de um *script* de modelação BIM de tabuleiros de viadutos da tipologia em caixão unicelular. No âmbito BIM, o trabalho desenvolvido contribui para a adopção da metodologia no contexto do projecto de pontes. Nomeadamente, na fase de concepção em que o programa desenvolvido permite criar o modelo BIM do projecto, apoiando a análise de sucessivos ajustes à sua forma, no âmbito de uma equipa colaborativa.

As bibliotecas do sistema de modelação *Revit* não contém os objetos paramétricos requeridos na modelação de tabuleiros da tipologia estudada. O recurso a uma programação visual, através da extensão *Dynamo*, constitui uma solução frequente associada ao contexto BIM. No presente estudo foi desenvolvida uma nova aplicação dirigida à modelação de tabuleiros, sendo criada uma nova família de objetos paramétricos. A descrição da sua programação é apresentada com detalhe de forma a ilustrar como inserir dados, como calcular valores a associar a parâmetros e como ler ficheiros Excel. Este procedimento, embora recorrente na definição de novas famílias, é apresentada no estudo como uma etapa inovadora no âmbito BIM aplicada ao domínio de pontes.

No decorrer do presente trabalho, é apresentado um caso de estudo e é desenvolvido o ficheiro *Revit* associado ao modelo. O principal desafio encontrado no desenvolvimento do trabalho corresponde à definição da secção transversal, com detalhes e parâmetros suficientes, com a necessidade de subdividir a sua configuração em 3 partes. A necessidade de separação da seção transversal surgiu como resposta à dificuldade encontrada de aplicar as restrições que garantem a geração do modelo paramétrico tabuleiro, no desenvolvimento do ficheiro de família. A forma encontrada para a representação da seção transversal, associada a um conjunto de parâmetros, geométricos, é suficiente para a geração do modelo.

A metodologia BIM pode ser utilizada no projecto de pontes, requerendo, contudo, que inicialmente se proceda à geração de famílias de objetos específicos. O sistema *Revit*, contém capacidades e funcionalidades suficientes à geração dos novos objectos requeridos nas diferentes tipologias de pontes e tabuleiros.

REFERÊNCIAS

- [1] Modelo de informação da construção BIM. Portaria 255/2023. [Portaria n.º 255/2023 | DR \(diariodarepublica.pt\)](https://diariodarepublica.pt).
- [2] Sacks, R.; Eastman, C.; Lee, G.; Teicholz, P. (2018) BIM handbook: A guide to Building Information Modeling for owners, managers, designers, engineers and contractors, 3rd ed., New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.

- [3] Eadie, R.; Browne, M.; Odeyinka, H.; McKeown, C.; McNiff, S. (2013) BIM implementation throughout the UK construction project lifecycle: An analysis. *Automation in Construction*. 2013;36:145-151. DOI: 10.1016/j. autcon.2013.09.001
- [4] Sampaio, A.Z. (2021). Maturity of BIM Implementation in the construction industry: Governmental policies. *International Journal of Engineering Trends and Technology*. 2021, 69(7): 92-100. DOI: 10.14445/22315381/IJETTV69I7P214,2021
- [5] Sampaio, A.Z (2021). BIM education required in construction, *Sustainability and Automation in Smart Constructions*, Ch. 1, pp. 3-9, *Advances in Science, Technology & Innovation*, Springer, Cham, 2021, doi:10.1007/978-3-030-35533-3
- [6] Biancardo, S.; Capano, A.; Oliveira, S.; Tibaut A., (2020). Integration of BIM and procedural modelling tools for road design, *MDPI infrastructures*, <https://dx.doi.org/10.3390/infrastructures5040037>.
- [7] Pinto, R.F. (2016). Aplicação da metodologia BIM ao projeto de pontes, <http://hdl.handle.net/10400.22/9940>
- [8] Silva, M.; Salvado, F.; Couto, P.; Azevedo, A. (2016). Roadmap proposal for implementing Building Information Modelling (BIM) in Portugal, <https://dx.doi.org/10.4236/ojce.2016.63040>.
- [9] Girardet, A.; Botton, C. (2020) A parametric BIM approach to foster bridge project design and analysis, <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0926580521001308?via%3Dihub>
- [10] Tekla (2022). Bridge Information Modeling (BrIM) brings bridge engineering to the modern era, <https://www.tekla.com/resources/articles/bridge-information-modeling-brim-brings-bridge-engineering-to-the-modern-era-2>
- [11] Figueiras, J.P. (2023). Contribuição para a implementação da metodologia BIM no projeto de estruturas, Dissertação de Mestrado em Estruturas, IST, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- [12] Revit, Autodesk Inc. (2023). <https://www.autodesk.com/products/revit/features>.
- [13] Dynamo (2023). <https://primer2.dynamobim.org/>. e <https://forum.dynamobim.com/>
- [14] Sampaio, A.Z. (1998), Modelação geométrica de tabuleiros, Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, IST, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal.

BIM em estruturas: Contexto actual de benefícios e limitações

A.Z. Sampaio¹

RESUMO

A metodologia *Building Information Modeling* (BIM), de divulgação generalizada no domínio da construção, tem por base a centralização de toda a informação relativa à concepção e ao desenvolvimento do projeto. O principal fundamento da metodologia assenta na geração do modelo digital BIM, estabelecendo um meio de mitigação de erros de projeto, de eliminação da repetição de informação e de redução de inconsistências geométricas entre fases do projeto. Contudo, no que respeita ao projeto de estruturas, a deficiente capacidade de interoperabilidade, que ainda é verificada entre os sistemas de base BIM disponíveis, constitui um forte entrave à implementação de BIM no sector. No âmbito académico, foram desenvolvidos trabalhos dirigidos ao aspecto da interoperabilidade, que conduziram à atualização do conhecimento relativo às limitações observadas e ao estabelecimento de modos de atuação adequadas à minimização de incorreções. O estudo analisa a evolução tecnológica dos sistemas de modelação e de cálculo estrutural, observando os passos mais problemáticos da transferência de modelos entre os sistemas. As conclusões clarificam quanto à adequação de estratégias no uso dos sistemas, notando qual o tipo de transferência de dados aplicada e qual o nível de limitação encontrada nos processos de fluxo de dados bidirecional. O texto tem como objetivo analisar os avanços que os sistemas BIM, utilizados no desenvolvimento do projeto de estruturas, que embora tenham admitido alguma melhoria tecnológica, ainda revelam alguma limitação, que o projetista deverá conhecer e tentar obviar de acordo com as recomendações apontadas no estudo.

Palavras-chave: BIM; Estruturas; Interoperabilidade; Avanços tecnológicos.

1. INTRODUÇÃO

A metodologia *Building Information Modelling* (BIM) constitui, actualmente, a principal plataforma de trabalho na indústria da construção, e todos os sectores têm vindo a reconhecer benefícios na sua adopção, potenciada pela sua múltipla aplicabilidade com um elevado nível de eficiência [1]. O conceito BIM considera a geração, a actualização e a reutilização de informação, centralizada num modelo digital, o modelo BIM, base do desenvolvimento do projecto colaborativo, envolvendo a participação de todos os intervenientes no projecto, construção e gestão [2]. Os avanços tecnológicos, que têm vindo a ser alcançados, incrementam permanentemente as capacidades disponibilizadas nos sistemas de base BIM, utilizados na elaboração de múltiplas tarefas inerentes ao projecto [3]. As capacidades dos sistemas disponíveis no mercado, combinam o conceito paramétrico alargado (geometria, propriedades físicas, identidade e regras de relacionamento) e os aspectos de interacção, de visualização realista e de detecção de conflitos, apoiando a elaboração do projecto multidisciplinar. O elevado grau de integração, facultado pelas plataformas tecnológicas BIM, proporciona um trabalho colaborativo com confiança nos dados transferidos entre parceiros, contribuindo para a redução de informação redefinida e a eliminação de interpretação incorrecta, potenciando a agilização da execução de tarefas sequenciais requeridas no projecto.

¹ Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. zita.sampaio@tecnico.ulisboa.pt

A implementação do BIM na empresa, com todas as valências potenciadas pela metodologia, requer uma ampla disseminação da sua aplicabilidade e o reconhecimento de uma efectiva melhoria do método de trabalho, a um nível interno. Naturalmente que a aceitação da implementação da metodologia no gabinete de projecto, revelando o grau de maturidade BIM da empresa, assenta na aptidão no recurso a ferramentas, alcançada pelos técnicos envolvidos. A acção governamental em Portugal, através duma recente portaria [4], com aplicação a partir de 2024, emite um incentivo ao uso de plataformas BIM. Seguindo as diretivas governamentais no sentido de incrementar a transformação digital na indústria da construção, a implementação da metodologia BIM tem vindo a ser introduzida como um procedimento apoiado em tecnologias avançadas capazes de agilizar a elaboração de projetos integrados e colaborativos, contribuindo para a obtenção de produtos finais precisos, sustentados e eficientes [5]. No contexto BIM, um projecto é elaborado sobre uma plataforma tecnológica, em que todos os especialistas criam, manipulam e acrescentam a informação que é requerida e gerada no âmbito da sua actividade. É assim criado um modelo digital, com a informação estruturada e actualizada, acompanhando todas as fases do ciclo-de-vida do edifício.

A metodologia BIM apoia o desenvolvimento de diferentes componentes do projecto, requerendo a transferência frequente de modelos entre sistemas, a qual deve ser suportada numa capacidade de interoperabilidade adequada entre os sistemas específicos BIM utilizados. No desenvolvimento do projecto BIM de estruturas são utilizados sistemas de modelação e de dimensionamento estrutural [6]:

- Sistemas de modelação - *Tekla structures, Allplan engineering, Bentley structural, Revit structure*;
- Sistemas de análise e dimensionamento estrutural: *Sap, Etabs, Sofistik, Robot structural analysis*.

A metodologia BIM aplicada ao projeto de estruturas exige a elaboração de uma sequência de etapas apoiada em *software* de base BIM, requerendo a execução de processos de transferência de modelos entre os sistemas utilizados [7]. O projecto de estruturas reúne as fases de concepção, análise e pormenorização de armaduras, e requer a transferência de informação segundo um fluxo bidireccional modelação/cálculo e cálculo/modelação. A transposição de informação entre fases é apoiada no formato nativo, quando as aplicações pertencem ao mesmo fabricante de *software* ou por recurso ao padrão universal de transferência de dados, o formato *Industry Foundation Classes* (IFC) [8]. O grau de eficiência da interoperabilidade entre os sistemas de modelação e de cálculo, deve ser analisada e conhecida pelo engenheiro de estruturas, no âmbito da implementação do BIM no gabinete e no projecto. Assim, deve conhecer os passos do processo, identificar as limitações e elaborar estratégias que conduzam a uma eficiente elaboração do projeto [9]:

- No *software* de modelação: geração do modelo 3D BIM da solução estrutural; discretização da estrutura em elementos finitos; verificação de inconsistência do modelo analítico gerado; preparação da transferência do modelo consistente para o sistema de cálculo;
- No *software* de dimensionamento estrutural: aplicação de cargas e combinações de acções; análise estrutural; pormenorização de armaduras; preparação da transferência do modelo com armaduras para o sistema de modelação;
- No *software* de modelação: complemento e ajuste da pormenorização de armaduras.

Sobre o modelo BIM de estruturas completo, é possível, posteriormente, preparar as etapas que normalmente são executadas sobre a documentação do projecto, as quais são referidas como os modelos *nD* BIM: obtenção de desenhos técnicos (2D); adaptação do modelo 3D de suporte ao planeamento de construção e modelação da cofragem (4D); quantificação de material (betão e aço) e estimativa de custos (5D); análise de emissão de CO₂ (6D); estudo de planeamento de segurança em obra (8D).

O presente texto apresenta a sequência de passos inerentes à elaboração do projecto BIM de estruturas, aplicada a distintos casos, realizados no contexto académico. A reflexão apresentada recolhe dos estudos académicos, os principais aspectos relacionados com a análise da capacidade de interoperabilidade entre os sistemas utilizados no desenvolvimento dos projectos. São identificadas as situações mais gravosas

de ineficiência, referindo o *software* utilizado e as etapas de transferência problemáticas. São colocados igualmente em evidência os benefícios no uso de plataformas BIM no projecto de estruturas. Ambas as perspectivas devem ser estudadas e divulgadas entre os engenheiros de estruturas, contribuindo positivamente para incrementar o conhecimento dos processos envolvidos, com as limitações e as vantagens verificadas, promovendo a implementação da metodologia BIM no domínio das estruturas.

2. MODELAÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Por recurso a um sistema de modelação BIM, o modelo da solução estrutural é criado por selecção dos elementos estruturais, disponibilizados no menu de estruturas do sistema. A solução estrutural é concebida, ajustada e rectificada, na forma de um modelo virtual 3D, composto por objectos paramétricos, adaptados à solução estrutural, de acordo com o pré-dimensionamento estabelecido (Figura 1). São indicados a espessura das lajes, a secção dos pilares e de vigas, a espessura das paredes de suporte e as dimensões das sapatas. O processo de modelação inicia com a definição dos pisos e dos alinhamentos (Figura 1) e com a indicação das unidades de trabalho.

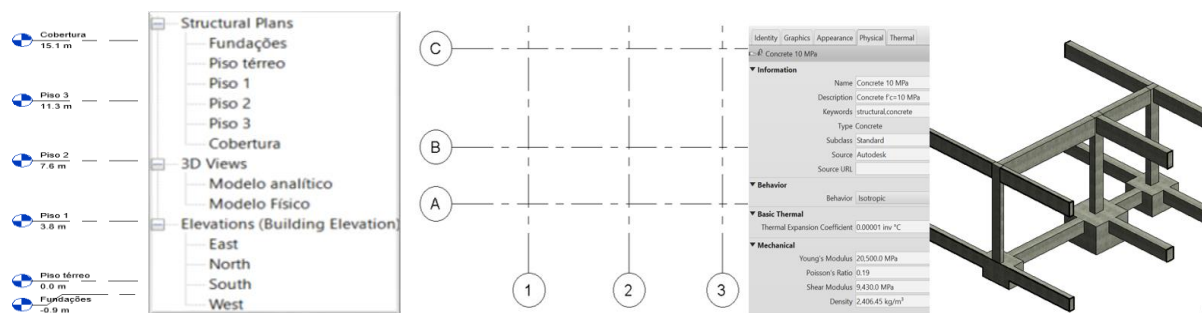


Figura 1. Configurações iniciais e detalhe de modelo estrutural.

Cada objecto paramétrico inserido no modelo é associado ao material a utilizar. Nas soluções estruturais em betão armado, são atribuídos os materiais, betão e aço, e são ajustados os valores das propriedades mecânicas (módulo de elasticidade, coeficiente de *Poisson* e peso volúmico, Figura 1). Por exemplo, em relação ao betão C30/37 e o aço A500 NR SD os valores a considerar relativos às propriedades mecânicas são os incluídos no quadro 1. Estes valores são atribuídos aos elementos do modelo de estruturas, na fase de modelação, e são utilizados, posteriormente, no dimensionamento da estrutura, a efectuar no sistema de cálculo.

Quadro 1. Propriedades e valores associados aos elementos estruturais de betão armado.

Material	Propriedades				
	fck (MPa)	fcd (MPa)	fctm (MPa)	Ecm (GPa)	γ_c (kN/m ³)
Betão C30/37	30	20	2,9	33	25
	f _{yk} (MPa)	f _{yd} (MPa)	E _s (GPa)	γ_s (kN/m ³)	
Aço A500 NR SD	500	435	200	78,5	

2.1 Modelos de arquitectura e de estruturas

A metodologia BIM promove o desenvolvimento de projectos numa base colaborativa assente num modelo centralizador de informação [10] [11]. Num contexto de adopção BIM avançada, em que o projecto de arquitectura é entregue ao engenheiro de estruturas já no formato de modelo BIM, este facto facilita a geração da solução estrutural, a qual deve ser elaborada sobre o modelo de arquitectura, permitindo julgar da sua adequabilidade. Os modelos podem, no entanto, ser apresentados, posteriormente, de um modo individualizado, como se ilustra nas Figuras 2 [12] e 3 [7].

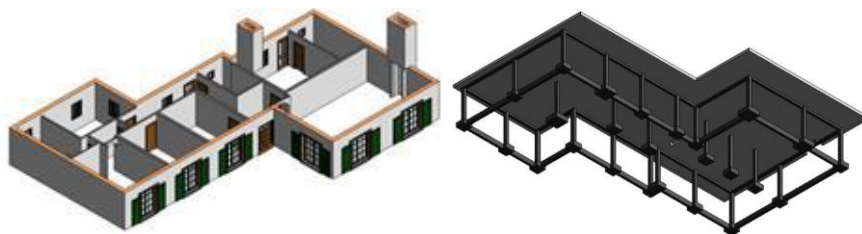


Figura 2. Modelos de arquitectura e de estruturas de moradia térrea (*Revit*) [12].

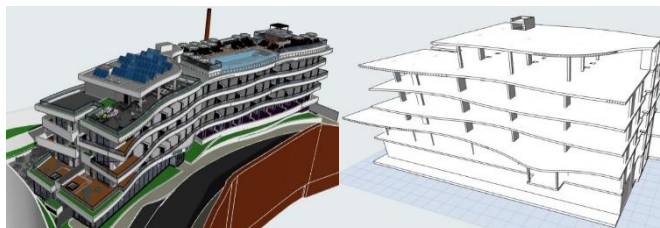


Figura 3. Modelos de arquitectura e de estruturas de hotel sito no Algarve (*Graphisoft*) [7].

Contudo, a situação ideal de integração e de colaboração entre os gabinetes de arquitectura e de estruturas, foi aplicada em relação a uma moradia unifamiliar localizada nos Açores. Durante o estudo académico, foram apresentadas diversas alterações aplicadas à solução de arquitectura, que conduziram a ajustes sucessivos no modelo de estruturas [13]. A deslocalização de uma janela no sentido ascendente obrigou a substituir uma estrutura vigada, no piso elevado, por uma parede resistente com abertura (Figura 4 *a*) e a exigência de tornar mais aberta uma das fachadas, conduziu a incrementar a viga superior e a eliminar a viga inferior e um pilar (Figura 4 *b*).

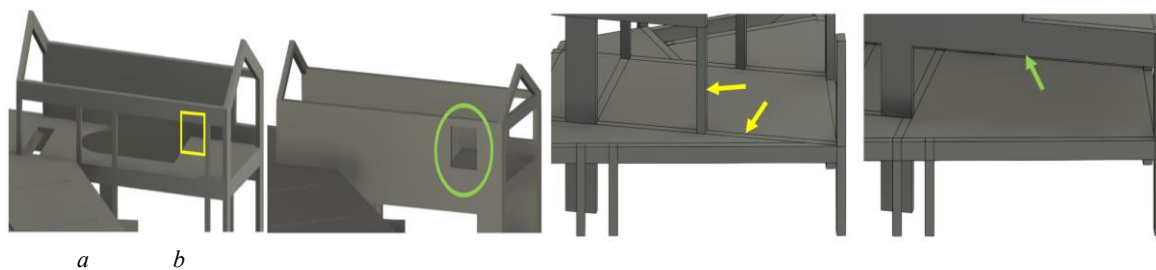


Figura 4. Alterações efectuadas sobre modelo de estruturas de moradia (*Revit*) [13].

2.2 Modelo analítico

Os sistemas de modelação admitem a capacidade de discretizar os elementos estruturais, representados através de objectos pertencentes a famílias do menu de estruturas. As vigas e pilares são discretizadas segundo o seu eixo, elementos finitos lineares, e as lajes e as paredes resistentes, segundo a superfície média dos elementos, elementos finitos de superfície. O modelo físico é, assim, transposto para a correspondente representação analítica (Figura 5).

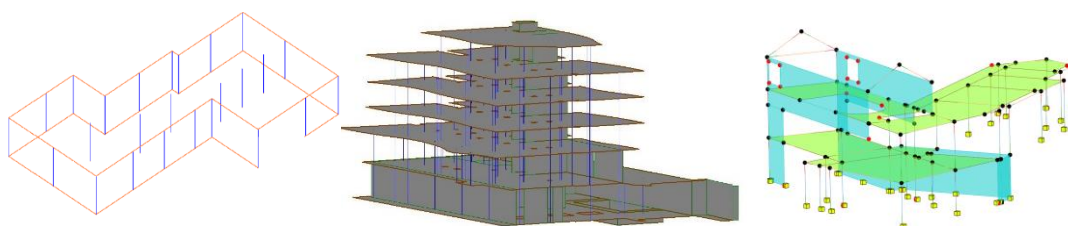


Figura 5. Modelos analíticos das estruturas dos casos apresentados [12] [7] [13].

Cada elemento estrutural fica associado à área da sua secção transversal e aos valores das respectivas inércias, características necessárias ao dimensionamento estrutural. No entanto, as sapatas, corridas ou

isoladas, são idealizadas por apoios discretos, sem dimensões ou material atribuídos, o que constitui uma limitação na elaboração do projecto BIM.

2.3 Verificação de consistência geométrica

No caso de um edifício elevado localizado em Lisboa, o modelo físico da estrutura foi concebido a partir de desenhos CAD disponibilizados (Figura 6). As sapatas disponíveis no Revit, são isoladas ou contínuas, mas no presente caso, foi necessário criar uma nova família específica de sapata, de forma a representar corretamente a solução estrutural estabelecida (Figura 6).

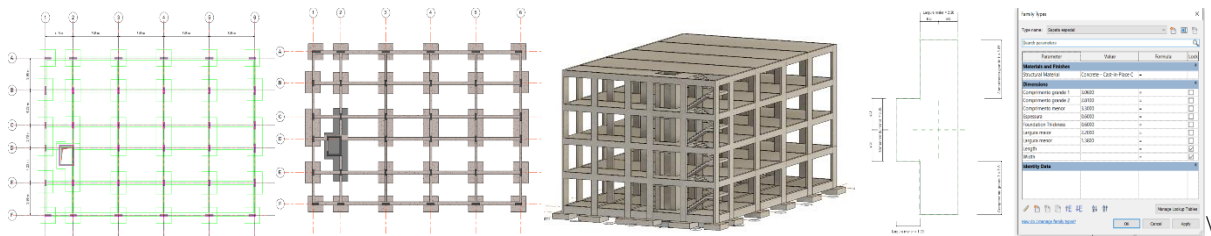


Figura 6. Desenho CAD, modelo estrutural físico e concepção de família específica (Revit).

O modelo analítico foi gerado automaticamente, através de funcionalidades próprias do sistema modelador [14]. O modelo obtido requer ajustes de forma a eliminar inconsistências geométricas. Numa análise visual pode ser observado que o modelo gerado apresenta, junto dos pilares localizados no canto, vigas inclinadas, requerendo efectuar um adequado reposicionamento (Figura 7). Esta modificação irá posteriormente originar um erro de localização de estribos da viga, ao “entrarem” pela maior dimensão do pilar, uma vez que o eixo do pilar foi deslocado. Este erro de pormenorização é de fácil correcção. No núcleo de elevador foi retirado o painel com abertura por não contribuir para a resistência, e o apoio fixo de sapatas foi associado a uma apoio com rótula elástica, em vez de fixo (Figura 7).

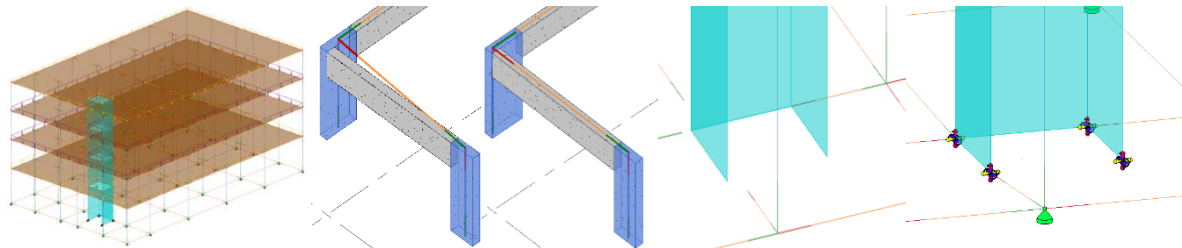


Figura 7. Modelo analítico e ajustes em relação a viga e pilar.

Adicionalmente, o Revit contém opções de apoio à verificação de consistência do modelo (Figura 8). Permite identificar a distância entre o elemento analítico e o físico e averiguar quanto à tolerância permitida. Por recurso à aplicação de um filtro de visualização *Visibilities/Graphics*, com a associação de cores e comentários, é possível identificar nós não conectados, e proceder à sua correcção.

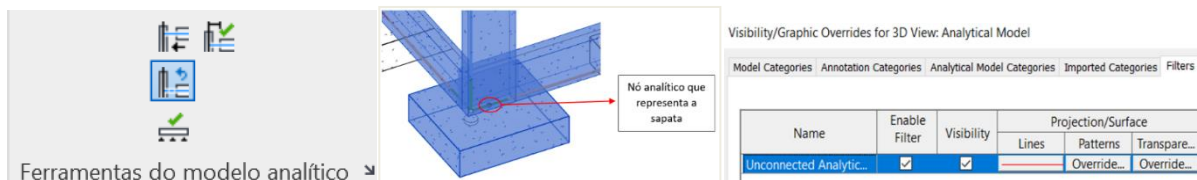


Figura 8. Opção de verificação geométrica (Revit).

O Revit permite a colocação das acções quantificadas de acordo com os Eurocódigos 0 e 1. As acções permanentes correspondem ao peso próprio (PP), com valor assumido automaticamente a partir da informação do peso volumico associado ao betão e ao aço e considerando a geometria de cada elemento. As restantes cargas permanentes (RCP), correspondem ao tipo de revestimento aplicado e à contabilização das paredes divisórias, como uma acção permanente distribuída. A acção variável relativa à sobrecarga (SC) é considerada relativamente aos tipos de piso e cobertura.

Quanto à acção sísmica, o *Revit* não permite a definição espectral do sismo de acordo com o Eurocódigo 8, e, portanto, a atribuição do valor da ação sísmica deve ser considerada, posteriormente, no sistema de cálculo. Podem também ser definidas as combinações de carga relativas aos estados limite último (ELU) e de serviço (ELS), mas sem observar a acção sísmica. Considerando estas limitações, como indicação processual para o engenheiro de estruturas, as cargas devem ser aplicadas, posteriormente, no sistema de cálculo.

3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

A seguinte etapa consiste no dimensionamento da estrutura. O modelo analítico, verificado quanto a inconsistências geométricas, deve ser transposto para o sistema de cálculo. O *Revit* permite o acesso direto ao *Robot*. No *Robot*, devem ser aplicadas as combinações de cargas e determinados os esforços e, com base nos resultados, proceder à pormenorização.

3.1 Transposição *Revit/Robot*

Como ambos os sistemas, *Revit* e *Robot*, pertencem ao mesmo fabricante, a *Autodesk*, o modelo criado pode ser transposto para o sistema de cálculo, no seu formato de dados nativo. No processo de transferência *Revit/Robot*, há importantes benefícios na adopção BIM, pois a geometria e os atributos paramétricos são preservados durante a transposição e as cargas transpostas (valores e nomenclatura dos casos de carga) são igualmente transferidos com correcção. Contudo, os coeficientes de segurança associados às combinações de carga relativos aos estados limite último (ELU) e de serviço (ELS), apresentam uma errónea atribuição, necessitando de ser corrigidos. Após a transferência *Revit/Robot*, o modelo transposto é novamente verificado. Em relação ao edifício elevado, foi necessário realizar alguns ajustes, relacionados com a mola elástica inserida no *Revit* que foi transferida incorretamente (Figura 9), a malha de elementos finitos dos pisos gerada automaticamente foi ajustada a uma malha de elementos de superfície quadrangulares e as paredes do núcleo foram agrupadas de forma a ser assumido por um elemento parede com uma secção em “C”, ao invés de três elementos de secção retangular [14].

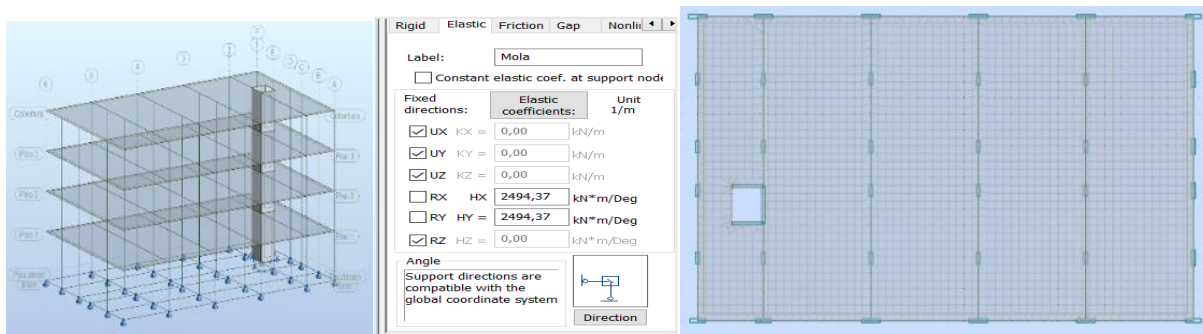


Figura 9. Ajuste de valores de mola e discretização de laje (*Robot*).

Em relação ao mesmo edifício, e de forma a complementar as acções e combinações, foi determinada, no *Robot*, a resposta dinâmica da estrutura, baseada nas principais configurações modais e respectivas frequências próprias (Figura 10)

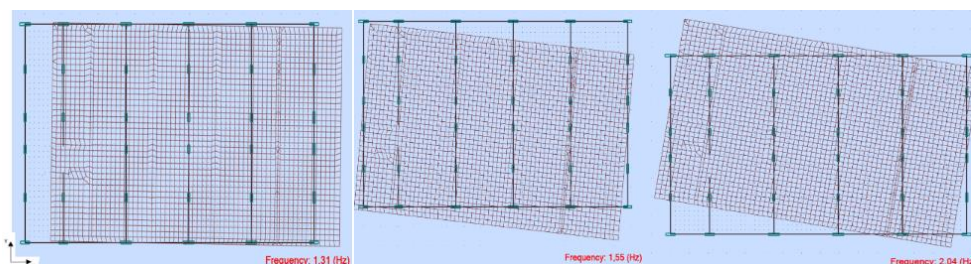


Figura 10. Configurações modais: Modo 1 (translação xx), o modo 2 (translação yy) e modo 3 (rotação zz).

Sobre a estrutura, foi solicitada a aplicação das combinações de acções para a verificação dos estados limites último (ELU) e de serviço (ELS). São determinados os esforços e as deformações, os quais são apresentados na forma de diagramas e de modelos 3D (Figura 11). Com base nos resultados é efectuada a verificação dos elementos resistentes.

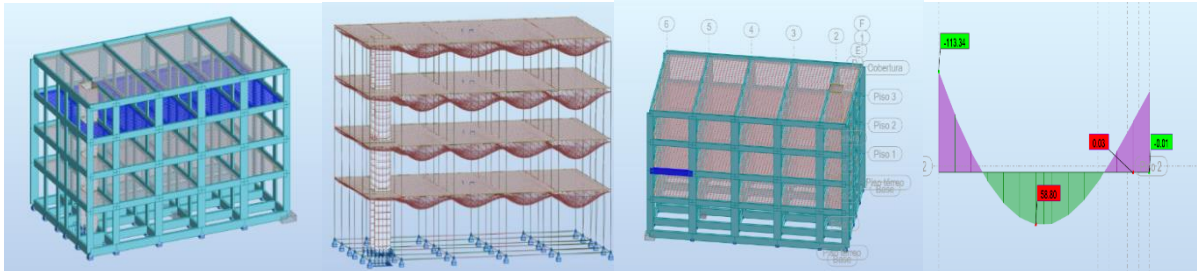


Figura 11. Diagramas de deformações e de esforços (*Robot*).

3.2 Pormenorização de armaduras

O *Robot* admite um elevado nível de automatização da pormenorização de armaduras (Figura 12). As armaduras são definidas de um modo automático, seguindo a regulamentação EC2, requerendo a indicação de parâmetros condicionantes por parte do engenheiro de estruturas.

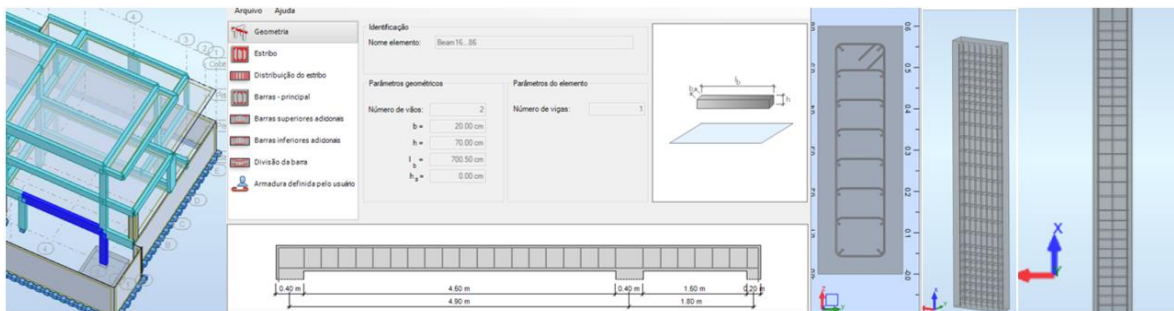


Figura 12. Pormenorização de armaduras em viga e pilar (*Robot*).

As áreas de armaduras necessária (A_t) são determinadas com base nos resultados do cálculo. Como as sapatas definidas no *Revit* não puderam ser transpostas para o *Robot*, assumindo apenas apoios discretos, foi necessário refazer a geometria das sapatas com o objectivo de obter os resultados em termos de esforços e de pormenorização de armaduras (Figura 13). Nas versões mais recentes do *Robot*, a armadura das sapatas definida no *Robot* é transposta para o modelo do *Revit*, embora com alguma incorrecção de orientação e de extensão.

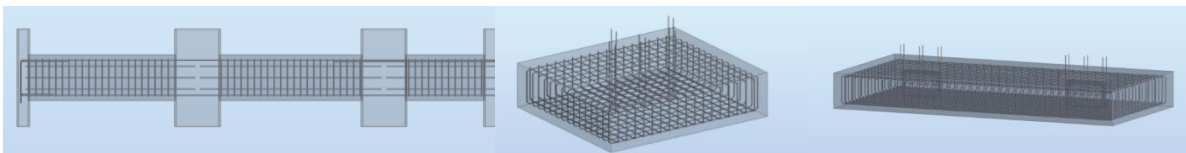


Figura 13. Pormenorização de armaduras em viga continua e sapatas (*Robot*).

3.1 Transposição *Robot/Revit*

Efetuada o dimensionamento estrutural e a pormenorização de armaduras, o modelo pós-cálculo deve ser transferido para o *Revit*, de forma a centralizar, num único modelo BIM, toda a informação gerada no desenvolvimento do projecto de estruturas. O modelo de estruturas, incrementado com a informação pós-cálculo, é transposto para o *Revit* e é efectuada a verificação de consistência de dados. Este passo é o mais problemático, em que a ineficiência ainda é elevada.

Nas iniciais versões do *Revit/Robot*, as armaduras das sapatas não eram transpostas, pois no *Revit* os elementos de fundação eram identificados como apoios, constituindo uma limitação. Mas, a partir das versões 2023, as sapatas são modeladas no *Revit* e remodeladas no *Robot*, permitindo o reconhecimento da pormenorização de armaduras efectuada no *Robot*. A transferência da armadura foi realizada corretamente, quer para a sapata isolada quer para a contínua. A transferência de armadura de pilares foi feita sem qualquer erro (Figura 14).

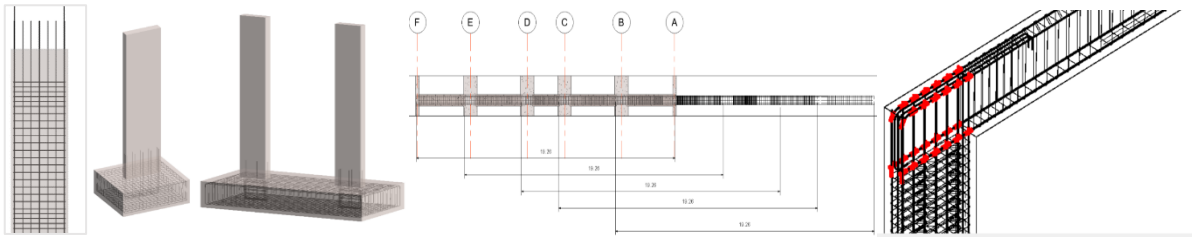


Figura 14. Transferência de armaduras /Revit.

Em relação às vigas contínuas, são verificadas incorrecções (extensão e sobreposição), assim como na zona de intersecção viga/pilar (introdução de estribos da viga no pilar) (Figura 14). Em relação às lajes, a pormenorização não é interpretada pelo *Revit*, devendo ser importados os respectivos desenhos *dxf* e refeita a pormenorização no *Revit*. O processo de rectificação é efectuada por recurso a *Revit Reinforcement Extension* ou *Rebar Extension*. As armaduras são verificadas, corrigidas e complementadas em todos os elementos, de forma a obter um modelo BIM de estruturas completo, único e centralizado de toda a informação criada.

Um dos benefícios reconhecidos do BIM é a capacidade de extração de diverso tipo de informação do modelo. Sobre o modelo 3D BIM de estruturas podem ser os configurados os desenhos técnico do projecto e elaboradas as múltiplas tarefas associadas ao projecto (Figura 15).

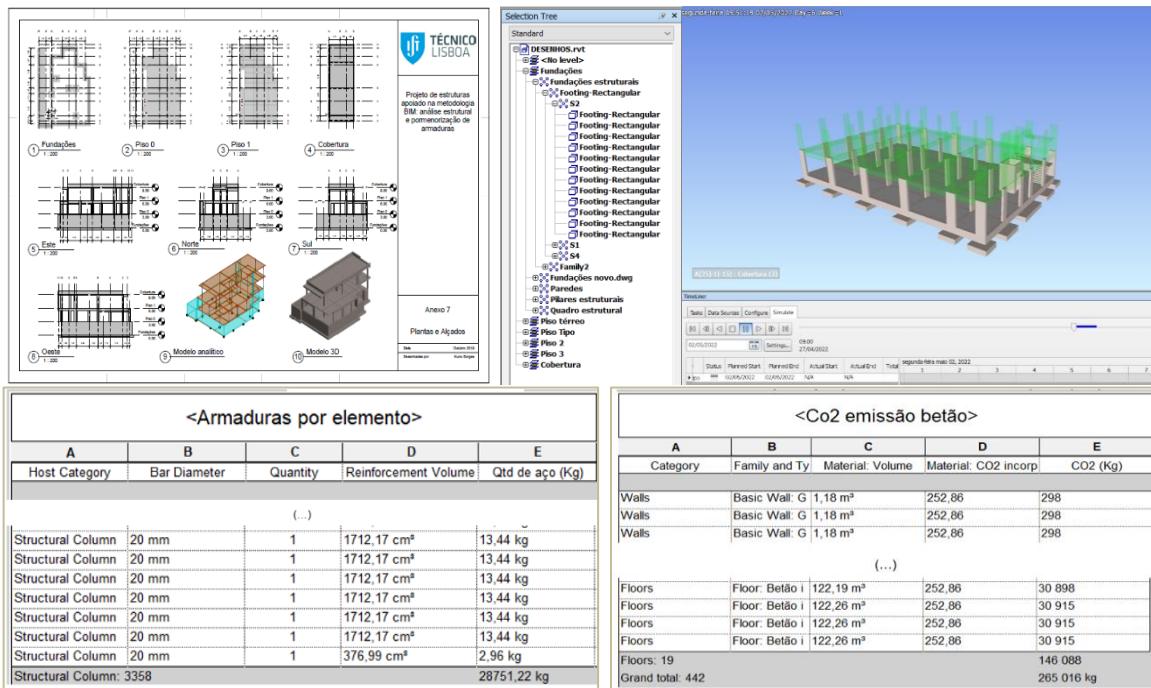


Figura 15. Folha de desenho e modelos 4D, 5D e 6D.

Podem ser organizadas folhas de desenho com plantas, cortes, alçados e modelos 3D. Transpondo o modelo para o visualizador *Navisworks (Autodesk)* é possível simular o faseamento construtivo, referente à componente estrutural (4D). As tabelas de quantidades de material, do betão e das armaduras por tipo de diâmetro, suportam a estimativa de custos (5D). Associando aos materiais aplicados, o valor

unitário de emissão de CO₂ relacionado com o seu fabrico, é possível contabilizar a emissão de carbono relativa ao projecto (6D).

4. CONCLUSÕES

O texto resume o procedimento de actuação na elaboração do projecto de estruturas por recurso a plataformas BIM, e a detecção de irregularidades causadas por uma ineficiente interoperabilidade, baseado em casos estudados no âmbito académico. Os distintos trabalhos apresentados foram, essencialmente, analisados segundo duas perspectivas de interesse para o engenheiro de estruturas:

- Identificar os benefícios subjacentes à metodologia BIM aplicada em estruturas, quando comparada com o projecto baseado no desenho, de modo a incentivar a sua adopção neste domínio, de necessidade premente impulsionado pelo estímulo governamental recente;
- Avaliar o grau de ineficiência existente na prossecução da transposição bidireccional de modelos entre os sistemas de modelação e de cálculo, e enumerar as alterações proporcionadas pelo avanço tecnológico admitido pelos sistemas disponíveis.

Como benefícios principais podem ser considerados os seguintes aspectos:

- Os casos iniciais identificam o fácil processo de modelação, por recurso a objectos paramétricos, e a capacidade de integração, referindo o desenvolvimento da solução estrutural diretamente sobre o modelo BIM de arquitetura, com a possibilidade de apresentação das duas componentes do modelo BIM por separado, pois a sua elaboração deve ser efectuada por técnicos distintos. Contudo, o exemplo de colaboração óptima, é referida no caso de modelação e alteração da estrutura, em função dos ajustes arquitetónicos. Os modelos BIM de arquitetura e de estruturas, são facilmente alteráveis numa base de modelação paramétrica;
- A transferência do modelo analítico do sistema de modelação para o *software* de dimensionamento, foi executado com um elevado nível de correcção. A excepção é verificada nas sapatas que são transferidas como apoios, nas características das molas a associar aos apoios e na representação de elementos específicos;
- O modelo pós-cálculo, transferido no sentido *Robot/Revit*, apresenta alguns dos elementos com a pormenorização correcta como os pilares, as vigas simplesmente apoiadas e as sapatas quando remodeladas no *Robot*. Apesar da limitação verificada em relação às vigas contínuas e às lajes, o *Revit* contém funcionalidades de interacção fácil que permitem corrigir e complementar a pormenorização de armaduras;
- Sobre o modelo de estruturas completo é possível manipular a sua base de dados de forma a apoiar o desenvolvimento de desenhos técnicos e de modelos 4D, 5D e 6D. E, eventualmente, os modelos 7D (manutenção e reparação estrutural) e modelo 8D (segurança no trabalho).

Como limitações foram identificados os seguintes problemas:

- No sistema de modelação é efectuada uma primeira verificação de consistência dos nós, pois a transposição automática do modelo físico para o analítico, requer alguns ajustes devendo ser analisados com o conhecimento de profissional na área de estruturas;
- Embora as cargas possam ser aplicadas no sistema de modelação, a não aceitação de acções sísmicas e a transferência errada dos coeficientes de segurança associados às combinações, pervigília a aplicação de cargas e combinações, apenas, no sistema de dimensionamento;
- Com vantagem, o sistema de cálculo realiza de um modo correcto a pormenorização de todas as armaduras, com base nos resultados do dimensionamento e sob as indicações do projetista. Contudo a sua correcta transferência para o modelo físico inicial, apresenta inconsistências nas lajes e vigas contínuas. Há algum dispêndio de tempo adicional na obtenção do modelo final, correcto e completo.

Conjugando os benefícios e as vantagens, facilmente se compreende que o engenheiro de estruturas deve adquirir um conhecimento adequado em relação às limitações de forma a saber como as ultrapassar, pois a adopção da metodologia BIM no projecto, constitui uma contribuição positiva no contexto da transformação digital da construção.

REFERÊNCIAS

- [1] Sampaio, A.Z. (2021) Maturity of BIM implementation in the construction industry: Governmental Policies, *International Journal of Engineering Trends and Technology*, Vol. 69, N. 7, pp. 92-100, 10.14445/22315381/IJETT-V69I7P214
- [2] Sacks, R.; Eastman, C.; Lee, G.; Teicholz, P. (2018). BIM handbook: A guide to Building Information Modeling for owners, managers, designers, engineers and contractors, 3rd ed., New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., ISBN: 978-1-119-28753-7.
- [3] Merschbrock, C.; Munkvold, B.E. (2015). Effective digital collaboration in the construction industry: A case study of BIM deployment in a hospital construction project, *Computers in Industry*, Vol. 73, pp. 1-7, <https://doi.org/10.1016/j.compind.2015.07.003>.
- [4] Modelo de informação da construção BIM. Portaria 255/2023. [Portaria n.º 255/2023 | DR \(diariodarepublica.pt\)](https://diariodarepublica.pt)
- [5] Salzano, A.; Miano, A.; Prota, A.; Jacobsson, R. (2022). The use of the BIM approach from the conceptual planning to the construction phase: the case study of the SHiP Experiment. *Designs*, Vol. 6, N. 48. <https://doi.org/10.3390/designs6030048>
- [6] Rivera, F.M.L.; Vielma, J.C.; Herrera, R.F.; Carvallo, J. (2019). Methodology for Building Information Modeling (BIM) Implementation in Structural Engineering Companies (SECs). *Advances in Civil Engineering*, Vol. 16, <https://doi.org/10.1155/2019/8452461>
- [7] Sampaio, A.Z.; Gomes, A.M.; Farinha, T. (2022). Interoperability in BIM: limitations, inconsistencies and strategies, *International Conference on Simulation and Modelling Methodologies, Technologies and Applications (SIMULTECH)*, Lisbon, Portugal.
- [8] Laakso, M.; Kiviniemi, A. (2012). The IFC standard: A review of History, development and standardization, *Information Technology*, Vol. 17, N. 9,
- [9] Sampaio, A.Z.; Novais, J.N.; Diniz, J.P. (2019). Analysis of BIM implementation in structural projects, *Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia (CMN)*, Guimarães, Portugal.
- [10] Teng, Y.; Xu, J.; Pan, W.; Zhang, Y. (2022) A systematic review of the integration of Building Information Modelling into life cycle assessment, *Building Environment*, Vol. 221, <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2022.109260>
- [11] Sanchez-Lite, A.; Zulueta, P.; Sampaio, A.Z.; Gonzalez-Gaya, C. (2022) BIM for the realization of sustainable digital models in a university-business collaborative learning environment: assessment of use and students' perception. *Buildings*, Vol. 12, doi:10.3390/buildings12070971
- [12] Oliveira, J. P. (2016). Gestão do modelo BIM no âmbito do projecto de estruturas. Dissertação de Mestrado em Estruturas, IST, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- [13] Gomes, A.M.; Sampaio, A.Z.; Azevedo, G.; Sanchez-Lite, A. (2023). BIM in structural project: Interoperability analyses and data management. *Applied Science*, Vol. 12, <https://doi.org/10.3390/app12178814>.
- [14] Azevedo, G.F. (2022) Implementação da metodologia BIM no projecto de estruturas: adaptação de procedimentos e gestão de informação, Dissertação de Mestrado em Estruturas, IST, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal.

Comportamento ao fogo de habitações modulares em betão armado – Simulação numérica da resposta térmica

E. Castilho ¹

J.P. Firmo ²

RESUMO

Ao longo da última década tem-se assistido ao desenvolvimento de soluções modulares pré-fabricadas para aplicação em edifícios habitacionais, impulsionado pela escassez de mão de obra especializada e aumento generalizado dos custos da construção tradicional. A pré-fabricação possibilita a adoção de geometrias otimizadas, permitindo explorar mais eficazmente os materiais. Esta otimização conduz, em geral, a elementos mais leves e esbeltos, que, por esse motivo, podem apresentar problemas em situação de incêndio. O comportamento das ligações entre os elementos estruturais é igualmente relevante, e pode condicionar a resistência ao fogo de edifícios pré-fabricados em betão armado (BA). Este artigo apresenta um estudo numérico preliminar sobre o comportamento ao fogo de habitações modulares pré-fabricadas em BA, desenvolvido no âmbito do projeto R2Utechnologies, financiado pelo Plano de Recuperação e Resiliência (PRR-IAPMEI). Os principais objetivos deste estudo são: (i) avaliação da vulnerabilidade ao fogo das paredes estruturais e suas ligações, em conformidade com os requisitos regulamentares; e (ii) identificação dos pontos críticos que necessitam de estudo experimental adicional. Para atingir estes objetivos foram desenvolvidos modelos numéricos de elementos finitos com recurso ao *software* comercial *Abaqus*. A análise térmica revelou que as secções das paredes-tipo consideradas verificam os requisitos de isolamento ao fogo, e fez surgir o interesse na avaliação da capacidade residual (pós-incêndio) das suas ligações. Ensaios de resistência ao fogo a realizar na fase seguinte deste projeto permitirão validar os modelos numéricos apresentados.

Palavras-chave: habitação modular; betão armado; comportamento ao fogo; simulação numérica.

1. INTRODUÇÃO

A edificação modular é uma evolução do processo construtivo tradicional *in-situ*. Os módulos são fabricados em ambiente industrial, com a maior parte da infraestrutura instalada (elétrica, água, esgotos, etc.), reduzindo significativamente o tempo de execução. A rapidez de construção é, portanto, uma das principais vantagens desta solução relativamente aos métodos convencionais, mas existem também benefícios associados à produção em ambiente controlado (com vantagem ambiental pela otimização de processos e redução de desperdícios) e diminuição do número de operários em obra. Esta redução é uma necessidade atual, dada a escassez de mão de obra qualificada. Em obra realiza-se apenas a montagem dos módulos, sendo a ligação entre elementos um aspeto fundamental na estabilidade estrutural do edifício. Nesta comunicação apresenta-se o estudo numérico térmico realizado para avaliação preliminar da vulnerabilidade ao incêndio de uma solução modular em BA, atualmente em desenvolvimento no âmbito de um projeto em curso (*cf.* secção 2). O campo de temperaturas resultante da aplicação de uma curva padrão de incêndio (ISO834) foi determinado por meio de uma análise térmica transiente. Em seguida, foram avaliados os requisitos regulamentares, identificando assim os pontos críticos que necessitam de investigação experimental futura.

¹ Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, eloisa.castilho@tecnico.ulisboa.pt

² Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt

2. DESCRIÇÃO DO PROJECTO

O projeto “R2UTechnologies | Modular System”³, visa desenvolver e industrializar um conceito de construção modular que atenda aos desafios contemporâneos, com foco na sustentabilidade. A sua implementação envolve uma rede alargada de parceiros e entidades beneficiárias. Em particular, esta comunicação refere-se a uma atividade em curso no Instituto Superior Técnico, com principais objetivos (i) avaliar a segurança ao fogo dos elementos estruturais do sistema de habitação modular em BA de acordo com os requisitos definidos no Regime Jurídico da Segurança Contra Incêndios em Edifícios (RJ-SCIE, DL n.º 220/2008, alterado pelo DL n.º 224/2015) através de critérios *REI* (capacidade de suporte de carga, estanquidade e isolamento térmico, respetivamente); e (ii) propor sistemas de proteção e/ou alterações geométricas/materiais aos elementos, no caso de os requisitos não serem cumpridos. Estes edifícios modulares são destinados a habitação (residências seniores, universitárias, unifamiliares ou multifamiliares), *i.e.*, utilização do *tipo I*. A tipologia é personalizável por meio da assemblagem de diferentes combinações de módulos, até um máximo de 5 pisos (pisos térreo mais quatro andares), portanto, *3ª categoria* de risco. Considerando as disposições regulamentares (Regulamento Técnico de Segurança contra Incêndios em Edifícios, RT-SCIE), os elementos de suporte e compartimentação deverão ter resistência mínima ao fogo padrão de *REI90*. Para tal, (i) o critério ‘*R*’ deve ser avaliado após o cálculo mecânico; (ii) o critério ‘*E*’ assegurado através da utilização de portas e janelas corta-fogo, bem como instalações de serviço com classificação de resistência ao fogo; e, por fim, (iii) o critério ‘*I*’ avaliado em função do aumento da temperatura na face não exposta (EC2, Parte 1:2, 2010).

3. ANÁLISE AO FOGO

3.1 Introdução

A variação de temperatura num determinado elemento estrutural durante um incêndio é intrinsecamente dependente das características da ação térmica. A aplicação de modelos de incêndio naturais permite que a capacidade de carga dos componentes estruturais seja projetada para toda a duração do incêndio, incluindo a fase de arrefecimento. Devido à inércia térmica, os componentes de betão sofrem um aquecimento retardado durante a fase de arrefecimento do incêndio, o que pode levar ao aparecimento de esforços de tração. A consideração do incêndio natural é, portanto, mais realista. Contudo, dada a complexidade na sua simulação, a aplicação de modelos de incêndio padrão é uma prática comum no projeto de segurança contra incêndios. A curva ISO 834 é uma referência comum e padronizada, pelo que se utilizará no decorrer deste trabalho. A resposta da estrutura, em termos de temperaturas, depende das características termofísicas dos materiais, condições iniciais e de fronteira, e da sua geometria.

3.2 Equações fundamentais da transmissão de calor

A transmissão de calor é a propagação de energia de uma região para outra, dentro de um meio, devido à diferença de temperaturas. Os processos de transferência de calor são classificados em condução, convecção e radiação: (i) a condução ocorre em meios estacionários (sem transporte das partículas) sólidos, líquidos ou gasosos, devido a um gradiente de temperatura; (ii) a convecção envolve a troca de calor dentro de um fluido ou entre um fluido e uma superfície em contato, resultante do movimento das partículas do fluido; finalmente, (iii) a radiação térmica é o processo pelo qual um corpo emite energia radiante, e depende da temperatura do corpo – este processo não requer um meio interveniente, e a energia é emitida na forma de ondas eletromagnéticas. A determinação do campo de temperaturas num corpo é feita através da resolução da equação diferencial da condução de calor sujeita a determinadas condições de fronteira (CF) e a condições iniciais. A Eq. (1) é conhecida como a equação de condução de calor transiente expressa em coordenadas cartesianas (x, y, z), em que T é a temperatura, t o tempo, os k_i correspondem às condutibilidades térmicas nas diferentes direções [$W/(m K)$], c é o calor específico [$J/(kg K)$], e ρ é a massa volúmica do material [kg/m^3] [1]. Dado que o tempo aparece

³ <https://www.iep.pt/r2utechnologies-modular-system/>

associado a derivadas de primeira ordem, para resolver a Eq. (1) basta conhecer a temperatura de todo o domínio, Ω , num determinado instante de tempo t_o .

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z \frac{\partial T}{\partial z} \right] = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (1)$$

O resultado desta equação depende da condição inicial, T_o . A dependência só seria eliminada em cálculos transientes de estruturas sujeitas a ações cíclicas (e.g.: variação sazonal da temperatura). Em tais casos, após um determinado período, o sistema tornar-se-ia cada vez menos dependente da condição inicial, até alcançar um estado estável e independente de T_o (sistema estacionário). Embora sob ação cíclica o sistema possa tornar-se estacionário, ele nunca entra em regime permanente, devido à variação contínua da ação térmica ($\partial T / \partial t \neq 0$). As CF associadas à Eq. (1) podem ser de 3 tipos:

$$\text{Condições de Dirichlet (CF essenciais): } T = \bar{T} \quad \text{em } \Gamma_T \quad (2)$$

$$\text{Condições de Neumann (CF naturais): } -k \frac{\partial T}{\partial n} = C = q_f \quad \text{em } \Gamma_q \quad (3)$$

$$\text{Condições de Robin (CF de 3º tipo): } -k \frac{\partial T}{\partial n} = q_c + q_r \quad \text{em } \Gamma_{cr} \quad (4)$$

em que \bar{T} é a temperatura prescrita na fronteira Γ_T , n é o vector normal à superfície e C é o fluxo de calor prescrito na fronteira Γ_q . As CF adiabáticas correspondem a $C = 0$. Γ_{cr} representa a superfície exposta a trocas de calor que dependem da diferença de temperaturas na fronteira, especificamente: (i) por convecção, Eq. (5), com fluxo dado pela lei de Newton, e em que h_c é o coeficiente de convecção em $[W / (m^2 K)]$ e T_a é a temperatura do ar; e (ii) por radiação térmica *longwave*, Eq. (6), dada pela lei de Stefan-Boltzmann, em que ε é a emissividade da superfície e σ é a constante de Stefan-Boltzmann.

$$q_c = h_c (T - T_a) \quad (5)$$

$$q_r = \varepsilon \sigma (T^4 - T_a^4), \quad \sigma = 5.669 \times 10^{-8} \text{ W} / (\text{m}^2 \text{ K}^4) \quad (6)$$

Existem várias soluções analíticas para a resolução de problemas de condução de calor (e.g. [2]). Contudo, em muitas situações, a complexidade da geometria e das CF inviabiliza a aplicação dessas soluções, tornando a resolução numérica a alternativa mais viável. Apesar disso, as soluções analíticas são úteis na verificação dos resultados numéricos, especialmente em regiões suficientemente distantes das fronteiras, onde o fluxo unidirecional predomina, adequando a comparação com a solução analítica.

3.3 Aplicação à situação de incêndio

No caso de estruturas sujeitas a incêndio, devido à ampla faixa de temperaturas que os materiais podem atingir, é essencial considerar a evolução das propriedades termofísicas dos materiais em função da temperatura. Além disso, numa situação de incêndio, devido à natureza pontual desta ação, o sistema nunca atingirá o regime estacionário. Consequentemente, a solução da equação de condução de calor, Eq. (1), será sempre dependente da temperatura inicial, T_o , imposta a cada um dos nós do modelo. A radiação emitida pelo fogo (*shortwave*) é um fluxo prescrito, q_f , que se insere na categoria de Neumann, Eq. (3). Este fluxo é posteriormente reemitido pelas superfícies aquecidas pelo incêndio, sob a forma de radiação *longwave*, q_r , também conhecida por re-radiação [3], a considerar na Eq. (4). Contudo, na prática da engenharia estrutural, a exposição ao fogo é comumente definida por uma curva de temperatura-tempo (e.g. ação ISO 834) e portanto as condições de fronteira térmicas são resumidas à utilização da Eq. (4), tal como descrito por Lucherini [4]. Mais considerações sobre este tema são exploradas em [5]. Relativamente à convecção, Eq. (5), observa-se que, quando há uma corrente de um fluido em contacto com uma superfície sólida, forma-se um filme de fluido aderente à superfície. Este filme está em repouso e funciona como isolante térmico (camada de passagem), atuando como uma barreira à transferência de calor. Esta camada pode ser eliminada quando a velocidade do fluido aumenta [2]. O coeficiente de convecção, depende, portanto, de vários fatores (como forma e dimensões da superfície sólida, regime de convecção, viscosidade, densidade) mas é frequentemente correlacionado (de forma diretamente proporcional) com a velocidade do fluido (e.g. [2], [6]). De facto, com o aumento da velocidade do fluido, a espessura da camada de passagem diminui. Conclui-se, portanto, que um aumento de h_c aproxima uma CF de Robin à CF de Dirichlet. Por outro lado, velocidades reduzidas do fluido resultam em camadas de passagem mais espessas, tornando a fronteira próxima da condição adiabática ($h_c = 0 \rightarrow C = 0$). No caso de estruturas expostas à ação do incêndio (convecção natural em

ambientes fechados), a velocidade do fluido será influenciada pela temperatura do incêndio. Portanto, nesta situação, h_c será, em cada instante, função da temperatura do fluido. Contudo, de forma simplificada, o EC1-parte 1:2 recomenda valores de h_c tendo apenas em consideração a sua aplicação em face exposta/ não exposta de estrutura sujeita à curva de incêndio padrão.

Finalmente, é importante destacar que certos fenómenos associados a incêndios são ainda difíceis de simular numericamente, e por isso requerem investigação experimental: (i) um deles é o *spalling*, que consiste na delaminação do recobrimento das estruturas de betão pela exposição a temperaturas elevadas (e taxas aceleradas de aquecimento). O *spalling* conduz à exposição da armadura ao fogo, o que pode comprometer a integridade dos varões, e, conseqüentemente, a estabilidade da estrutura. Este fenómeno resulta de uma interação complexa de fatores, como tipo e idade do betão, permeabilidade, taxa de aquecimento, tipo e tamanho de agregado, humidade, presença de fissuras, existência de fibras, carga aplicada, etc. (fib Bulletin 38). Contudo, o principal mecanismo subjacente é o aumento da pressão nos poros, devido à água evaporada dentro do betão, sendo por isso particularmente grave em betões muito compactos. Para mitigar os efeitos do *spalling* pode-se considerar a aplicação de reforço suplementar. Para evitar o *spalling* explosivo, podem ser utilizadas fibras poliméricas (não metálicas), que promovem a formação de microcanais por onde se liberta o vapor de água. Devido à complexidade deste fenómeno, a sua previsão numérica é praticamente inviável, tornando essencial verificação experimental; (ii) referir ainda que, em paredes compostas por diferentes camadas de betão e/ou de outros materiais, a exposição a altas temperaturas pode promover a separação das camadas, comprometendo a capacidade residual da parede. Este fenómeno é potenciado pela diferente dilatação térmica dos materiais, e facilitado pela variação na pressão da água evaporada. Tais condições podem levar ao aparecimento de microfissuras, originando o desligamento das camadas. Para caracterizar a integridade da interface e a resistência residual do sistema é necessário conduzir uma avaliação experimental detalhada.

4. DESEMPENHO TÉRMICO DE PAREDES

4.1 Introdução

Com este estudo preliminar pretendeu-se identificar eventuais aspetos críticos para o cumprimento dos requisitos de segurança ao fogo dos elementos estruturais, visando a sua correção (*i.e.* alteração de geometria dos elementos e/ou dos materiais constituintes). Para tal, foram desenvolvidos modelos numéricos simplificados (2D) para simulação da resposta térmica dos elementos. Em termos de desempenho térmico, a secção-tipo da parede em zona corrente (*i.e.* afastada das ligações) incorpora isolamento numa configuração tipo *sandwich*, interior, anulando a necessidade da sua aplicação em obra. Entre as várias opções possíveis (EPS, XPS, lã de rocha) considerou-se a utilização do EPS. No entanto, é importante destacar que o EPS é um material combustível e, portanto, esta solução só é admissível se o material for utilizado no interior das paredes (tal como na solução em análise), ou se sobre este for aplicado um revestimento não combustível. Refira-se ainda que nas zonas próximas das ligações, as paredes assumem uma configuração maciça.

4.2 Ação térmica

Neste capítulo apresenta-se a análise térmica de uma secção de parede em zona corrente. No que respeita à ação do fogo, simulou-se o cenário mais comum (incêndio apenas numa divisão, *i.e.*, incidindo numa das faces da parede). Contudo, para verificação da solução final, serão estudados todos os cenários possíveis, incluindo incêndios em todas as divisórias (*i.e.*, incêndio incidente em ambas as faces da parede). No modelo numérico das paredes, uma das faces foi exposta à temperatura ambiente ($T_{ar} = 20\text{ °C}$) e a outra à curva da ISO 834. As faces laterais do modelo numérico foram consideradas adiabáticas (correspondem, portanto, a eixos de simetria do campo de temperaturas, permitindo que a parede seja considerada infinitamente comprida – ver figura 1). A análise térmica teve como ponto de partida a temperatura inicial dos materiais, considerada idêntica à temperatura ambiente ($T_0 = 20\text{ °C}$). Em seguida, foi realizada uma análise transiente desde este estado térmico de referência, e ao longo de 6 horas de aplicação da curva da ISO 834 (admitindo incrementos máximos de tempo e temperatura de 10 s e 10 °C, respetivamente, *cf.* 4.3).

4.3 Modelo numérico

A análise térmica foi realizada no software *Abaqus Standard*, adotando-se, portanto, uma solução implícita (incremental e iterativa) para a integração no tempo, com passo de cálculo entre $1 \text{ E}^{-3} \text{ s}$ e 10 s (admitindo uma variação máxima, por incremento, de $10 \text{ }^\circ\text{C}$). Entre as várias soluções em desenvolvimento no projeto, avaliou-se a mais desfavorável: parede com 16 cm de espessura total, incluindo 4 cm de isolamento EPS (Figura 1(a) – representativos da zona ‘corrente’). Devido à geometria da seção e à regularidade da ação, o fluxo de calor ocorrerá predominantemente na direção normal às faces, tornando suficiente uma análise unidimensional (1D). No entanto, considerando a existência de dois materiais, a transmissão de calor na sua interface não ocorre por condução, mas por radiação entre as superfícies (Hottel, conforme descrito em [7]). Portanto, foi utilizado um modelo bidimensional (2D), aplicando a condição de *gap radiation* na interface entre materiais (Figura 1(b)). Na Figura 1(c) apresenta-se a malha de elementos finitos adotada: discretização com elementos do tipo quadrilátero do 2º grau (8 nós⁴), e com 10 elementos igualmente espaçados em espessura, resultando numa malha com 2735 nós e 800 elementos.

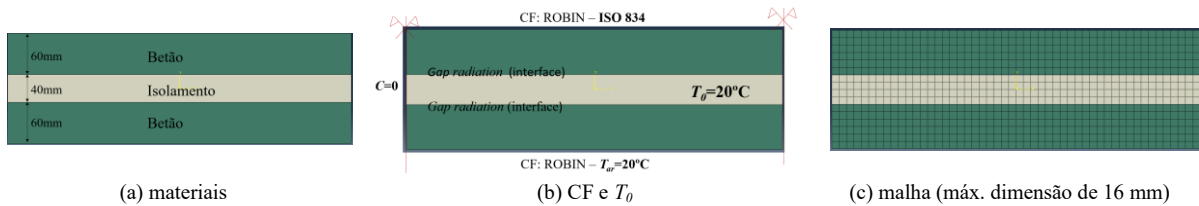


Figura 1. Seção-tipo de parede analisada (em zona ‘corrente’).

4.4 Condições de fronteira (CF) e propriedades dos materiais

As CF foram definidas como condições de *Robin* para as interfaces betão/ar, ver Figura 1(b), considerando uma emissividade da superfície de betão de 0.7 (EC2 – Parte 1-2). Utilizando a curva de incêndio padrão, o h_c na face exposta é de $25 \text{ W/m}^2\text{K}$ e no lado não exposto é de $4 \text{ W/m}^2\text{K}$ (EC1 – Parte 1-2). Relativamente a h_c , importa destacar que, tal como detalhado na secção 3.3, o menor valor representa ‘filmes de fluido’ mais espessos, resultando em superfícies mais isoladas e menos influenciadas pela CF. Esta consideração afeta significativamente o campo de temperaturas obtido, tal como demonstrado em 4.5. As propriedades dos materiais adotadas na análise térmica são apresentadas no Quadro 1. Relativamente ao betão, foi considerado o valor médio dos limites superior e inferior de condutibilidade térmica indicados no EC2, e o calor específico foi determinado para um teor de água de 1,5 %. Quanto ao isolamento, utilizaram-se as propriedades a temperatura ambiente (RT) fornecidas pela especificação técnica do material (EPS-33-100). Na ausência de dados sobre a variação dessas propriedades com a temperatura, foi considerada a degradação determinada por [8]. Observa-se que, no caso do betão, a condutibilidade térmica diminui com o aumento da temperatura, melhorando o seu desempenho térmico em comparação com a condição a RT. Em contraste, a condutibilidade do material de isolamento tende a aumentar com a elevação da temperatura, piorando seu desempenho térmico.

Quadro 1. Propriedades termofísicas dos materiais.

Betão [EC2 - Parte 1:2]				Material de isolamento			
$T [^\circ\text{C}]$	$k [\text{W/m.K}]$	$c [\text{J/kg.K}]$	$\rho [\text{kg/m}^3]$	$T [^\circ\text{C}]$	$k [\text{W/m.K}]$	$c [\text{J/kg.K}]$	$\rho [\text{kg/m}^3]$
20	1,642218	900	2400	20	0,033	1260	15,000
50	1,586775	900	2400	50	0,053	3528	15,056
90	1,515147	900	2400	100	0,079	6804	15,084
(...)	(...)	(...)	(...)	(...)	(...)	(...)	(...)
1100	0,576150	1100	2133	600	1,891	2520	0,393
1200	0,574200	1100	2112	650	1,832	1512	0,364

4.5 Cálculo e resultados principais

Na Figura 2(a) ilustra-se o campo de temperaturas (de meio troço) da parede após a exposição de 6 h à curva de incêndio padrão. Na Figura 2(b) apresenta-se a evolução da temperatura, ao longo do tempo, na face não

⁴ *Abaqus element type: 8-node quadratic heat transfer quadrilateral, DC2D8*

exposta. É importante destacar o impacto da consideração de diferentes h_c na face não exposta: um h_c maior (25 W/(m²K)) simula superfícies menos isoladas; em contraste, um h_c menor (4 W/(m²K)) representa superfícies mais isoladas, com maior retenção de calor no interior da parede. O menor valor considerado é o regularmente proposto no EC1 - Parte 1:2, e corresponde à situação mais desfavorável para avaliação da conformidade com os requisitos de EC2 - Parte 1:2. Observa-se que, nessa situação, o aumento médio/máximo da temperatura na superfície não exposta, após 90 minutos, é de apenas 12 °C, cumprindo assim o requisito regulamentar de isolamento (aumento médio <140 °C/ aumento pontual <180 °C). De facto, com este critério, esta secção-tipo garante 235 minutos de isolamento térmico. Portanto, o isolamento das paredes considera-se verificado com grande margem de segurança. Em consequência, considerou-se desnecessário investir tempo/recursos na realização de ensaios de resistência ao fogo em elementos de parede para confirmar a evolução de temperaturas obtida numericamente.

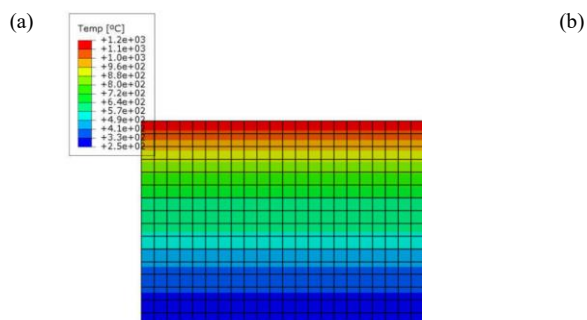


Figura 2. Resultados do cálculo térmico: (a) campo de temperaturas da secção, após exposição à curva de incêndio padrão; (b) evolução da temperatura na face não exposta.

5. DESEMPENHO TÉRMICO DE LIGAÇÕES PAREDE-PAREDE

5.1 Introdução

Na conceção do sistema de construção modular consideraram-se ligações secas. Esta decisão foi fundamentada em premissas práticas: (i) facilidade de execução em obra e redução do tempo de montagem; e (ii) facilidade de desmontagem no final da vida útil da estrutura, promovendo a reutilização/reciclagem. No entanto, reconhece-se que as ligações húmidas (com betonagem) proporcionariam um melhor desempenho sísmico, devido à maior rigidez da conexão monolítica entre elementos. Não obstante, a escolha pelas ligações secas prevaleceu, garantindo-se a integridade estrutural. No presente estudo foram consideradas apenas ligações ‘parede-parede’, analisando-se, em particular, as ligações laterais entre paredes. Na análise numérica contemplaram-se as zonas maciças destas paredes (o isolamento interior, considerado no modelo numérico das paredes apresentado na secção 4, apenas existe na zona ‘corrente’, afastada das ligações). Refira-se, ainda, que no presente projeto estão em desenvolvimento 3 soluções para este tipo ligação. Neste artigo apresenta-se a análise de uma destas soluções (‘solução 1’, Figura 3). A solução em estudo para estas ligações materializa-se por peças metálicas aparafusadas entre si (com furos ovalizados para facilitar montagem); a estas chapas estão soldados 4 varões metálicos (diâmetro de 12 mm), embebidos nas paredes, transmitindo os esforços por aderência ao betão; note-se que os varões são soldados com inclinações diferentes, assegurando que cada um deles solicita volumes diferentes do betão das paredes, distribuindo mais uniformemente eventuais fissurações resultantes de solicitações mecânicas (nomeadamente da ação sísmica). As paredes que incorporam as ligações têm 20 cm de espessura total, e são compostas por duas camadas: 5 cm de UHDC exterior, que atua como barreira aos agentes erosivos, e 15 cm de LCLWAC no interior⁵, que é leve e tem pouca quantidade de cimento. Esta leveza facilita o transporte e a montagem dos módulos, reduzindo custos logísticos. A menor utilização de cimento contribui para a diminuição do impacto ambiental, alinhando-se com as práticas de construção sustentável. Do ponto de vista do desempenho à ação de um incêndio no interior da habitação, esta combinação de materiais (betão exterior resistente/durável e interior leve) reduz a suscetibilidade ao *spalling* explosivo, característica de betões de UHDC. Nesta etapa de verificações

⁵ UHDC: Ultra-High Durability Concrete; LCLWAC: Low Cement Lightweight Aggregate Concrete

preliminares utilizou-se um modelo 3D de transferência de calor, que, embora não simule/detete diretamente a ocorrência de *spalling*, identifica os cenários mais desfavoráveis.

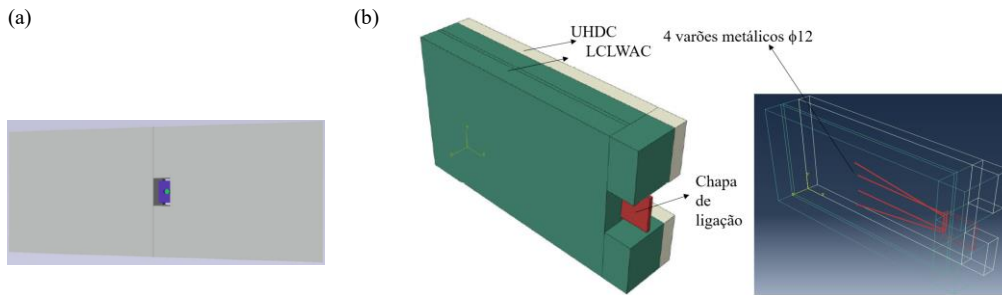


Figura 3. Ligação parede-parede: lateral – ‘solução 1’. (a): concepção; (b): modelação.

5.2 Ação térmica

No que respeita à ação térmica, simulou-se o cenário descrito em 4.2.

5.3 Modelo Numérico

Dada a dimensão dos varões da amarração, considera-se que poderão afetar o campo térmico, pelo que foram incluídos no modelo (em *Abaqus Standard*), numa análise 3D, apesar do fluxo de calor ser predominantemente UD. Em termos de tipologia, foram simulados como *embedded* (elementos lineares), Figura 3. Esta modelação admite a interação entre o reforço e o betão sem necessidade de coincidir as suas malhas, assegurando a compatibilidade. Uma vez que estes elementos não são modelados volumetricamente, não é considerada a variação de temperatura no diâmetro do varão, a qual é irrelevante para o objetivo desta análise (seria importante, *p.ex.*, na avaliação da aderência desta ligação). Na Figura 4 apresenta-se a malha de elementos finitos adotada. Utilizaram-se elementos do tipo hexaédrico de 8 nós (1° grau⁶), os quais se combinaram com os elementos lineares⁷. Adotou-se uma discretização de 20 elementos igualmente espaçados em espessura; resultou numa malha com 102302 nós e 89725 elementos.

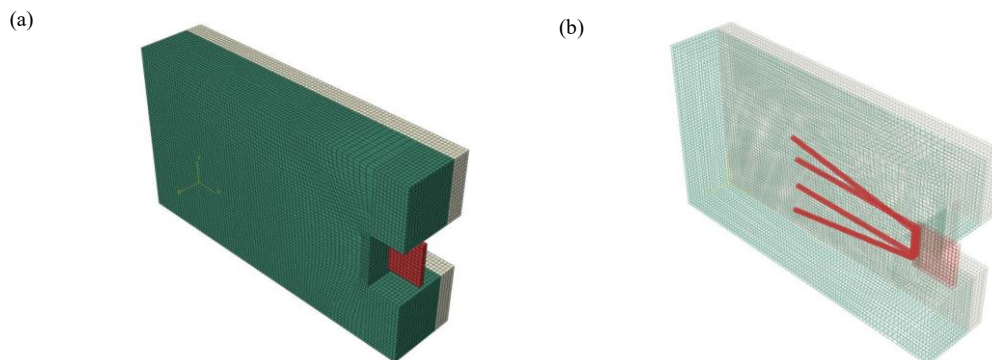


Figura 4. Solução 1: malha de elementos finitos. (a) exterior; (b) interior.

5.4 CF e propriedades dos materiais

No que respeita às condições de fronteira, simulou-se o cenário descrito em 4.4. Aplicou-se a condição de *gap radiation* em todas as interfaces entre materiais. Na chapa metálica das ligações, que foi considerada não exposta porque será protegida da ação do incêndio com um material muito isolante, usou-se um coeficiente de transferência de calor (que admite incluir também os efeitos da transferência por radiação) de $9 \text{ W/m}^2\text{K}$. As propriedades termofísicas do aço foram consideradas em conformidade com o EC3-Parte1:2. No que se refere aos betões, as propriedades utilizadas são as preconizadas no *draft* final do Eurocode 2-Part 1.2, que distingue o betão e o betão com agregado leve.

⁶ Abaqus element type: 8-node linear hexahedral elements, DC3D8, heat transfer brick

⁷ Abaqus element type: 2-node linear line elements, DC1D2, heat transfer link

5.5 Cálculo e resultados principais

A análise térmica foi realizada em conformidade com o descrito em 4.5. Tendo em consideração o objetivo desta análise, começou por se avaliar a evolução da temperatura na secção mais desfavorável dos varões da ligação (*i.e.*, mais próxima da face exposta ao fogo); o resultado representa-se na Figura 5. Verifica-se que, após 90 min exposição, a temperatura no varão é de apenas 112 °C, pelo que as propriedades mecânicas do aço estão inalteradas [EC3-Part 1-2]. Com base neste resultado, poderia concluir-se que o estudo do comportamento residual desta ligação durante uma exposição de 90 minutos seria dispensável. No entanto, fissurações causadas por variações de temperatura dos materiais podem comprometer a eficiência da ligação, não por perda de resistência dos varões, como demonstrado, mas por perda de capacidade de aderência ao betão. Portanto, considera-se fundamental realizar um ensaio posterior para avaliação da capacidade residual (pós-fogo) da ligação. Após 90 mins de exposição, a face exposta ao incêndio atinge uma temperatura de 980 °C (ver Figura 6(b)). Justifica-se, portanto, uma avaliação da distribuição de temperatura ao longo da espessura da parede, que se apresenta na Figura 6(c). Pela apreciação deste gradiente térmico na espessura (que afeta a pressão dos poros), é possível estimar expeditamente o risco de *spalling*. Esta informação permite identificar situações críticas que justificam avaliação experimental. Maluk [9] procurou definir o gradiente crítico que espoletaria este fenómeno (~11°C/mm). Esta referência é muito específica do betão ensaiado por Maluk, contudo, como no presente estudo o gradiente obtido na espessura é bastante elevado (20°C/min), existe o risco de ocorrência de *spalling*. Finalmente, verifica-se que existe uma faixa de aproximadamente 40 mm de espessura sujeita a temperaturas superiores a 300 °C. Sendo superior à espessura do recobrimento, este perfil de temperaturas denuncia um “*damage state 3*” (de acordo com os graus de dano definidos em [10]), o qual requer significativa reparação. Evidentemente que a análise térmica não permite avaliar explicitamente a redução de capacidade de carga da parede e das suas ligações (relacionada com critério *R* – estabilidade ao fogo). Contudo, esta distribuição de temperatura mostra que, após 90 min de exposição ao fogo, a capacidade de carga da parede é afetada. Para quantificar a redução da capacidade de carga (i) durante o incêndio, será necessário realizar uma análise mecânica sequencial à análise térmica – esta análise (a realizar numa fase futura) terá como *input* o campo de temperaturas determinado na análise térmica, e os elementos de betão terão a sua resistência à compressão afetada; (ii) a capacidade de carga residual, pós-fogo, será determinada através de um cálculo mecânico considerando as propriedades residuais do betão (por exemplo de acordo com EC4, Parte1:2, anexo C).

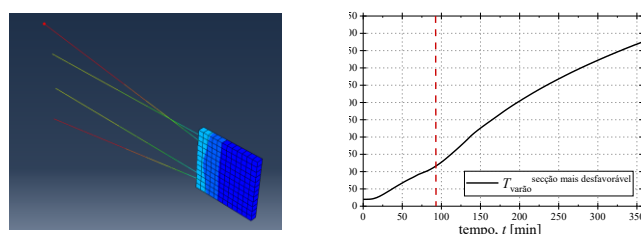


Figura 5. Ligação metálica – ‘solução 1’: evolução da temperatura no varão.

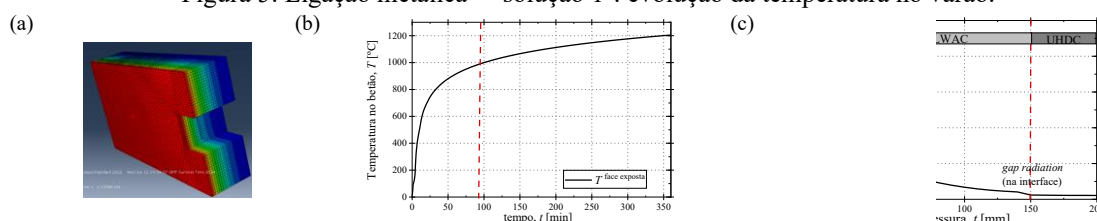


Figura 6. ‘solução 1’: evolução da temperatura em (a) Modelo EF; (b) face exposta do betão; (c) espessura.

5.6 Verificação e validação do modelo (V&V)

A verificação e validação do modelo são processos tanto complementares quanto fundamentais na aplicação de resoluções numéricas, nomeadamente pelo método dos elementos finitos (MEF). Estes processos avaliam a correção de um modelo de EF para simular um cenário físico específico [11]. A verificação de código avalia a precisão dos algoritmos numéricos utilizados para aproximar a solução das equações diferenciais. Esta etapa permite também detetar erros decorrentes de deficientes refinamentos da malha (não adequados ao estudo do fenómeno, evidenciados pela sensibilidade do modelo à discretização adotada). Posteriormente, é desejável a validação das propriedades dos materiais consideradas no modelo numérico relativamente ao cenário específico

que se pretende simular. Para isso, é necessária uma campanha experimental/observação *in situ*, que permita validar ou iterativamente calibrar os parâmetros termofísicos considerados no modelo. A etapa de validação será realizada numa fase posterior deste trabalho (com campanha experimental). Apresenta-se em seguida a verificação do modelo, pela comparação dos resultados obtidos com outro programa de elementos finitos, PAT⁸ [1]. O programa PAT baseia-se na discretização pelo MEF para a obtenção da distribuição espacial de temperaturas, adotando uma técnica de Diferenças Finitas para a integração temporal. Para efeitos de verificação, uma análise 2D na espessura da parede é suficiente. O programa PAT permite o uso de elementos isoparamétricos do tipo quadrilátero de 8 nós (2º grau). Foi estudada uma faixa de parede com 200 mm de comprimento e 25 mm de altura, optando-se por uma discretização mais refinada junto à face exposta. As CF foram definidas de acordo com o explicitado em 5.4. Na análise adotou-se uma solução implícita com um passo de cálculo de 1 min. Para fins de verificação, foram admitidas várias simplificações, nomeadamente (i) condução entre os dois materiais; (ii) linearização do coeficiente de radiação (considerando um coeficiente médio, $h_r=175\text{W/m}^2\text{K}$ [12], o qual se destaca pela ordem de grandeza tão superior a h_c); e (iii) uma evolução média da degradação das propriedades termofísicas com a temperatura. A verificação foi realizada para os instantes $t=210\text{ min}$ e $t=360\text{ min}$, conforme apresentado na Figura 7. Percebe-se que a temperatura na face exposta determinada com o PAT é ligeiramente inferior à determinada com o *Abaqus*, o que indica que o h_r considerado deveria ser superior (*i.e.*, superfície menos isolada, mais sensível à CF). Contudo, o objetivo desta verificação não é a calibração de propriedades, pelo que, dadas as simplificações mencionadas, e a boa concordância entre as distribuições de temperaturas, o modelo desenvolvido em *Abaqus* considera-se verificado.

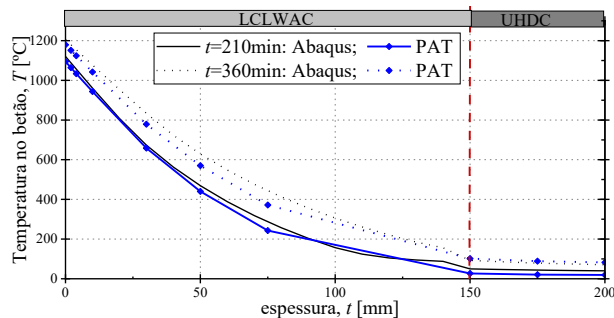


Figura 7. Verificação do modelo numérico.

6. TRABALHOS FUTUROS

Em termos numéricos, será desenvolvida a análise térmica das soluções alternativas ‘2’ e ‘3’ das ligações parede-parede. Esta será seguida de uma análise mecânica com o objetivo de avaliar a capacidade de carga durante incêndio (critério R) e a capacidade de carga residual (pós-fogo). Observa-se que, com este tipo de acoplamento (sequencial), a distribuição de temperatura afeta a resposta mecânica, mas o oposto não é verdadeiro – por exemplo, não há influência da fendilhação na condutividade térmica. Estes modelos, após validação, permitirão estudar a influência dos seguintes parâmetros no comportamento ao fogo: (a) tipo de betão; (b) tipo de armadura (*e.g.* convencional em aço *vs.* em polímero reforçado com fibras – FRP); (c) diferentes materiais de isolamento térmico da zona ‘corrente’ das paredes; e, finalmente, (d) detalhes geométricos e materiais das ligações laje-parede. Posteriormente, será desenvolvida uma campanha experimental, que permitirá (i) validar as previsões numéricas; (ii) averiguar a ocorrência de fenómenos numericamente inviáveis de determinar (*e.g.* *spalling*; integridade da interface entre as camadas de betão); e, finalmente, (iii) aprofundar o estudo do comportamento das ligações, que é um ponto crítico neste tipo de construção. Devido ao custo (temporal e financeiro) desta atividade, é necessário otimizar recursos, pelo que os ensaios serão desenvolvidos com a finalidade de esclarecer os pontos críticos detetados nos modelos numéricos descritos atrás. Em particular, serão direcionados para a tipologia de ligações que se preveja ser mais afetada pela ação do incêndio, a qual se identificará não só pela temperatura dos varões embebidos no betão, como também pelo gradiente de temperaturas junto à face exposta. Relativamente à redução da capacidade de carga das ligações durante incêndio (critério R), antevê-se que não seja um aspeto crítico, uma vez que a sollicitação mecânica das ligações (PP estrutura e cargas permanentes) é praticamente nula. Por este motivo, o foco dos estudos futuros incidirá na capacidade residual (pós-incêndio)

⁸ PAT é um software de código aberto disponível em: <https://github.com/nschclar/PAT>.

das ligações, para avaliar a necessidade de intervenção/reparação. Finalmente, pretende-se realizar um ensaio de resistência ao fogo à escala real de um módulo completo da habitação em desenvolvimento, com o objetivo de verificar o cumprimento global dos critérios REI, complementando as verificações “elemento a elemento” efetuadas anteriormente. Neste ensaio, a ação térmica será imposta através da ignição e queima de elementos de madeira com densidade de carga de incêndio definidas de acordo com a classe de utilização e risco do módulo de habitação. Este ensaio permitirá avaliar a suficiência das medidas passivas de proteção ao fogo (em particular na zona das ligações laje-parede), bem como a necessidade de adoção de medidas ativas (p. ex.: *sprinklers*).

7. CONCLUSÕES

Nesta comunicação foi apresentado um procedimento de cálculo térmico preliminar. Este trabalho considera-se relevante não pelos resultados obtidos, decorrentes de uma análise térmica ‘simples’, mas pelas orientações que oferece para a campanha experimental a realizar na fase seguinte desta investigação. As análises preliminares permitiram identificar os cenários críticos e os fenómenos que necessitam de verificação experimental detalhada, como o comportamento residual (pós-fogo) das ligações e a possibilidade de *spalling*. Através deste estudo é possível otimizar a gestão de recursos ao direcionar os esforços experimentais para os aspetos potencialmente problemáticos, garantindo uma abordagem mais eficaz nas investigações subsequentes. Assim, o trabalho contribui para a compreensão do comportamento estrutural em situação de incêndio e orienta futuras pesquisas, processo fundamental para a validação e melhoria das soluções propostas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o financiamento do *Civil Engineering Research and Innovation for Sustainability* (CERIS - projeto UIDB/04625/2020, DOI: 10.54499/UIDB/04625/2020) e do projeto PRR R2UTechnologies (02-C05-i01.01-2022.PC644876810-00000019).

REFERÊNCIAS

- [1] N. S. Leitão and E. Castilho, “Heat transfer analysis of infrastructures subjected to environmental actions: A finite element solver PAT,” *Therm. Sci. Eng. Prog.*, vol. 34, no. June, 2022.
- [2] A. F. Silveira, *As variações de temperatura nas barragens*. Lisboa: LNEC, 1961.
- [3] T. Honorio, B. Bary, and F. Benboudjema, “Evaluation of the contribution of boundary and initial conditions in the chemo-thermal analysis of a massive concrete structure,” *Eng. Struct.*, vol. 80, pp. 173–188, 2014.
- [4] B. M. Andrea Lucherini, R. V. Coile, “Comparing various methods for estimating the fire decay and the cooling phase in structural fire engineering,” in *SiF 2024 – The 13th International Conference on Structures in Fire. University of Coimbra, Portugal, 19 to 21 June, 2024*, pp. 61–72.
- [5] S. N. Wickstrom Ulf, D. Duthinh, and K. Mcgrattan, “Adiabatic surface temperature for calculating heat transfer to fire exposed structures,” *Most*, vol. 2, 2007.
- [6] S. Kumar and S. C. Mullick, “Wind heat transfer coefficient in solar collectors in outdoor conditions,” *Sol. Energy*, vol. 84, no. 6, pp. 956–963, 2010.
- [7] E. M. Sparrow, “Radiation heat transfer between surfaces,” *Adv. Heat Transf.*, vol. 2, pp. 399–452, 1965.
- [8] A. P. C. Duarte, P. Mazzuca, J. M. L. Carvalho, C. Tiago, J. P. Firmo, and J. R. Correia, “Determination of the temperature-dependent thermophysical properties of polymeric foams using numerical inverse analysis,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 394, no. June, p. 131980, 2023.
- [9] H. Y. Lam, K. T. E. Lim, and C. Maluk, “Quantifying the link between in-depth temperature gradients and onset of fire-induced concrete spalling,” in *SiF 2024 – The 13th International Conference on Structures in Fire. University of Coimbra, Portugal, 19 to 21 June, 2024*, pp. 567–576.
- [10] F. S.-B. N. Tajik, N. Elhami-Khorasani, R. Ranade, A. Tessari, “Post-fire damage classification of reinforced concrete structures using thermal analysis,” in *SiF 2024 – The 13th International Conference on Structures in Fire. University of Coimbra, Portugal, 19 to 21 June, 2024*, pp. 545–554.
- [11] K. Srinivas, “Verifications and validations in Finite Element Analysis (FEA),” *Adv. Sci. Eng. Serv.*, no. May, 2020.
- [12] U. Wickström, *Temperature calculation in fire safety engineering*. 2016.

Redução do peso de elementos pré-fabricados por diminuição da espessura de recobrimento

A.B. Ribeiro¹

D. Costa²

L. Gomes³

A. Mesquita³

RESUMO

As características do material escolhido para a construção de uma peça pré-fabricada assume um papel de relevo, dado que tem implicações no tempo necessário para que a peça possa ser descofrada e manipulada, assim como na massa a manusear e a transportar. As exigências de projeto para os elementos de betão armado incluem aspetos relacionados com a durabilidade, como a proteção das armaduras contra a corrosão. A espessura nominal de recobrimento é, geralmente, condicionada pelo tempo de vida definido para a estrutura, sendo muitas vezes estabelecida através da opção prescritiva. Utilizando como exemplo uma peça de betão armado colocada em ambiente da classe XC4, o mínimo recobrimento nominal definido na Especificação LNEC E 464 é de 40 mm. Tratando-se de seção duplamente armada, 80 mm da espessura da peça seriam dedicadas à proteção das armaduras, valor muito superior ao necessário por requisitos de aderência em peças com varões de aço de reduzido diâmetro. Como é corrente, por motivos de eficiência na produção, são definidas exigências de resistência mínima a idades jovens, pelo que é frequente a resistência aos 28 dias ser superior à exigida pelo projeto. Deste modo, é normal recorrer a cimentos particularmente ricos em clínquer, como o CEM I 52,5 R, questionando-se se cimentos menos ricos, como os CEM II/B, podem também responder igualmente ao requisito de resistências elevadas a idades jovens. Por outro lado, tirando partido dessa margem, e sabendo que a resistência está relacionada com o volume e com a configuração da estrutura porosa do betão, recorre-se à possibilidade de especificação por requisitos de desempenho, para estimar reduções na espessura de recobrimento exigida por motivos de durabilidade. É usada a metodologia apresentada na Especificação LNEC E 465. Apresentam-se os resultados do estudo e a sua consequência na redução de peso para um caso particular.

Palavras-chave: Pré-fabricação; Recobrimento; Durabilidade

1. INTRODUÇÃO

Em comparação com a construção “*in-situ*” a indústria de pré-fabricação envolve desafios adicionais nomeadamente no que respeita à velocidade de execução, por razões de eficiência, e relacionados com o transporte da peça executada. As características do material escolhido para a construção da peça pré-fabricada assume, assim, um papel de relevo acrescido, dado que tem implicações no tempo necessário para que a peça possa ser descofrada e manipulada, assim como na massa a manusear e transportar.

As exigências de projeto para os elementos de betão armado, para além das de natureza mecânica, incluem aspetos relacionados com a durabilidade, como a proteção das armaduras contra a corrosão. A espessura nominal de recobrimento é, geralmente, condicionada pelo tempo de vida definido para a

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, bribeiro@lnec.pt

² VIGOBLOCO Pré-fabricados SA, Ourém, Portugal. danielac@vigobloco.pt

³ CIMPOR - Cimentos de Portugal, Lisboa, Portugal. LFGomes@cimpor.com

estrutura, sendo muitas vezes definida através da opção prescritiva. Utilizando como exemplo uma peça de betão armado colocada em ambiente da classe XC4, o mínimo recobrimento nominal definido na Especificação LNEC E 464 [1] é de 40 mm. Tratando-se de seção duplamente armada, 80 mm da espessura da peça seriam dedicadas à proteção das armaduras, valor muito superior ao necessário por requisitos de aderência em peças com varões de aço de reduzido diâmetro.

Como é corrente, por motivos de eficiência na produção, são definidas exigências de resistência mínima a idades jovens, pelo que é frequente a resistência aos 28 dias ser superior à exigida pelo projeto. Tirando partido dessa margem, e sabendo que a resistência está relacionada com o volume e configuração da estrutura porosa do betão, recorre-se à possibilidade de especificação por requisitos de desempenho, para estimar reduções na espessura de recobrimento exigida por motivos de durabilidade. É usada a metodologia apresentada na Especificação LNEC E 465 [2]. Sabe-se também que é usual usar cimentos ricos em clínquer para atingir resistência iniciais elevadas, no entanto, dada a necessidade crescente de os betões serem materiais sustentáveis, é pertinente avaliar em que medida cimentos menos ricos em clínquer são capazes de atingir as resistências iniciais necessárias.

Do ponto de vista de durabilidade, selecionaram-se como exemplos as classes de exposição XC4 e XS1, considerando serem estas as que podem ser as mais correntes em estruturas de betão para edifícios, face aos tipos de agressividade mais presentes em Portugal, o ataque por carbonatação e por cloretos, e aos ambientes onde se prevê que possa existir maior impacto da ação agressiva, considerando o tipo de estruturas em causa. Os ambientes classificados nas classes de exposição XS2 e XS3, são, naturalmente, mais agressivos que os classificados como XS1, no entanto, é pouco provável que a estrutura dos edifícios esteja nesses tipos de ambientes.

O estudo envolveu a utilização de uma composição de betão que se encontrava em produção na empresa VIGOBLOCO, fabricada com cimento CEM I 52,5 R, a qual foi tomada como de referência, e um conjunto de betões com composições distintas, nomeadamente recorrendo a um cimento com menor teor de clínquer Portland, um CEM II/B-M (V-L) 42,5 R. Compara-se a espessura de uma peça de betão colocada em ambientes de exposição da classe XC4 e da classe XS1, satisfazendo requisitos definidos de forma prescritiva ou por limites de desempenho, em termos de consumo de massa da peça e de consumo de clínquer Portland.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Os materiais utilizados no fabrico dos betões deste estudo foram os seguintes: como cimentos, um CEM I 52,5 R em uso corrente na VIGOBLOCO (SECIL, Maceira), um CEM I 52,5 R produzido na fábrica de Alhandra da CIMPOR e um CEM II/B-M (V-L) 42,5 R produzido na fábrica de Souselas da CIMPOR; como adição tipo I, um filer calcário em uso corrente pela VIGOBLOCO, identificado por CRÉ 250, fabricado pela empresa CIC – Carbocálcios – Indústria de Cálcio, Lda.; como agregados, todos em uso corrente pela VIGOBLOCO, uma brita 1 de calcário, dimensão nominal 6,3/12,5, fabricada pela empresa SICOBRITA – Extração e Britagem de Pedra, SA, uma brita 0,5 calcária, dimensão nominal 4/8, também fabricada pela SICOBRITA, uma areia fina quartzosa, dimensão nominal 0/2, fabricada pela empresa Sarendur Lda.; como adjuvantes o superplastificante ViscoCrete 5501, da empresa SIKA, o superplastificante MasterEase 5025, da empresa MASTER BUILDERS SOLUTIONS, e o agente ativador de hidratação do cimento MasterX-Seed 130, também da empresa MASTER BUILDERS SOLUTIONS; água de furo validada de acordo com a NP EN 1008 em uso corrente pela VIGOBLOCO, e água da torneira da rede de Lisboa.

As características destes constituintes não foram determinadas, tendo-se obtido a informação dos fornecedores que se encontra nos Quadros 1 a 3 apresentados de seguida. No que respeita ao filer calcário, que não consta dos quadros, a dimensão nominal declarada é de 0/1 mm, tendo um equivalente de areia $SE \geq 30$, azul de metileno $MB=0,6$ g/kg, uma absorção de água de 0,8 % e uma massa volúmica

das partículas secas de $2680 \pm 5 \text{ kg/m}^3$. Sobre os cimentos, nas características em que os valores não foram disponibilizados, considerou-se que cumpriam os limites estabelecidos na norma NP EN 197-1 [3].

Quadro 1. Características dos cimentos.

<i>Característica</i>	<i>CEM I 52,5 R VIGOBLOCO SECIL, Maceira</i>	<i>CEM I 52,5 R CIMPOR, Alhandra</i>	<i>CEM II/B-M (V-L) 42,5 R CIMPOR, Souselas</i>
Res. Comp. 2 dias (MPa)	37,9	39,6	32,9
Res. Comp. 28 dias (MPa)	63,0	64,7	50,5
Massa Volúmica (kg/m^3)	3100	3110	2950
Finura Blaine (m^2/kg)	423,5	483	554
Resíduo 45 μm (%)	1,1	-	1,8
Início de presa (min)	158	180	175
Perda ao fogo (%)	2,8	1,83	6,7
Resíduo insolúvel (%)	3,53	-	12,7
Clínquer (%)	>95%	§	69,8 %
Gesso (%)	§	§	5,8
Fíler (%)	§	§	9,5
Cinzas volantes (%)	§	§	14,9

§ Valores não disponíveis

Quadro 2. Características dos agregados.

<i>Característica</i>	<i>brita 1</i>	<i>brita 0,5</i>	<i>areia 0/2</i>
Natureza	Calcária	Calcária	Quartzosa
Dimensão nominal (mm)	6,3/12,5	4/8	0/2
Teor de finos	$f_{1,5}$	f_4	f_3
Índice de achatamento	Fl_{15}	Fl_{20}	-
Resistência à fragmentação	LA_{35}	LA_{35}	-
Massa volúmica, part. sat. (kg/m^3)	2650 ± 50	2650 ± 50	2640 ± 20
Absorção de água (%)	$1 \pm 0,6$	$1 \pm 0,6$	$\leq 0,4$

Quadro 3. Características dos adjuvantes.

<i>Característica</i>	<i>ViscoCrete 5501</i>	<i>MasterEase 5025</i>	<i>MasterX-Seed 130</i>
Tipo	Superplastificante	Superplastificante	Ativador de hidratação
Base química	Policarboxilato	Polímeros PAE	Nanopartículas de nucleação
Massa volúmica (kg/m^3)	1060 ± 20	1058 ± 20	1160 ± 30
pH	$4,0 \pm 1,0$	$5,3 \pm 1,0$	$11,3 \pm 1$

Com estes constituintes foram fabricados betões com as composições apresentadas no Quadro 4. Como se pode constatar, para os betões de referência (*REF1* e *REF2*) são apresentadas as dosagens de cimento, filer calcário, adjuvante e água, sendo referido o intervalo de valores adotado para a dosagem de agregados. Para enquadrar o desempenho destes betões de referência, foram produzidos os betões *C1* e *C2*, que na sua composição continham dosagens equivalentes de cimento e filer calcário à do betão de referência *REF1*. No caso do betão *C1*, foi utilizando um cimento CEM I 52,5 R, como no betão *REF1*, embora de outra proveniência. No betão *C2*, relativamente ao betão *REF1*, a dosagem de cimento é a mesma, mas o cimento é o CEM II/B-M (V-L) 42,5 R, cimento também usado no betão *REF2*. Neste betão *REF2* a dosagem de cimento é superior em 30 kg/m^3 . Nos betões *C3* e *C4*, também fabricados com cimento CEM II/B-M (V-L) 42,5 R, incrementou-se a dosagem de cimento em 80 kg/m^3 , relativamente aos betões *REF1* *C1* e *C2*, e em 50 kg/m^3 , relativamente ao betão *REF2*.

Todos os betões foram formulados para satisfazerem a classe de consistência F6, a utilizada pela empresa VIGOBLOCO para este tipo de betões fluidos. Dado que nesta classe de consistência está

apenas limitado o espalhamento inferior, 630 mm, optou-se por fazer o controlo da trabalhabilidade através do diâmetro de espalhamento utilizado na avaliação dos betões autocompactáveis (classes de espalhamento SF), sendo que todos eles satisfaziam o limite estabelecido para a classe de consistência F6. Não foi objetivo deste estudo fabricar betões com equivalente espalhamento, mas apenas manter a classe de consistência F6.

Quadro 4. Composição dos betões (kg/m³).

Constituinte	REF1	REF2	C1	C2	C3	C4
CEM I 52,5 R (SECIL)	330	-	-	-	-	-
CEM I 52,5 R (CIMPOR)	-	-	332	-	-	-
CEM II/B-M (V-L) 42,5 R (CIMPOR)	-	360	-	336	412	411
fíler calcário	200	170	201	204	188	190
brita 1	700-740	700-740	374	375	363	363
brita 0,5	325-360	325-360	374	375	363	272
areia fina	580-620	580-620	936	937	906	997
ViscoCrete 5501	4,2	4,6	5,34	-	-	-
MasterEase 5025	-	-	-	9.47	9.06	11.15
MasterX-Seed 130	-	-	-	10.18	11.94	-
Água (Lisboa)	-	-	177	154	153	161
Água (VIGOBLOCO)	140	140	-	-	-	-

A mistura de referência REF1 foi efetuada de modo industrial na fábrica da VIGOBLOCO em Ourém. O betão de referência REF2 foi preparado no laboratório da VIGOBLOCO, também em Ourém, produzido numa pequena misturadora, tendo-se efetuado 4 misturas para produzir o betão vertido nos moldes dos provetes. As outras misturas foram produzidas em betoneira de laboratório no LNEC, com capacidade para volumes até 35 litros de betão, tendo os provetes de cada betão sido produzidos de uma mistura única de 25 litros. O procedimento de mistura no LNEC iniciou-se com a colocação dos materiais sólidos na panela da betoneira, seguindo-se uma mistura a seco durante 15 segundos. Seguidamente introduziu-se cerca de 80 % da água total, misturando durante cerca de 1 minuto. Sem parar a betoneira, introduziram-se os adjuvantes em paralelo com o remanescente da água, aguardando até que o tempo total de mistura fosse superior a 5 minutos, mas inferior a 6 minutos. Após o final da mistura, foi medido o espalhamento de acordo com o método indicado na norma NP EN 12350-8 [4], registando o tempo t_{500} e o diâmetro de espalhamento. Após o ensaio de espalhamento foram preparados os provetes para os ensaios.

As datas de fabrico e a trabalhabilidade dos betões estão apresentados no Quadro 5. Como se pode constatar, o espalhamento do betão REF2 apresenta uma variação significativa entre amassaduras, pelo que os resultados dos ensaios sobre este betão devem ser considerados com cautela.

Quadro 5. Composição dos betões (kg/m³).

	REF1	REF2 [§]	C1	C2	C3	C4
Data de fabrico	2024-04-02	2024-05-10	2024-05-07		2024-05-06	
t_{500} (s)	3.90	4.66;4.72;3.03;3.53	8.25	5.87	8.31	8.38
Espalhamento (mm)	740	630:590;720:730	631	714	703	732

§ Betão produzido em 4 amassaduras

2.2 Métodos

Para caracterização do betão e avaliação comparativa do seu desempenho, no que respeita à resistência às ações dos cloretos e da carbonatação, foram selecionados os seguintes ensaios: resistência à compressão às 20 horas e aos 28 dias, pela norma NP EN 12390-3 [5]; determinação da permeabilidade

ao oxigénio, pela Especificação LNEC E 392 [6]; resistência à carbonatação, pela Especificação LNEC E 391 [7]; e determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário, pela Especificação LNEC E 463 [8].

Para os ensaios foram utilizados os seguintes provetes: resistência à compressão, 4 ou 6 cubos de 150 mm de aresta; permeabilidade ao oxigénio, 1 ou 2 provetes cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura; carbonatação acelerada; 2 prismas retangulares com 75x75x285 mm; coeficiente de difusão aos cloretos, 1 ou 2 provetes cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura.

Em laboratório, para os betões *C1* a *C4*, após o fabrico dos provetes estes foram conservados nos moldes, cobertos por pano húmido, em sala a 20 ± 4 °C, durante 24 horas, a que se seguiu a desmoldagem. Seguidamente, os provetes foram conservados em água e colocados em câmara saturada a 20 ± 2 °C. Este procedimento não foi realizado nos provetes destinados ao ensaio de determinação da resistência à compressão às 20 horas, nos quais se procedeu à desmoldagem um pouco antes das 20 horas e se realizou imediatamente o ensaio de resistência à compressão. No ensaio de determinação da resistência à compressão aos 28 dias, os provetes foram retirados da câmara saturada a essas idades, antes da realização do ensaio. Os provetes destinados aos outros ensaios foram sujeitos aos procedimentos descritos a seguir.

Os provetes utilizados no ensaio de permeabilidade ao oxigénio foram retirados da câmara saturada aos 7 dias de idades, e sujeitos ao seguinte procedimento: corte dos cilindros em bolachas de 100 mm de diâmetro e 50 mm de altura, seguindo-se com secagem em estufa a 50 °C durante 72 horas; isolamento da superfície curva perimetral das bolachas, colocação dentro de sacos plástico e introdução em recipientes fechados e inserção desses recipientes em estufa a 50 °C até aos 28 dias; a essa idade, remoção dos recipientes da estufa e colocação em sala a 20 ± 2 °C para arrefecimento dos provetes durante 24 horas. Os provetes utilizados no ensaio de determinação da resistência à carbonatação foram retirados da câmara saturada aos 14 dias de idades, e sujeitos ao seguinte procedimento: colocação em sala a 20 ± 2 °C e 50±5 % durante 24 horas para secagem superficial; pintura das faces do fundo e do topo dos provetes com resina epóxi; manutenção dos provetes em sala a 20 ± 2 °C e 50±5 % até aos 28 dias de idade. Os provetes utilizados no ensaio de determinação do coeficiente de difusão dos cloretos foram retirados da câmara saturada aos 28 dias de idades, e sujeitos ao seguinte procedimento: corte dos cilindros em bolachas de 100 mm de diâmetro e 50 mm de altura; seguiu-se pré-condicionamento conforme secção 6.3.2 da Especificação LNEC E 463 [8].

Nos provetes produzidos nas instalações da VIGOBLOCO, betões *REF1* e *REF2*, após a sua moldagem, eles ficaram nos moldes durante 24 horas, cobertos por pano húmido, em sala com temperatura próxima dos 20 °C, à exceção dos destinados ao ensaio de compressão às 20 horas, efetuados no laboratório da VIGOBLOCO, que foram desmoldados às 20 horas e ensaiados logo de seguida. Após desmoldagem às 24 horas, os provetes foram introduzidos em recipiente com água potável, conservados também, em sala com temperatura próxima dos 20 °C, até ao dia do transporte para o LNEC. O transporte para o LNEC foi efetuado ao terceiro dia de idade, colocando cada provete dentro de um saco de plástico bem fechado, contendo alguma água no seu interior para manter a humidade dentro do saco sempre muito próxima de 100 % HR. À chegada ao LNEC os provetes foram colocados em água, em câmara saturada a 20 ± 2 °C, tendo posteriormente seguido um tratamento equivalente aos provetes fabricados no LNEC.

3. RESULTADOS

Os resultados obtidos nos ensaios estão apresentados no Quadro 6.

Quadro 6. Resultados dos ensaios.

Ensaio	REF1	REF2	C1	C2	C3	C4
Res. Comp. às 20 horas (MPa)	26,2 [§]	32,9 [§]	28,7	30,0	44,3	29,5
Res. Comp. aos 28 dias (MPa)	72,2 [§] /72,3	60,7 [§] /60,6	57,7	54,8	72,0	65,0
Coef. de difusão ($\times 10^{-12}$ m ² /s)	17,35	12,10	19,00	19,75	13,41	13,36
Res. à carbonatação (kg.ano.m ⁵)	789	301	481	259	1001	464
Tempo [‡] de ensaio (dias)	46	14	15	15	15	15
Permeab. ao oxig. [‡] ($\times 10^{-18}$ m ²)	1,88	5,78	46,81	2,25	0,25	3,68

[§] Resultado de ensaio efetuado no laboratório da VIGOBLOCO

[‡] O tempo de ensaio limitado esteve limitado pelo intervalo de tempo entre a data amassadura e a data-limite para envio do artigo

[‡] Os resultados do ensaio de permeabilidade ao oxigênio não foram utilizados na análise, sendo apresentados apenas a título indicativo

3. MODELAÇÃO E ANÁLISE COMPARATIVA

3.1 Modelação

Às classes de exposição XC4 e XS1 estão associados, respetivamente, ataques por carbonatação e por penetração de cloretos. Para a carbonatação utiliza-se o modelo de cálculo apresentado na Especificação LNEC E 465 [2] que considera o gradiente de concentração de CO₂ como a força motriz relevante para transporte deste gás para junto das armaduras, e que estabelece uma relação entre a profundidade de carbonatação (X_1 , em m) e a resistência à carbonatação dum betão (R_{C65} , kg.ano.m⁵) pela Eq. (1):

$$R_{C65} = \frac{2 \times c_{acel} \times t_1}{X_1^2} \quad (1)$$

onde c_{acel} é a concentração de CO₂ do ar utilizado no ensaio de carbonatação acelerada, realizado segundo a Especificação LNEC E 391 [7] e t_1 o tempo de ensaio, em anos. Neste ensaio o valor de c_{acel} é de 90×10^{-3} kg/m³.

O modelo para cálculo do período de iniciação da corrosão das armaduras sob acção dos cloretos, utilizado na Especificação LNEC E 465, basea-se na 2ª lei de Fick da difusão cuja integração é dada pela Eq. (2):

$$C(x, t) = C_S \times \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2 \times \sqrt{D \times t}} \right) \quad (2)$$

onde D é o coeficiente de difusão dos cloretos no betão, em m²/s; $C(x, t)$ é a concentração de cloretos, em % da massa de ligante, à profundidade X (m) após decorrido o tempo t (em s) de exposição aos cloretos, C_S é a concentração dos cloretos, em % da massa de ligante, na superfície do betão ($X=0$), para $t=0$, suposta constante, erf é a função erro. Para o coeficiente de difusão do betão, D , a Especificação LNEC E 465 utiliza um valor variável no tempo dado pela Eq. (3):

$$Da(t) = k_{D,c} \times k_{D,RH} \times k_{D,T} \times D_0 \times \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \quad (3)$$

onde $k_{D,c}$ é um factor que tem em conta a influência das condições de cura, $k_{D,RH}$ é um factor que tem em conta a influência da humidade relativa do ambiente, $k_{D,T}$ é um factor que tem em conta a influência da temperatura, $k_{D,t}$ é um factor que tem em conta a influência do método de ensaio, D_0 é o coeficiente de difusão potencial (m²/s), determinado em laboratório de acordo com a Especificação LNEC E 463, com o betão na idade de referência $t_0=28$ dias, n é um fator que tem em conta o decréscimo de ingresso dos cloretos ao longo do tempo.

Para o valor de C_S , a Especificação LNEC E 465 apresenta uma expressão para a sua estimativa, Eq. (4):

$$C_S(t) = C_b \times k_{a/c} \times k_{vert} \times k_{hor} \times k_{temp} \quad (4)$$

onde, $k_{a/c}$, k_{vert} , k_{hor} e k_{temp} são parâmetros para ter em conta, respetivamente, a razão água/ligante, o posicionamento da estrutura, em distância vertical e horizontal, e a temperatura do betão, e C_b uma concentração de cloretos que depende da classe de exposição.

De acordo com a Especificação LNEC E 465, para determinar os valores das propriedades de desempenho do betão, precisamos definir o tempo de vida útil pretendido para a estrutura (t_g), a classe de fiabilidade da estrutura, e o valor do recobrimento mínimo. O tempo de vida útil de cálculo, t_d , é dado pela Eq.(5):

$$t_d(t) = \gamma \times t_g = \gamma \times (t_i + t_p) \quad (5)$$

onde γ é fator de segurança dependente da classe de fiabilidade, e t_i e t_p são, respetivamente, o tempo para iniciação da corrosão nas armaduras e o tempo de propagação a corrosão das armaduras.

3.2 Análise comparativa

Para a análise comparativa usaram-se as Especificações LNEC E 464 e LNEC E 465, a primeira com base no método prescritivo e a segunda com base nas propriedades de desempenho do betão. No Quadro 7 apresentam-se os limites de recobrimento, da composição e da classe de resistência do betão, segundo a Especificações LNEC E 464, considerando o uso de um cimento CEM I e de um cimento CEM II/B-M.

Quadro 7. Limites de recobrimento, da composição e da classe de resistência, segundo a E 464.

<i>Classe de exposição - cimento</i>	<i>Recobrimento mín. nominal [mm]</i>	<i>Máx. razão a/c</i>	<i>Mínima dosagem de cimento [kg/m³]</i>	<i>Mín. classe de resistência</i>
XC4 – CEM I	40	0,60	280	C30/37
XS1 – CEM I	45	0,45	360	C40/50
XC4 – CEM II/B-M	40	0,55	300	C30/37
XS1 – CEM II/B-M [§]	45	0,45;0,55	360;320	C40/50;C30/37

[§] Quando se apresentam dois valores, o primeiro aplica-se se o cimento não apresentar pozolanicidade e o segundo se o cimento apresentar pozolanicidade

Considerando apenas a dosagem de cimento (ver Quadro 4), nem todos os betões produzidos para este estudo estão em condições de poder satisfazer os limites indicados no Quadro 5. No entanto, considerando o conceito de mistura referido na Especificação LNEC E 464 e a dosagem de filer calcário, a dosagem do ligante equivalente ao cimento CEM II/A-L (que pode conter até 20 % de filer), já permite cumprir o limite de 360 kg/m³. No caso do betão C2, dado que não é permitida a contabilização como ligante da combinação de CEM II/B com filer, só é cumprida a dosagem mínima de cimento no caso deste apresentar pozolanicidade, característica que não foi determinada.

Quanto aos recobrimentos nominais apresentados no Quadro 7, estes podem sofrer aumentos ou reduções por condições específicas, mas para esta análise vai considerar-se apenas a redução associada à classe de resistência. De acordo com o Quadro B.3 da Especificação LNEC E 464, na classe XC4 pode reduzir-se o recobrimento em 5 mm se o betão for de uma classe superior ou igual à C40/50 e na classe XS1 se o betão for de uma classe superior ou igual a C50/60 (C40/50 se o cimento apresentar pozolanicidade). Assim, os recobrimentos mínimos nominais decorrentes da aplicação do indicado na Especificação LNEC E 464 são os apresentados no Quadro 8. Note-se que os recobrimentos nominais resultam da soma do recobrimento mínimo com a tolerância de execução, esta última considerada como sendo de 10 mm.

Quadro 8. Recobrimentos mínimos nominais (mm) segundo a E 464.

<i>Classe expos.</i>	<i>REF1</i>	<i>REF2</i>	<i>C1</i>	<i>C2</i>	<i>C3</i>	<i>C4</i>
XC4	35	35	35	45	35	35
XS1	40	40	45	40 [§]	40	40

[§] Só aplicável se o cimento apresentar pozolanicidade

Por aplicação dos modelos da Especificação LNEC E 465 para estimativa do tempo de vida útil, podem obter-se os valores limite de R_{C65} e de D_0 , em função da classe de exposição, do tempo de vida útil, da

classe de fiabilidade e do recobrimento das armaduras. A partir dos resultados dos ensaios realizados, que permitem quantificar o desempenho dos betões relativamente à resistência à carbonatação e ao coeficiente de difusão potencial dos cloretos, e considerando as classes de exposição XC4 e XS1, para um tempo de vida útil de 50 anos, e uma classe de fiabilidade RC2, é possível determinar as espessuras de recobrimento necessárias. Os valores de recobrimento mínimo relativos à durabilidade das armaduras, $c_{min,dur}$, indicados no Eurocódigo 2 [9] através do seu Quadro 4.4N, variam em função da classe de exposição e da classe estrutural. Os valores do recobrimento mínimo para a classe estrutural S1 nas classes ambientais XC4 e XS1 são de, respetivamente, 15 mm e 20 mm. Na secção NA.2.3 do anexo nacional do Eurocódigo 2, Princípios e Regras de Aplicação com prescrições a nível nacional, é referido que não podem ser adotados recobrimentos mínimos inferiores aos das classes estruturais S2, pelo que, nesse caso, os valores do recobrimento mínimo nas classes ambientais XC4 e XS1 são de, respetivamente, 20 mm e 25 mm. Quando entrar em vigor a versão de 2023 do Eurocódigo 2 [10], onde se prevê a classificação do betão em classes de resistência à exposição, espera-se ser possível utilizar os recobrimentos mínimos definidos para a classe estrutural S1.

As espessuras de recobrimento resultantes da aplicação da Especificação LNEC E 465, considerando os resultados dos ensaios de determinação da resistência carbonatação e do coeficiente de difusão dos cloretos, estão apresentadas no Quadro 9. Neste Quadro 9, os valores são resultantes da soma do recobrimento mínimo com a tolerância de execução, 10 mm, de modo que os resultados podem ser diretamente comparados com os do Quadro 8. No que se refere à classe de exposição XC4, considerou-se que o betão estaria exposto numa região húmida, que conduz a um limite mínimo superior para a resistência à carbonatação. Para a classe de exposição XC4, recobrimentos nominais de 20 e 25 mm correspondem, respetivamente, às classes estrutural S1 e S2, pelo que o primeiro só poderia ser aplicado em edifícios estando em vigor o Eurocódigo 2 de 2023 [10].

Quadro 9. Recobrimentos mínimos nominais (mm) segundo a E 465.

Classe expos.	Classe Estr.	REF1	REF2	C1	C2	C3	C4
XC4	S1	25	30	25	30	25	25
XS1	S1	55 [§]	50	>55	>55	50	50

[§] Para razão água/cimento não superior a 0,40

Para a exposição XS1, relativo à exposição em ambiente marítimo, comparando os recobrimentos indicados no Quadro 8 com os correspondentes no Quadro 9, constata-se que os valores requeridos pela Especificação LNEC E 464 são inferiores aos determinados através da Especificação LNEC E 465, pelo que parece não haver vantagem em recorrer à especificação por desempenho. Estes resultados estão em linha com o conhecimento mais atual sobre a fraca resistência à penetração dos cloretos de betões fabricados com um ligante composto essencialmente por clínquer Portland, e que apontam para que os valores do recobrimento do Quadro 8 relativos à classe de exposição XS1 não são do lado da segurança. Efetivamente, a legislação de vários países europeus reflete já a desadequação de cimentos CEM I para betões expostos a ambientes XS. O LNEC iniciou já um processo de revisão da Especificação LNEC E 464, de modo a atualizar as exigências ao conhecimento mais atual. Comparando apenas os resultados do Quadro 9, constata-se que a alteração do tipo de cimento nos betões de referência, do CEM I no betão REF1 para o CEM II no betão REF2, foi vantajosa, permitindo reduzir a espessura de recobrimento em 5 mm. Entre os betões produzidos no LNEC, o aumento da dosagem de cimento de cerca de 330 kg/m³ para cerca de 410 kg/m³ permitiu reduzir também a espessura de recobrimento, mas com pouca expressão relativamente ao betão REF 1, tendo em conta os cerca de 80 kg/m³ de cimento adicionais requeridos.

No que se refere à classe de exposição XC4, e considerando o enquadramento do Eurocódigo 2 de 2023, o recurso à avaliação do desempenho, em comparação com o método prescritivo, permitiria reduzir entre 5 e 15 mm na espessura de recobrimento, em função do betão considerado. Comparando o recobrimento aplicável ao betão REF1 pelo método prescritivo, 35 mm, com o recobrimento aplicável pelo desempenho no betão C2, 30 mm, ou nos betões C1, C3 e C4, 25 mm, constata-se que entre as duas abordagens existe uma diferença de 5 mm ou 10 mm de recobrimento, respetivamente. Tendo em consideração que os betões REF 1, C1 e C2 têm uma dosagem de cimento semelhante, 333±3 kg/m³,

que o cimento CEM I usado no betão *REF1* tem pelo menos 95 % de clínquer Portland (não considerando o sulfato de cálcio) e que o cimento CEM II usado nos betões *C1* a *C4* tem cerca de 70 % de clínquer Portland, a abordagem através do desempenho nos betões com cimento CEM II não só permite reduzir a espessura do elemento como também diminuir em mais de 25 % o teor de clínquer no betão.

A redução da espessura do elemento permite diminuir o volume de betão produzido, transportado e aplicado, com a conseqüente poupança nas matérias-primas e na energia despendida nestas tarefas. Simplificando a análise comparativa, tomemos apenas o consumo de clínquer Portland consumido, num exemplo trivial de um elemento estrutural produzido com o betão *REF1* e colocado em ambiente *XC4*, onde se estabeleceu a espessura de 20 cm por condicionamento da espessura mínima de recobrimento a partir da abordagem prescritiva. Sendo a espessura do elemento condicionada pelo recobrimento, o uso de um betão que permite redução de 5 mm em cada face, permitiria que a espessura do elemento fosse de 19 cm. Se esse betão tivesse a composição do betão *C2*, a abordagem por desempenho implica também uma redução do teor de clínquer por unidade de volume de betão. Contabilizando os dois fatores, no primeiro caso o consumo de clínquer seria de 62,7 kg/m² e no segundo caso de 43,9 kg/m², o que corresponde a uma diminuição de cerca de 30%, ou seja, redução de quase 1/3 do clínquer consumido.

Quanto a variações de peso do elemento, considerando a maior redução entre as duas abordagens, prescritiva e por desempenho, de 15 mm, que se verifica no betão *C2* para a classe de exposição *XC4*, o elemento de 20 cm de espessura poderia ter apenas 17 cm, o que representa uma redução proporcional na massa, ou seja, menos 15 %.

4. CONCLUSÕES

O estudo efetuado envolveu a utilização de uma composição de betão que se encontrava em produção na empresa VIGOBLOCO e um conjunto de betões com composições distintas, nomeadamente recorrendo a um cimento com menor teor de clínquer Portland. Foram determinadas as espessuras de recobrimento necessárias em peças de betão armado colocadas em ambiente de exposição da classe *XC4* e da classe *XS1*, com base na abordagem prescritiva apresentada na Especificação LNEC E 464 e com base no desempenho do betão considerando os modelos apresentados na Especificação LNEC E 465.

Os resultados do estudo no âmbito do ataque dos cloretos são coerentes com a conhecida baixa capacidade de betões com ligante predominante composto por cimento Portland em constituir barreira à penetração dos íões cloreto e que a atual abordagem prescritiva não é, nestes casos, do lado da segurança, o que é evidenciado por sermos conduzidos a valores de recobrimento pela Especificação LNEC E 465, superiores aos prescritos na Especificação LNEC E 464. Prevê-se que a atualização da legislação portuguesa tornará necessário recorrer a métodos de desempenho, caso se pretenda usar cimento CEM I, o que colocará em evidência a necessidade de utilização de cimentos compostos, recorrendo a adições ativas, como foi caso apresentado neste estudo.

No âmbito da corrosão das armaduras induzida pela carbonatação do betão, os resultados evidenciam que a abordagem através dos métodos de desempenho pode resultar em vantagens evidentes quando comparada com a abordagem prescritiva. Neste caso, foram determinadas reduções entre 5 a 15 mm na espessura de recobrimento, dependendo do betão em causa, e que, combinadas com modificações no tipo de cimento permitiram, num caso particular, estimar uma redução de 30 % no consumo de clínquer Portland a aplicar em elemento estrutural. Em termos de redução de peso o valor máximo obtido nos casos comparados foi de 15 %.

Face ao potencial de redução de um constituinte do betão tão crítico para o ambiente como é o clínquer Portland, considera-se que este estudo coloca em evidência a importância de utilização de cimentos com baixo teor de clínquer e de métodos de desempenho na avaliação do tempo de vida útil das estruturas,

que são também uma ferramenta a utilizar para redução do peso dos elementos estruturais pré-fabricados.

AGRADECIMENTOS

Este artigo foi desenvolvido no âmbito do Pacto de Inovação “R2UTechnologies - modular systems” (C644876810-00000019), pelo Consórcio “R2UTechnologies”, cofinanciado pelo NextGenerationEU, através do investimento “Agendas para a Inovação Empresarial” do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR).

REFERÊNCIAS

- [1] LNEC E 464:2007 - Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais. LNEC.
- [2] LNEC E 465:2007 - Betão. Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projecto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS. LNEC.
- [3] NP EN 197-1:2012 - Cimento - Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes. IPQ.
- [4] NP EN 12350-8:2023 - Ensaio do betão fresco - Parte 8: Betão autocompactável - Ensaio de espalhamento. IPQ.
- [5] NP EN 12390-3:2021 - Ensaio do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão de provetes. IPQ.
- [6] LNEC E 392:2019 – Betões. Determinação da permeabilidade ao oxigénio. LNEC.
- [7] LNEC E 391:1993 – Betões. Determinação da resistência à carbonatação. LNEC.
- [8] LNEC E 463:2004 – Betões. Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário. LNEC.
- [9] NP EN 1992-1-1:2010 - Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. IPQ.
- [10] EN 1992-1-1:2023 - Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. IPQ.

Flexibility in housing: Contributions of concrete prefabrication and modulation in architecture

M. Djukanovic¹

A. Alegre²

F. Teixeira Bastos³

ABSTRACT

The pursuit of sustainable, economically viable, and adaptable housing solutions has challenged conventional construction practices, necessitating a transformation to accommodate these evolving demands. Precast concrete has emerged as a critical catalyst in this change, offering enhanced flexibility in architectural design, spatial configurations, and construction methodologies, while also promoting cost-efficiency in the manufacturing process. The advantages of concrete, including its durability, sustainability, and safety, render it indispensable in modern construction. When integrated with modular housing techniques, these benefits are further amplified, resulting in accelerated construction timelines, reduced costs, and increased versatility, ultimately leading to more efficient housing solutions.

This article presents the preliminary findings of research undertaken by the team responsible for Task 1(Architecture) within the R2U Technologies project. The research aims to investigate prefabricated modular housing solutions, supported by a multidisciplinary team and the project's industry partner, Vigobloco. The proposed solutions are based on principles of flexibility and functional adaptability, integrating prefabrication processes with a limited set of modular components designed to respond efficiently to diverse housing typologies. Each housing module, varying in dimensions, area, and height, can be tailored to the specific needs of individual users. The modules can be combined in various configurations, enabling a wide range of solutions adaptable to different housing requirements.

The research methodology was based in the examination of international case studies of prefabricated and modular housing, with analysis centered on criteria such as construction systems, materials, sizing, and design principles. The research strategy prioritizes spatial and dimensional modularity, advocating for flexible and reversible spatial solutions that align with both environmental and economic sustainability. By focusing on structural, material, and geometric characteristics, the study addresses not only the technical and functional dimensions but also the aesthetic aspects, acknowledging their role in enhancing environmental and urban quality while addressing typological and morphological challenges.

Keywords: Prefabrication, Modulation in Architecture, Housing, Concrete Architecture

1. INTRODUCTION

The global challenge of providing affordable and accessible housing has been exacerbated by factors such as population growth, rapid urbanization, and economic disparities. As housing demand continues to rise, it often leads to increased costs and further restricts access to adequate living spaces.

¹ Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisbon, Portugal mina.djukanovic@gmail.com,

² CITUA, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisbon, Portugal alexandraalegre@tecnico.ulisboa.pt

³ CITUA, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisbon, Portugal, francisco.bastos@tecnico.ulisboa.pt

Traditional construction methods struggle to meet these demands, underscoring the urgent need for innovative approaches.

Integrating the principles of modularity, flexibility, and prefabrication offers a promising pathway toward future-oriented housing solutions. This study examines the advantages and limitations of these three concepts individually, providing a comprehensive overview of the current state of the field. Specifically, the research explores flexible modular designs aimed at enhancing scalability, optimizing construction processes, and creating adaptable living spaces. The paper details the project's methodology, including a literature review and the innovative design techniques employed to develop environmentally sustainable, economically feasible, and aesthetically appealing housing solutions. The findings underscore the importance of adopting prefabrication, modularity, and adaptability as key strategies for addressing the evolving challenges of affordable housing and urban living.

The project presented in this paper draws upon the insights gained from the research. The R2U Proposal project serves as a prototype designed to maximize flexibility and adaptability across diverse housing typologies. By utilizing a limited set of components, the prototype offers a versatile, modular design that can be easily assembled, disassembled, and modified to meet a range of housing needs.

2. METHODOLOGY

The first stage of this study entails a thorough assessment of the literature with an emphasis on major topics pertinent to our investigation:

- Flexibility
- Prefabrication, with a primary emphasis on concrete prefabrication
- Modularity

In addition to the literature review, we selected and analyzed thirty case studies from various regions around the world. These examples were chosen for their relevance to the core themes under discussion and their potential to provide valuable insights for the project.

The second phase of the paper adopts a research-through-design approach. The findings will be presented through a design model informed by the robust theoretical framework established during the early stages of the study, grounded in the literature review.

2.1. Literature review

2.1.1. Flexibility

The concept of "home" holds a central role in an individual's life, reflecting their identity, needs, desires, and aspirations. As people's lifestyles continuously evolve, so too does the function and design of the home. This evolution has been especially evident in recent times, particularly during the COVID-19 pandemic, which forced a reevaluation of the home's purpose. With many people confined to their homes, these spaces were required to serve multiple functions—such as work, study, exercise, and leisure—all within the same environment [1]. Integrating preplanned adaptability into home design offers significant potential to meet these shifting demands.

In architecture, defining flexibility and its multiple dimensions is crucial. Flexibility refers to the capacity to alter a building's shape, space, or form in response to changing needs. Tarpio [2] argues that flexibility in architecture can be understood at different scales and through various approaches. It is typically categorized into two main types: "transformability" and "multifunctionality" [2][3]. Several scholars further classify transformable solutions into two subgroups [4][5][6]:

- Internal – modifications that occur within a spatial unit without changing its overall size
- External - modifications that alter the unit's size

Thus, flexible solutions are suggested to fall into three main categories: multifunctionality, internal transformability, and external transformability. This research, along with the corresponding project, focuses primarily on internal transformability.

Incorporating future tenants into the design process of adaptable buildings is critical for ensuring quality design [7]. Flexibility in design begins with the removal of structural rigidity, which can be accomplished by minimizing the use of load-bearing internal partitions and roof structures, accounting for advancements in construction technology, and avoiding the creation of single-purpose rooms or designs that limit access [2]. Till and Schneider further advocate for the adoption of simple construction methods, emphasizing the exclusion of load-bearing elements within individual apartments and endorsing skeletal construction techniques [9].

The configuration of homes has undergone significant transformation in the modern era. There has been an increase in childless couples, individuals living alone, and young people cohabiting with roommates due to rising housing costs [10]. Additionally, the boundary between living and working spaces is becoming increasingly blurred for many [2]. Designing housing projects with only the essential features can reduce the initial cost for both developers and buyers. This approach enables purchasers to gradually customize their homes according to their financial capacity, thereby promoting sustainability. Adapting and reorganizing existing spaces mitigates the need for relocation, reducing the demand for new residential developments. Updating older housing stock to meet contemporary requirements fosters greater efficiency and resource reuse.

2.1.2. Prefabrication

Concrete has historically been extensively utilized in residential design due to its numerous advantages. Initially employed primarily for load-bearing elements, recent technological advancements have broadened its applications. Today, concrete serves not only as a structural component but also as an aesthetically appealing finish and an effective insulator [11]. When combined with prefabrication techniques, it significantly enhances the efficiency and sustainability of residential construction, offering distinct advantages over traditional on-site methods:

- *Manufacturing Efficiency:* Prefabrication accommodates a wide range of architectural designs and requirements, demanding precise planning for manufacturing, transportation, and assembly. Technological advancements have enabled the production of prefabricated elements in virtually any size, shape, or form.
- *Quality and Comfort:* Prefabricated systems deliver residential units that meet safety standards for fire resistance and load-bearing capacity while offering a variety of living spaces. Acoustic insulation is further improved by integrating acoustic breaks and floating floors.
- *Construction Efficiency:* Together with dry construction for interior finishes, the on-site assembly of prefabricated reinforced concrete structures with pre-made segments like utility blocks, lift shafts, stairs, bathrooms, and kitchens considerably lowers labor costs and construction time while guaranteeing high-quality finishes.
- *Digitization and BIM:* By lowering planning time, costs, and completion times, the application of Building Information Modeling (BIM) technology in prefabrication improves visualization, inter-specialist communication, and overall project efficiency. Coordination and integration of the design, construction, and management phases are made easier by BIM [12].

The cost of both prefabricated and traditional construction is influenced by several factors, including location, labor expenses, material prices, and design complexity. While prefabrication offers numerous advantages, it is often more expensive than traditional methods. Studies indicate that the cost of prefabricated concrete construction may be approximately 16.3% higher than that of conventional on-site concrete construction [13][14].

However, precast construction techniques can significantly reduce material costs by over 50%, decrease on-site labor costs by 30%, and provide gross floor area savings of 4% to 6%, along with other reductions in expenses associated with traditional construction methods. Precast construction often seeks to lower expenses and boost profitability for all parties involved [13][15].

Initiatives such as the New European Bauhaus, particularly in Europe, aim to develop accessible, affordable, and forward-looking housing. As a result, innovative and cost-effective prefabricated

construction solutions are gaining popularity in the multi-family residential sector across several European countries [12].

2.1.3. Modularity

In architectural discourse, the term "module" encompasses a wide range of concepts, from small-scale measurements to the design and construction of entire structures. Modular systems provide architects with the flexibility to devise adaptable solutions that can be efficiently applied to diverse contexts.

Research indicates that modular building can reduce construction time by up to 50% [16]. This substantial time savings is achieved by performing numerous construction tasks in controlled industrial environments and then assembling the modules on-site. Such an approach minimizes delays associated with adverse weather conditions and other site-specific challenges. Moreover, modular construction lowers labor costs and improves quality control.

One of the most significant advantages of modular construction is its alignment with sustainability goals. Modular buildings are designed to be both reusable and easily disassembled, adhering to the principles of the circular economy. This allows for the repurposing of building components, reducing material waste and promoting resource efficiency. As sustainability increasingly becomes a priority in contemporary residential architecture, modular construction's relevance continues to expand [11].

Additionally, modular construction fosters innovation in architectural design. The flexibility of modules allows architects to experiment with various materials and configurations, facilitating the easy expansion or alteration of structures. This adaptability promotes creative exploration and customization in building design, offering new possibilities for architectural expression.

2.1.4. Flexibility, Prefabrication, and Modularity

When prefabrication, modularity, and flexibility are integrated, several advantages emerged:

- *Efficiency and Speed:* Prefabrication and modularity streamline the construction process, significantly reducing time and labor costs while maintaining high-quality standards[17].
- *Sustainability:* The combination of modularity and flexibility allows buildings to be reconfigured or modified over time, thereby minimizing waste and reducing the demand for new construction. This is facilitated by prefabrication, which produces durable and adaptable components.
- *Customization and Adaptability:* Flexible design principles allow spaces to evolve in response to occupants' changing needs. Prefabricated modular units can be easily customized and rearranged, offering tailored living solutions that can be adjusted over time.
- *Cost-effectiveness:* Although prefabrication may involve higher initial costs, it reduces overall construction time, labor expenses, and the need for significant renovations, resulting in long-term cost savings. Furthermore, flexible and modular homes extend the functional lifespan of buildings, contributing to additional cost reductions.

2.2. Examples from practice

Thirty examples were selected in alignment with the study's core principles and project objectives. While prefabrication was a significant factor, it was not the only criterion for selection. The outcome was a comprehensive table that includes all 30 cases, systematically evaluated based on several critical criteria deemed essential for further research:

Location: provides essential context by detailing the project's construction site. This includes: surrounding environment (climate, topography and ecosystem); cultural and historical significance; structural consideration (seismic activity and other relevant factors); social and economic factors.

Construction Method: indicated whether conventional on-site construction techniques or prefabrication methods were employed in the creation of the structure.

Construction System: details the building systems utilized in the projects. This feature helps in identifying effective solutions that balance aesthetic considerations with structural integrity.

Material (construction): describes the material that is used for construction system

Material (internal walls): specifies the material used for non-structural internal walls. This information is crucial for selecting the most suitable solutions for interior walls, influencing both functionality and ease of customization.

Material (facade finish, facade structure): displays the facade's material. This insight helps identify how different facade materials interact with the concrete structural elements and panels, guiding the selection of complementary finishes and structural solutions.

Type of modulation: examines the elements utilized in the examples and the principles of modulation. Understanding the implications of modularization is crucial, as it influences both the design flexibility and the functional adaptability of the buildings.

Design principle: determining the underlying principles guiding the layout of the apartments and their repetition (or variability) throughout the structure.

Dimension (structural grid): refers to the spacing between structural components. The dimensions and spacing of these elements are influenced by the geographical location and specific structural requirements of each project.

Function: details the intended use of the architectural examples. Although the initial research encompassed a range of building types, including office spaces, galleries, and educational facilities, the primary focus ultimately narrowed to residential buildings. This criterion is essential for understanding the architectural design's impact on functionality and construction.

To gain a deeper comprehension of the instances and the state of the area, other criteria employed are as follows:

- Type of units (number of rooms)
- Unit area (closed net area)
- Unit sizes (closed net area)
- Number of floors
- Type of building (communication system)

From here, six examples that best aligned with the project objectives were selected:



Figures 1,2,3,4,5,6. Tila Homes (Helsinki, Finland), Wohnregal (Berlin, Germany), Sprzecznazna (Warsaw, Poland), House in red concrete (Lillehammer, Norway), Cathedral homes (Dijon, France), Unité(s) Experimental Housing (Dijon, France).

Total Flexibility: Tila Homes- Talli Architecture and design, Helsinki, Finland (2010)

The Helsinki complex comprises a total of 39 apartments, with sizes ranging from 50 to 102 square meters. Each apartment is delivered completely empty, except for the bathroom, which is the only fixed and prefabricated component, offered in nine different layouts and finishes. The apartments feature a ceiling height of five meters, allowing for the potential construction of an internal mezzanine supported by the load-bearing walls. To assist new residents in defining their layout and facilitating the moving process, the architect provides an instructional handbook [18] (Figure 1).

Prefabricated concrete showcase: Wohnregal- FAR, Berlin, Germany (2019)

Located in Berlin, Germany, this building exemplifies the use of prefabricated concrete construction. Its structure incorporates precast concrete components commonly found in industrial warehouses, including TT ceilings, beams, and pillars, which facilitate column-free spaces. The beams effectively support the structure, spanning approximately 13 meters. Interior spaces are delineated by drywall construction, while the facade features curtain walls that are installed outside the structural framework. Functioning as a hybrid of ateliers and apartments, the building offers flexible spaces ranging from 35 to 110 square meters, allowing future occupants to design and modify the interiors according to their preferences. This efficient construction system enables the entire building to be completed in just six weeks at a cost of 1,500 euros per square meter [19] (Figure 2).

Contextualization and integration: Sprzeczn4 - BBGK Architekci, Warsaw, Poland (2017)

This building in Warsaw, Poland, was constructed exclusively using prefabricated concrete. Its finish features red concrete that aligns with the color of the brick facades of the surrounding structures, achieving a modern yet historically authentic design. The implementation of prefabricated concrete notably reduced both the cost and duration of construction, with the entire process completed in approximately 4.5 months. To enhance the aesthetic appeal of the concrete, patterns were imprinted on the surfaces, some of which were developed in collaboration with local artists [20] (Figure 3).

Repetition and minimum use of elements: House in Red Concrete-Sanden+Hodnekvam Architects, Lillehammer, Norway (2020)

This project, built in Lillehammer, Norway, addresses the issue of rising house prices and serves as a prototype for potential replication in various locations. Constructed from red concrete, the design features a series of repetitive prefabricated concrete panels. The repetitive facade enable the use of identical molds for the concrete elements, thus reducing costs. Buyers have the flexibility to choose the positions of interior walls, and the absence of structural interior walls allows for adaptable layouts based on inhabitants' needs and desires [21] (Figure 4).

The hybrid complex: 32 Cathedral Homes- Sophie Delhay, Dijon, France (2019)

The complex in Dijon, France, includes 32 housing units of three types: 22 flats in a six-level building with ground-level parking and a communal terrace, five houses connecting two buildings, and five intermediate typologies. Emphasizing integration, all units feature double-height living rooms and private exteriors. The design accommodates future densification with flexible spaces like adaptable double-height living rooms. The hybrid volume is distinguished by its raw concrete and large aluminum bay windows [22] (Figure 5).

Sculpted appearance with economy of means: Unité(s) Experimental Housing- Sophie Delhay, Dijon, France (2018)

UNITÉ(S) rethinks living spaces by combining rooms of the same size (13 square meters), connected without any hierarchy or predetermined function. Situated in Dijon, France, the building features a stepped square design that harmonizes with suburban proportions, creating a sculpted appearance. The design prioritizes interiority, allowing residents the freedom to organize their living areas. The construction emphasizes economic efficiency, utilizing lightweight walls and concrete post-slab structure [23] (Figure 6).

3. PROJECT

These six case studies were analyzed, and the results were compiled into a table including an original proposal (R2U Technologies). The synthesized data is presented in the next figure.(Figure 7)

	Location	Method	Construction system	Material (construction)	Material (interior walls)	Material (facade struct.)	Material (facade finish)	Type of modulation
Tila Homes	Helsinki, Finland	On site Prefabrication	Column/Beam/Wall/Slab	Concrete	Panels	Concrete Glass(curtain w)	Brick	Room
Wohnregal	Berlin, Germany	Prefabrication	Column/Beam	Concrete	Drywall const.	Glass (curtain wall)		No modules
Sprzeczn4	Warsaw, Poland	Prefabrication	Column/Beam/Wall/Slab	Concrete		Concrete	Concrete panels	No modules
House in Red Concrete	Lillehammer, Norway	Prefabrication	Wall/Slab	Concrete	Wood	Concrete	Concrete panels	No modules
32 Cathedral Homes	Dijon, France	Prefabrication	Column/Beam/Wall/Slab	Concrete	Drywall const.		Concrete	Unit
Unité(s) Experimental Housing	Dijon, France	On site	Column/Beam/Wall/Slab	Concrete	Drywall const.	Concrete	Metal panels	Part of the unit Room
R2U Technologies	Portugal	Prefabrication	Column/Beam/Wall/Slab	Concrete	Drywall const.	Concrete		Part of the unit Unit
	Design principles	Dimensions (structural grid)	Type of units (no. of rooms)	Unit area (closed net area)	Unit sizes (closed net area)	Function	Number of floors	Type of building (communication system)
Tila Homes	Customizable space	4,6x11,7m	Customizable space	50m2,68m2, 81m2,102m2	4,4x11,5m, 6x11,5,9x11,5	Multi-unit housing	Gf+5 (6)	Single-loaded corridors
Wohnregal	Fixed layout	2,2x11,1m	0,1,2,3-bedroom apartment	37m2-140m2	5,1x8,6/5,1x12,8 5,5x13,8m	Multi-unit housing	Gf+5 (6)	Point block access
Sprzeczn4	Fixed layout	3,9/4,7/5,4x 1,7/6,2m	0,1,2-bedroom apartment	28m2-100m2	5,1x6/7,8x6/8,3x6m 8,7x6/10,6x6m	Multi-unit housing	Gf+6 (7)	Double-loaded corridors
House in Red Concrete	Customizable space	3,1/4,1x11,5m	Customizable space	237m2	7x11,2m	Single family housing	Gf+2 (3)	
32 Cathedral Homes	Customizable space	3,2/3,4/3,7/4x 3,7/4,1m	1,2,3,4-bedroom apartment	(a)55m2-122m2 (h)90m2-112m2	(a)2(7,2x9,2)/7,2x9,2 (h)6,9x11,4+6,9x7,3	Multi-unit housing	Gf+1 (2), Gf+3(4),Gf+5(6)	Point block access Single-loaded corridors
Unité(s) Experimental Housing	Customizable space	3,8x3,8m	1,2,3,4-bedroom apartment	32m2,45m2, 65m2,78m2	3,6x3,6m (module)	Multi-unit housing	Gf+5 (6)	Point block access
R2U Technologies	Customizable space	4,5x11m	Customizable space			Multi-unit housing		

Figure 7. Table with R2U Technology proposition.

The main tenets of R2U proposals are: a) a **construction system** combining panel/slab and pillar/beam systems to enhance greater flexibility for different organizational layouts and improved functional flexibility; b) creating autonomous **housing modules** with load-bearing walls to divide apartments, ensuring structural integrity and independence for each unit; c) strategically arranging **infrastructure**, such as situating bathrooms and kitchens close to each other, and aligning the building's water and sewage systems in vertical columns for improved efficiency; d) using lightweight walls (e.g., drywall) for **interior apartment partitions**, allowing for customization based on the needs of each family or resident; e) implementing a **structural grid** with dimensions of 4,5x11m; f) designing a **base panel** with Vigobloco measuring 2,8m in length, with approximately 2,0m for the central part and 0,40m on each side) (Figure 8).

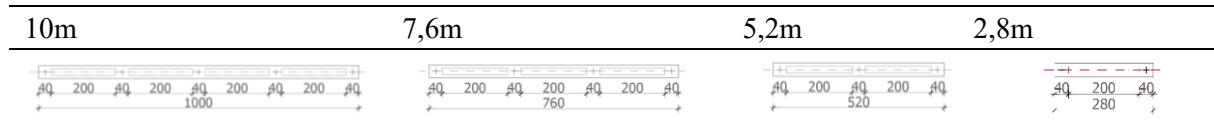


Figure 8. Base panel sizes.

The proposal incorporates autonomous modules made from prefabricated concrete, each functioning as a self-contained apartment. These modules can be arranged interchangeably, allowing for variations in quantity and type while ensuring the vertical alignment of essential infrastructures. This modular approach offers flexibility in combining modules to meet diverse functional and programmatic needs. Additionally, various articulations and circulation systems, both vertical and horizontal, facilitate adaptation to local conditions such as topography, solar orientation, urban environments, morphologies, and social structures.

Subsequent developments of the proposal enabled testing at different scales. Initially, a five-story structure (four residential stories plus the ground floor) was taken into consideration. Except for structural constraints, the bottom floor can accommodate a variety of uses, including commercial usage, services, or an expansion of the residential program that includes communal areas, laundry facilities, or bicycle parking. Unlike the modular residential floors, the ground floor features a distinct exterior appearance, offering greater flexibility in both function and aesthetic. The communication system is designed with three vertical circulation cores: one main central core featuring stairs and elevators, along with two additional staircases located at the ends of the horizontal circulation areas. The arrangement of apartments along exterior galleries promotes natural lighting and cross ventilation within the units (Figure 9).

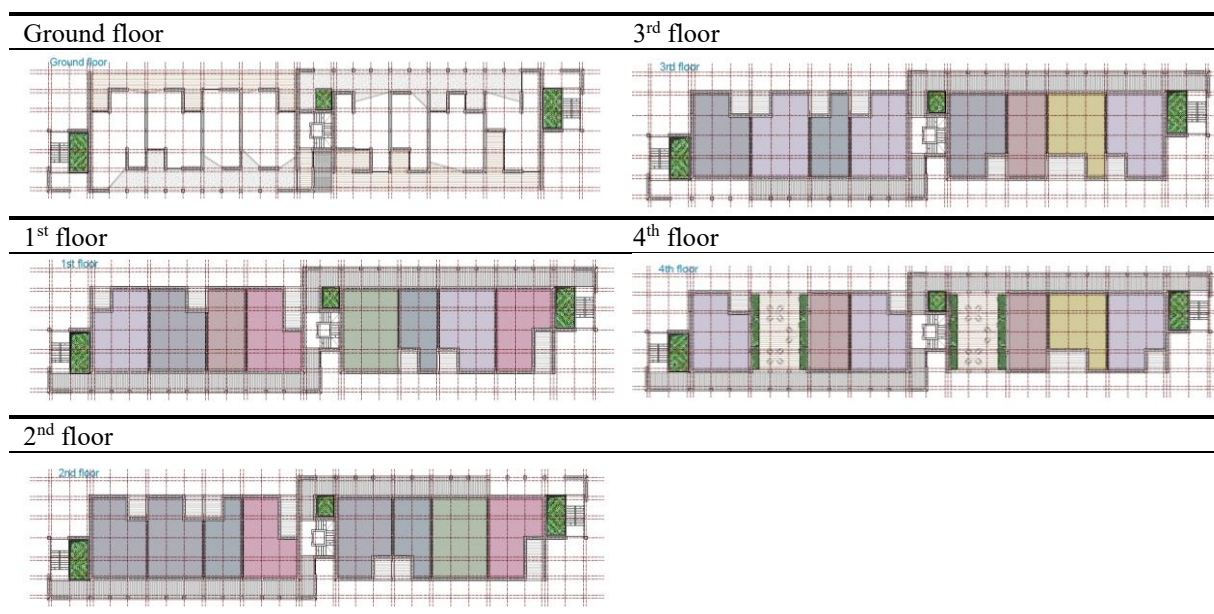


Figure 9. Floor plans of chosen solution (colors used correspond with the colors of the apartments in Table 2).

The residential program within each module can be customized to address specific user needs, while the infrastructure across all apartments remains standardized to ensure consistency and facilitate easy adaptation. Apartment types differ in width, ceiling height, and the availability of balconies. Width options are based on the structural grid, offering either 2 or 3 spans, resulting in apartments that measure 4,8 meters or 7,2 meters in width. Ceiling heights vary between single-floor and double-floor units, with double-height units providing additional usable space on the upper floor (Figure 10).

	Area	Base form	Position of the infrastructure	Possible layouts
2 grid spans	Single floor apartment 44 m ²			
	Double floor apartment 40+40m ²			
3 grid spans	Single floor apartment 72m ²			
	65m ²			
	Double floor apartment 65+65m ²			
	57+57m ²			
	57+57m ²			

Figure 10. Apartments layout.

Important feature of the plan is the inclusion of balconies and terraces in the apartments, which extend living spaces outdoors and allow for year-round use. These covered areas are ideal for dining, working, or relaxing. Residents have highlighted the significance of these outdoor spaces, especially during the Covid-19 pandemic, which underscored the need for private outdoor areas (Figure 11).

The building's exterior is distinguished by a combination of materials and varying depths of balconies and terraces, which adds visual complexity through formal diversity and light/shadow contrasts,

breaking the monotony of a flat surface. The variation of depths enhances the facade by incorporating recessed and protruding areas, adding a dynamic character to the building's exterior (Figure 12).

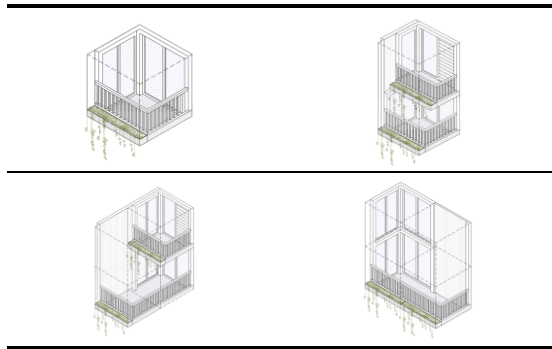


Figure 11. Types of balconies.



Figure 12. Axonometric presentation of the project.

Base dimensions	10m	7,6m	5,2m	2,8m
Subsequent variations		7,4m;7,2m	5m;4,6m	2,6m;2,4m;2,2m

Figure 13. Panel size variations.

The dimensions of the proposal panels (2,8m, 5,2m, 7,6m, and 10,0m) are based on the data provided by Vigobloco. Subsequent variations are derived from these base dimensions to accommodate the specific requirements of the project. The idea is to create a minimum number of panels of different dimensions, thereby optimizing the prefabrication process (Figure 13).

CONCLUSION

This study explores the principles of prefabrication, modularity and flexibility in architecture, culminating in the presentation of the R2U Proposal. This proposal utilizes self-contained prefabricated concrete modules designed to meet a variety of functional purposes. The system supports diverse combinations and typologies, ensuring both structural stability and customization options. Key features include a combination of panel/slab and pillar/beam systems, modular construction, and lightweight interior walls that facilitate easy reconfiguration.

Emphasizing sustainability, the design minimizes the need for new construction by incorporating adaptable and reusable spaces. The chosen typology, featuring stair cases and galleries, ensure cross-ventilation for all apartments. Balconies and terraces further enhance the living experience, offering valuable outdoor spaces. The dynamic facade design adds visual interest and maintains both aesthetic and functional versatility. This approach aligns with contemporary sustainability goals and effectively addresses the evolving demands of urban living.

The research findings and proposed solutions hold significant potential for the future of residential architecture. By embracing prefabrication, modularity and flexibility, architects and builders can develop efficient, cost-effective homes that adapt to the evolving lifestyles and needs of residents.

Further developments of this project will focus on optimizing the design, including refining panel sizes and enhancing panel connection. Efforts will also aim to integrate communal spaces, while preserving the quality and privacy of residential units. Additionally, the project will explore extending these concepts to single family housing, addressing a wider range of social structures and needs.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research work is being developed within the scope of the Innovation Pact "R2UTechnologies | Modular Systems" (C64487810-00000019), by the Consortium "R2UTechnologies" co-financed by

NextGenerationEU, through the investment "Business Innovation Agendas" of the Portuguese Recovery and Resilience Plan (PRR).

The authors are grateful for the Foundation for Science and Technology's support through funding UIDB/05703/2020 from the research unit CiTUA.

REFERENCES

- [1] Hwang, K. E., & Kim, I. (2022). Post-COVID-19 modular building review on problem-seeking framework: Function, form, economy, and time. *Journal of Computational Design and Engineering*, 9(4), 1369-1387.
- [2] Tarpio, J., Huuhka, S., & Vestergaard, I. (2022). Barriers to implementing adaptable housing: Architects' perceptions in Finland and Denmark. *Journal of Housing and the Built Environment*, 37(4), 1859-1881.
- [3] Habraken, N. J. (2008). Design for flexibility. *Building Research and Information*, 36(3), 290–296.
- [4] Rabeneck, A., Sheppard, D., & Town, P. (1974). Housing flexibility/adaptability? *Architectural Design*, 1974(2), 76–91.
- [5] Leupen, B. (2006). *Frame and generic space*. 010 Publishers
- [6] Werner, J. (1977). *Anpassbarer wohnbau. Entwicklungsstand und tendenzen*. Georg D.W. Callwey
- [7] Schneider, T., & Till, J. (2007). *Flexible housing*. Architectural press.
- [8] Till, J., & Schneider, T. (2005). Flexible housing: the means to the end. *ARQ: architectural research quarterly*, 9(3-4), 287-296.
- [9] Schneider, T., & Till, J. (2005, June). The opportunities of flexible housing. In *European Network for Housing Research International Housing Conference*. Reykavik.
- [10] Lavikka, R., & Paiho, S. (2023). Motivations and market solutions for flexible housing in Finland. *Journal of Housing and the Built Environment*, 38(3), 1789-1818.
- [11] Kurpinska, M., Grzyl, B., & Kristowski, A. (2019). Cost analysis of prefabricated elements of the ordinary and lightweight concrete walls in residential construction. *Materials*, 12(21), 3629.
- [12] Kirschke, P., & Sietko, D. (2021). The function and potential of innovative reinforced concrete prefabrication technologies in achieving residential construction goals in Germany and Poland. *Buildings*, 11(11), 533.
- [13] Mandala, R. S. K., & Nayaka, R. R. (2023). A state of art review on time, cost and sustainable benefits of modern construction techniques for affordable housing. *Construction Innovation*.
- [14] Odugu, H. and Achuthan, A. (2020), "Impact of prefabrication technology on profitability using Primavera p6", *Materials Today: Proceedings*, Vol. 33, pp. 345-352.
- [15] Tam, V.W.Y., Fung, I.W.H., Sing, M.C.P. and Ogunlana, S.O. (2015), "Best practice of prefabrication implementation in the Hong Kong public and private sectors", *Journal of Cleaner Production*, Vol. 109, pp. 216-231.
- [16] Lawson, R. M., Ogden, R. G., & Popo-Ola, S. (2011). Design considerations for modular open building systems. *Open house international*, 36(1), 44-53.
- [17] Nam, S., Yoon, J., Kim, K., & Choi, B. (2020). Optimization of prefabricated components in housing modular construction. *Sustainability*, 12(24), 10269.
- [18] TALLI Architects. (n.d.). TILA Housing Block. TALLI Architects. <https://talli.fi/en/projektit/tila-housing-block/>
- [19] FAR Frohn & Rojas, David von Becker, & Tobias Wootton. (n.d.). Wohnregal. Divisare. <https://divisare.com/projects/432670-far-frohn-rojas-david-von-becker-tobias-wootton-wohnregal>
- [20] BBGK Architekci. (2019). Sprzecznia 4 Residential Building. Mies van der Rohe Award. <https://www.miesarch.com/work/4249>
- [21] Sanden Hodnekvam Arkitekter. (n.d.). House in Red Concrete. *Sanden Hodnekvam Arkitekter*. <https://sandenhodnekvam.no/project/house-hk>
- [22] Sophie Delhay Architecte. (2022). 32 Cathedral Homes. *Mies van der Rohe Award*. <https://www.miesarch.com/work/4436>
- [23] Liese, J. (2022, March 1). Unité(s) social housing project in Dijon. *Detail*. https://www.detail.de/de_en/sozialer-wohnungsbau-unite-s-in-dijon

Construção Industrializada: O novo paradigma da construção

J.R. Pinto¹

D. Granjo²

C. Machado³

RESUMO

A comunidade mundial atravessa nos dias de hoje um grave problema de falta de habitação, provocado não só pelo aumento da esperança média de vida, mas também pela falta de construção de novas habitações.

A falta de mão-de-obra associada à fraca qualidade da mesma e à pouca atratividade do setor da construção tradicional, tem como consequência custos elevados de construção, prazos prolongados, pouca segurança, desperdícios e falta de sustentabilidade.

A única forma de inverter esta tendência é através de uma mudança de paradigma na construção: A construção industrializada.

A transferência dos trabalhos para fábricas de alta tecnologia, com condições de excelência, onde todos os processos são detalhados, irá dar resposta a grande parte dos problemas da construção.

A construção industrializada está assente em três pilares principais: mudança de mentalidade, processos e planeamento. O trabalho colaborativo tem de envolver a montante todos os intervenientes do setor, de forma a definir desde o início as linhas gerais do projeto, da produção, do transporte e da montagem em obra.

A implementação de processos, tendo por base um planeamento estruturado com o objetivo de dar resposta aos prazos pretendidos pelo cliente, são fundamentais para tirar partido de todas as vantagens da construção industrializada.

Existem diversas soluções de construção industrializada utilizando elementos pré-fabricados em betão habitualmente catalogadas como soluções 2D e 3D. A aposta num sistema automatizado e inovador aliada a uma produção mais customizada, irá permitir oferecer soluções de edifícios integralmente pré-fabricados em betão, resistentes às diferentes zonas sísmicas de Portugal. Às envolventes dos edifícios será dada uma atenção muito especial, utilizando elementos pré-fabricados em betão e totalmente customizados, de forma a contribuir para edifícios mais eficientes e arquitetonicamente únicos.

Aplicado corretamente o conceito da construção industrializada conseguem-se alcançar entre outras, as seguintes vantagens: redução de prazos, redução de custos, sustentabilidade, elevada qualidade, segurança e atratividade para Engenheiros e Arquitetos.

Palavras-chave: Construção; Industrialização; Inovação; Sustentabilidade; Betão

¹ Krear – Construção Industrializada SA / FEUP, Estarreja, Portugal, jose.rui.pinto@krear.pt

² Krear – Construção Industrializada SA, Estarreja, Portugal, daniel.granjo@krear.pt

³ Krear – Construção Industrializada SA, Estarreja, Portugal, antonio.machado.silva@krear.pt

1. INTRODUÇÃO

O sector da construção enfrenta neste momento um dos maiores desafios desde a sua existência. A necessidade urgente de dar resposta ao problema da falta de habitação a nível mundial contrasta com a falta de mão de obra disponível e a baixa produtividade do setor.

Apesar do setor da construção representar anualmente cerca de 10 trilhões de dólares, o equivalente a 13% do PIB mundial, o que faz com que seja um dos maiores setores económicos mundiais, a sua produtividade tem estagnado ao longo dos anos.

Entre 1995 e 2014 a produtividade do setor da construção cresceu 1% ao ano, contrastando com os 2.8% do crescimento da economia mundial ou os 3.6% do crescimento da indústria. Na Fig. 1 é apresentada a tendência do crescimento anual para as três situações referidas anteriormente.

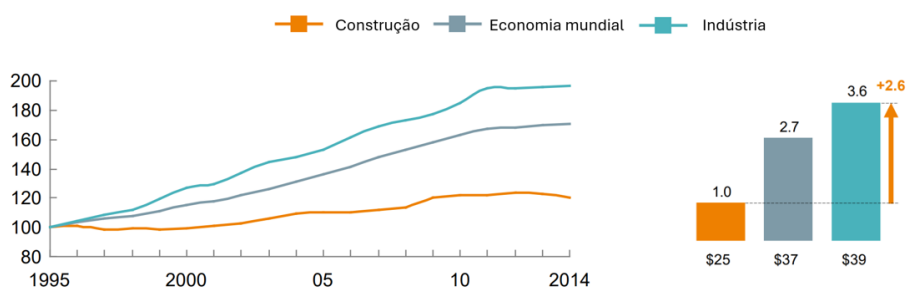


Figura 1. Tendência do crescimento anual para o setor da construção, economia mundial e indústria. Fonte [1].

Se o crescimento da produtividade do setor da construção acompanhasse o crescimento da economia mundial, o valor do setor poderia aumentar em 1,6 trilhões de dólares por ano (representaria um aumento do PIB mundial em 2 por cento) [1].

É assim necessária e urgente uma transformação radical do setor da construção, através da inovação, da transformação digital, da utilização da automação já existente nas outras indústrias e do desenvolvimento de ferramentas que permitam definir processos, planeamento e alcançar a mudança da mentalidade do setor, ou seja, definir um novo paradigma da construção – A Construção Industrializada. A industrialização da construção implica desde logo um aumento da produtividade através da implementação correta de processos de produção. Ao mesmo tempo existirá um crescimento na atratividade do setor decorrente da transição de grande parte dos trabalhos “on-site” para “off-site”, em fábricas modernas e com condições de trabalho melhoradas.

No atual momento é fundamental dar uma resposta rápida em termos de construção efetiva, elevando a qualidade e sustentabilidade, e reduzindo os custos de construção. A aplicação de todos os princípios da construção industrializada poderá permitir reduzir os prazos de construção entre 20% a 50% e os custos até 20% [2].

Recentes estudos referem que considerando uma taxa moderada de penetração no mercado, a construção modular pode representar mais de 130 bilhões de dólares no ano de 2030 no mercado da nova construção na Europa e Estados Unidos, o que representaria uma poupança de 22 bilhões de dólares por ano até 2030 [2].

Portugal têm obrigatoriamente de seguir este caminho de forma a poder responder a todos os desafios colocados ao setor da construção.

2. CONCEITO DE CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA

O conceito de Construção Industrializada é muito mais do que a produção de elementos através da pré-fabricação “off-site”, que posteriormente são transportados e assemblados no local da obra. Este conceito assenta essencialmente em três pilares principais: mudança de mentalidade, processos e planeamento.

É necessária uma mudança de mentalidade de todos os intervenientes do setor da construção, de forma a passar de um sistema em série para um sistema em paralelo, em que a intervenção de todos tem de existir desde o início e de forma colaborativa. O resultado final do projeto depende em muito, do grau de colaboração e interação inicial dos intervenientes.

A definição de processos, não apenas em termos de linhas de produção, mas também na ligação entre os diversos intervenientes é fundamental para o sucesso da operação. A interação com todas as especialidades da construção numa fase tão preliminar, obriga à definição prévia de processos de atuação, de forma a evitar burocracias desnecessária e consequentemente baixa produtividade. Este ponto é de extrema importância tendo em consideração que é um dos principais fatores apontados para a não utilização de soluções modulares nos projetos [3].

A ligação entre a mudança de mentalidade e os processos depende de planeamentos rigorosos e efetivos, que permitam fazer um acompanhamento em tempo real do projeto, adotar as ações necessárias de retificação e controlo e garantir a qualidade do projeto.

Este conceito é transversal a qualquer material (betão, aço, madeira), ou combinação de materiais, utilizados na construção de novos edifícios ou na reabilitação de obras existentes.

A industrialização da construção não pode estar dissociada da digitalização do setor. A falta da digitalização na construção foi um dos fatores mais apontados para a baixa produtividade do mesmo, como é possível observar na Fig. 2, onde é apresentado o índice da digitalização para várias indústrias em função do crescimento da produtividade entre os anos de 2005 e 2014 [1].

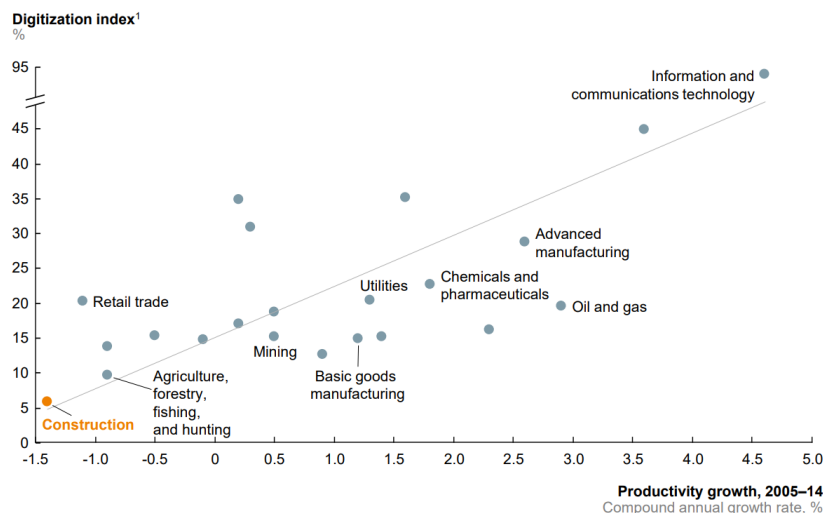


Figura 2. Índice da digitalização para várias indústrias em função do crescimento da produtividade entre os anos de 2005 e 2014. Fonte [1].

Nos últimos anos esta tendência tendo vindo a inverter-se. Num recente trabalho sobre o status quo sobre a digitalização de projetos de construção industrializada [4] é referido que o setor da construção está a sofrer uma profunda transformação, impulsionada pela força da industrialização e da digitalização. No referido trabalho foram selecionados 173 artigos entre os anos de 2018 e 2023, que abordavam os temas de digitalização e construção “off-site” / pré-fabricação / industrialização da construção / construção pré-fabricada.

Quadro 1. Vantagens e desvantagens da utilização de soluções 2D e 3D pré-fabricadas em betão.

<i>Fases</i>	<i>Solução 2D</i>	<i>Solução 3D</i>
Produção	Layout de fábrica mais flexível; Mão-de-obra menos especializada.	Layout de fábrica mais rígido; Estabilidade das peças em fase de produção garantido.
Transporte	Custos mais reduzidos; possibilidade de transportar vários elementos diferentes.	Transporte de “ar”; Estabilidade das peças em fase transporte garantido.
Montagem	Mais ligações; Mão-de-obra mais especializada.	Menos ligações; Mão-de-obra menos especializada

Em relação ao sistema estrutural utilizado, apresenta-se de seguida a definição do Bulletin 74 do *fib* [5] sendo que estes sistemas podem ser combinados das mais diversas formas.

- Sistemas Porticados: constituídos por pilares e vigas e utilizados normalmente quando se pretende uma grande flexibilidade dos espaços, não estando condicionados pela existência de paredes. As ligações entre os elementos podem ser ocultas ou aparentes e dependendo das dimensões dos elementos pode existir a possibilidade de criar aberturas para a passagem de especialidades.
- Sistema de Paredes portantes: podem ser constituídos por painéis maciços de betão, painéis de betão com isolamento (painéis sandwich, Fig. 4) e por painéis “double wall” (duas camadas de betão separadas e ligadas por uma treliça metálica, sendo o vazio preenchido em obra com uma betonagem complementar). Este sistema para além de dar apoio às lajes dos edifícios contribui para a resistência às ações horizontais a que o edifício está sujeito.

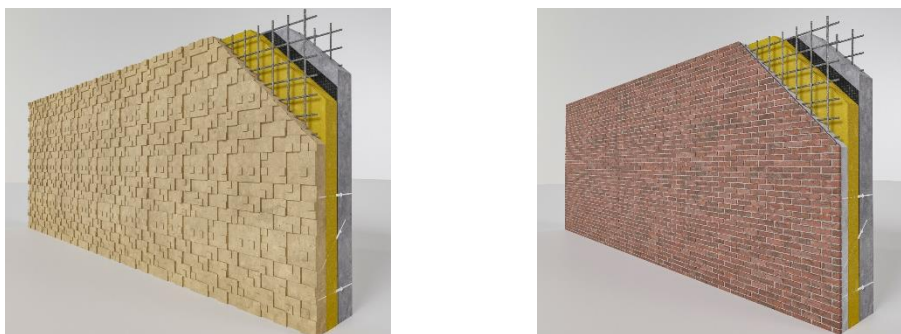


Figura 4. Painéis sandwich pré-fabricados em betão.

- Sistemas de Fachada: podem ser constituídos por painéis maciços de betão, painéis sandwich de betão e por painéis “double-wall”. Podem ser utilizados apenas como “casca” arquitetónica dos edifícios, podendo ter todo o tipo de acabamento e forma que o arquiteto desejar, ou aliar a parte arquitetónica à função de parede portante.
- Sistemas de lajes: existem inúmeras soluções de lajes pré-fabricadas em betão que podem ser utilizadas nos edifícios. Em Portugal destacam-se a utilização das pré-lajes em betão armado (complementadas com uma betonagem “in situ”), as lajes em betão armado pré-esforçado “tipo minos” (com aligeiramento no seu interior e uma camada complementar de betão em obra), as lajes alveolares (complementadas com uma de betonagem “in situ”) e as lajes tipo “pi” (complementadas com uma betonagem “in situ”). As lajes para além de transmitirem as ações verticais às vigas e/ou paredes têm a importante função de diafragma, pelo que o detalhe e pormenorização das ligações são de extrema importância.
- Sistemas de módulos 3D: módulos completos de partes do edifício que são acoplados a outros, de forma a se obter a totalidade do edifício. São soluções mais rígidas em termos arquitetónicos, mas apresentam uma grande vantagem em termos de prazo de execução.

Na Fig. 5 é apresentado um exemplo de um edifício composto integralmente por elementos pré-fabricados em betão. As ações horizontais a que o edifício está sujeito são resistidas por um sistema de paredes portantes, materializado por painéis maciços, painéis sandwich e painéis “double-wall”. O sistema de laje utilizado é o de pré-laje treliçada com uma betonagem complementar em obra. As escadas e varandas são igualmente executadas através de elementos pré-fabricados em betão, sendo que a eliminação das pontes térmicas nas varandas é garantida com a utilização de acessórios próprios para o efeito e colocados na fase de produção dos elementos.

A casca do edifício é constituída por painéis de betão pré-fabricado (painéis maciços, painéis sandwich ou painéis “double-wall”), podendo ter todo o tipo de acabamento prescrito ou idealizado pelo arquiteto. Estes painéis podem e devem ter incluídos já no seu fabrico a parte relativa à caixilharia e vidro prescritos no projeto, bem como podem ser pré-instaladas outras especialidades.



Figura 5. Estrutura de edifício constituído integralmente por elementos pré-fabricados em betão.

4. RESULTADOS

A correta aplicação do conceito e princípios da construção industrializada irá culminar nos resultados esperados obtidos através de todas as suas vantagens e irá contribuir para resolver o grave problema da falta de habitação.

Um dos principais resultados, já referido anteriormente, é a possível redução do prazo total de obra entre 20% a 50%.

Na Fig. 6 é possível observar para cada uma das fases da obra construída através da construção industrializada, a possível variação percentual do custo, comparativamente com a obra construída de forma tradicional. Apesar de existir um potencial de redução de custos de 20%, existe o risco de um acréscimo do custo final até 10%, causados pelo custo das matérias-primas e da logística. Mais uma vez a aplicação de todos os princípios da construção industrializada poderá combater estes dois problemas através de uma gestão integrada de todos os fornecedores na cadeia de valor.

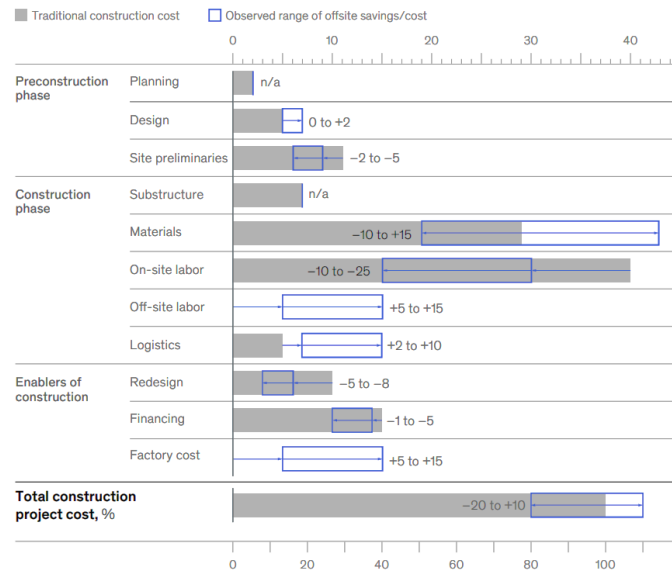


Figura 6. Custo total de construção tradicional de um edifício dividido em % pelas diversas fases. Potenciais reduções/ acréscimos de custo em % utilizando a construção industrializada. Fonte [2].

Um dos temas mais importantes para a nossa sociedade e que deverá ter a contribuição de todos na sua solução, é o tema da sustentabilidade. Ao utilizarmos elementos pré-fabricados de betão na construção industrializada estamos a contribuir para a redução das emissões de CO₂ através da otimização na utilização dos elementos e tirando partido da inercia térmica do betão. A redução quase total de desperdício de matérias-primas e a utilização de materiais reciclados são outras formas de contribuir fortemente para a sustentabilidade do planeta [6]. No Quadro 2 é possível observar algumas dessas contribuições.

Quadro 2. Contribuição do betão pré-fabricado para a sustentabilidade. Fonte [6]

	<i>Ambiental</i>	<i>Social</i>	<i>Económica</i>
Inércia térmica	Redução no consumo de energia e emissões de CO ₂ .	Maior conforto.	Menores custos operacionais: aquecimento e arrefecimento.
Proteção ao fogo	Menores emissões de gases tóxicos.	Melhor proteção da população.	Menor custo com seguros.
Isolamento Acústico	Menor utilização de outras proteções.	Maior conforto; maior privacidade.	
Industrialização	Construção LEAN; Resíduos quase nulos.	Segurança; Redução de acidentes.	Tempo de empréstimos e pagamentos de hipotecas mais curtos.
Eficiência	Utilização de materiais reciclados; Redução do consumo de matérias-primas.	Eliminação parcial de um problema global.	Otimização da relação material/custo.
Robustez		Melhor desempenho face a catástrofes naturais.	Menores custos de reconstrução.
Durabilidade	Maior período de amortização do impacto ambiental.	Melhor segurança face a acidentes.	Menor manutenção.

A transição dos trabalhos “on-site” para “off-site” em fábricas modernas e automatizadas irá permitir obter uma elevada eficiência e uma previsibilidade de todas as tarefas, aumentando, portanto, toda a qualidade inerente aos processos e a qualidade do próprio produto, o que resulta num aumento da durabilidade das estruturas.

A definição de processos de produção adaptados aos layouts das fábricas permite que os trabalhos sejam executados em segurança, mesmo quando são manuseadas peças de elevado peso e dimensões. Estes processos não impedem, porém, uma flexibilidade de produção e de produto, permitindo assim que a veia criativa dos arquitetos não seja posta em causa.

CONCLUSÕES

A falta de mão-de-obra e a baixa produtividade do setor da construção, associada à urgente necessidade de dar resposta à grave crise de habitação, implica uma mudança do paradigma da construção e consequentemente a Industrialização da Construção.

Existe um longo caminho a percorrer de forma a se poder alcançar todas as vantagens da Industrialização da Construção, que terá de passar por uma mudança de mentalidades, implementação de processos e planeamentos rigorosos. Todo o processo culminará numa forte redução de prazos de construção, podendo chegar aos 50%, e a uma redução de custos até 20%.

Esta nova forma de construir contribuirá também para ajudar a resolver os problemas ambientais que o mundo atravessa, através da redução/eliminação de resíduos, de uma otimização das matérias-primas e produtos e pela utilização de materiais reciclados, tornando assim o mundo mais sustentável.

A transferência dos trabalhos para fabricas de alta tecnologia, com condições de excelência, onde todos os processos são detalhados, irá contribuir para atrair uma nova geração de Engenheiros e Arquitetos.

REFERÊNCIAS

- [1] Barbosa, F. [et al.] (2017). Reinventing construction: a route to higher productivity, MGI.
- [2] Bertram, N.; Fuchs, S.; Mischke, J.; Palter, R.; Strube, G.; Woetze, J. (2019). Modular construction: From projects to products, McKinsey & Company
- [3] Prefabrication and Modularization: Increasing Productivity in the Construction Industry, McGraw-Hill (2011).
- [4] Fan, J.; Chen, L. Chen, K. (2024). Digitalizing Industrialized Construction Projects: Status Quo and Future Development.
- [5] *fib* Bulletin 74: Planning and design handbook on precast building structures.
- [6] *fib* Bulletin 88: Sustainability of precast structures.

Sistema portátil de visão para avaliação geométrica e de cor em elementos de betão

J. Valença¹

P. Debus¹

RESUMO

A construção modular em betão é um tema atual, que está também alinhado com o paradigma da Construção 4.0. Independentemente do processo de fabrico, os elementos de betão produzidos devem ter critérios e requisitos exigentes do ponto de geométrico e estético, e a sua avaliação é essencial para o controle de qualidade. Neste âmbito, a indústria pode beneficiar da aplicação de métodos baseados em visão por computador. Este tipo de abordagem pode tirar partido da integração de algoritmos inteligentes, visão por computador e sistemas robóticos, para garantir os requisitos definidos para os elementos de betão produzidos, e contribuir para a transformação e inovação da indústria da construção. Neste artigo é apresentado um sistema de visão portátil, desenvolvido para levantamento geométrico 3D e controle de cor de superfícies de betão. O sistema utiliza uma câmara 3D para aquisição de imagens, a partir da qual é construído um modelo geométrico 3D. As imagens são também utilizadas para avaliar a cor das superfícies e as suas variações. O sistema está a ser validado em modelos em escala reduzida em ambiente de laboratório para diferentes geometrias. Os resultados permitem avaliar o desempenho do sistema, nomeadamente a capacidade de avaliar: (i) a geometria produzida, em termos de precisão e exatidão dos valores medidos; e (ii) a cor e a sua homogeneidade nas superfícies avaliadas.

Palavras-chave: Construção Modular; Betão; Visão por Computador; Controlo de Qualidade.

1. INTRODUÇÃO

A Indústria 4.0 caracteriza-se pela integração de tecnologias avançadas de automação, digitalização e conectividade em processos industriais. Esse conceito engloba o uso de tecnologias como inteligência artificial (IA), internet das coisas (IoT), *big data*, robótica e computação partilhada e integrada em nuvem, para criar fábricas inteligentes e sistemas de produção altamente eficientes e interligados. Tem como objetivo aumentar a eficiência, reduzir custos e personalizar produtos, criando um ambiente industrial mais flexível e adaptável às necessidades do mercado. A Construção 4.0 aplica os princípios da Indústria 4.0 ao setor AEC (Arquitetura, Engenharia e Construção), integrando tecnologias digitais e automação para transformar processos de planeamento, execução e operação de obras. A Construção 4.0 pretende assim atingir uma maior eficiência, sustentabilidade e flexibilidade, com foco em soluções inteligentes e digitalizadas.

Os sistemas modulares e de betão pré-fabricado são uma solução perfeitamente alinhada com os objetivos e princípios da Construção 4.0, o que os torna uma solução popular nas práticas de construção modernas. A mudança de paradigma na indústria da construção está focada na eficiência, na sustentabilidade e na inovação, questões nas quais o betão pré-fabricado e os sistemas modulares se destacam e apresentam vantagens. Este tipo de solução agiliza os processos de construção, permitindo que os componentes sejam fabricados em ambientes controlados [1]. Isso reduz o tempo de construção,

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, {jonatas.valenca, paul.debus}@tecnico.ulisboa.pt

minimiza a necessidade de mão de obra no local e acelera a conclusão do projeto, tornando o processo mais eficiente. A Construção 4.0 coloca também uma forte ênfase na sustentabilidade, e o uso de betão pré-fabricado e sistemas modulares podem contribuir significativamente para essa meta. Estas abordagens reduzem o desperdício de materiais, otimizam o consumo de energia no processo de fabrico e, frequentemente, incorporam materiais reciclados [2]. O processo de fabrico desses sistemas pode também integrar tecnologias avançadas, combinando *Building Information Modeling* (BIM), automação robótica e técnicas de fabrico e controle digital [3][4]. Estas inovações melhoram a precisão, o controlo de qualidade e ampliam as opções de personalização em projetos de construção. Por outro lado, os sistemas modulares proporcionam flexibilidade na conceção e na construção, permitindo uma fácil personalização e adaptação às diferentes necessidades do projeto. Esta adaptabilidade é essencial nos ambientes dinâmicos da Construção 4.0. Além disso, a segurança pode também ser melhorada, uma vez que o fabrico fora do local de obra de elementos pré-fabricados e componentes modulares reduz a exposição dos trabalhadores a condições perigosas nos estaleiros de construção.

A avaliação da geometria e da qualidade do acabamento é crucial para garantir a integridade estrutural e o apelo estético do betão pré-fabricado e dos elementos modulares. As técnicas de visão por computador oferecem uma solução poderosa para melhorar o controlo de qualidade e alcançar um desenho e construção inteligentes neste contexto [5][6][7][8]. Os algoritmos utilizados permitem medir com precisão as dimensões e a geometria dos elementos pré-fabricados, garantindo que estes cumprem as especificações de projeto [9][10]. O processamento e análise de imagens de elementos pré-fabricados possibilita também avaliar acabamentos e texturas das superfícies, garantindo que estes cumprem os padrões de cor e acabamento desejados [11][12]. Todos estes procedimentos podem ser executados automaticamente, reduzindo a necessidade de trabalho manual e melhorando a eficiência. A integração da visão por computador com sistemas robotizados na indústria da construção pode levar a transformações e inovações significativas. Ao aproveitar esta sinergia, a indústria da construção pode alcançar níveis mais elevados de eficiência, qualidade e inovação. A integração e o desenvolvimento cooperativo destas tecnologias contribuem assim para a transformação contínua da indústria da construção em direção a práticas mais avançadas e sustentáveis [13]. Neste artigo é apresentado o desenvolvimento, em curso, de um sistema de visão portátil para levantamento geométrico e controlo colorimétrico de superfícies. A arquitetura deste sistema é também ela modular, permitindo uma solução multisensores versátil, com capacidade para apoiar a indústria modular de pré-fabricação de betão.

2. SISTEMAS E TECNOLOGIA DISPONÍVEIS

Com o aumento da aplicação da construção modular e a possibilidade de produção de peças específicas, a pré-fabricação aumentou significativamente nos últimos anos. Com isso, surgiu a necessidade de monitorizar a qualidade das peças produzidas. Fora da indústria AEC, o controlo de qualidade em linhas de produção recorrendo a tecnologia avançada está já muito difundido, e existe experiência significativa nessa área. Na construção são ainda aplicados muitos métodos de inspeção convencionais, especialmente *in situ* durante o processo de construção. Isso inclui, por exemplo, medições manuais de dimensões, inspeção visual da qualidade da superfície, ou verificação de certos pontos críticos de uma peça para controlo da qualidade de produção. Esse paradigma tem-se alterado com o aumento da pré-fabricação na indústria da construção, e os critérios de qualidade das peças produzidas são cada vez mais exigentes e monitorizados.

Com os últimos avanços em métodos digitais, especialmente para aquisição e análise de dados, esses métodos de controlo de qualidade foram aprimorados e automatizados, permitindo aumentar a eficiência e reagir a possíveis defeitos antes que o produto seja concluído e entregue. Isso aumentou a necessidade de integrar métodos não-destrutivos no controlo de qualidade das linhas de produção. Para instrumentar a linha de produção, são utilizadas diferentes abordagens, conceitos e sensores. Para obter a geometria de uma peça, são utilizados diferentes dispositivos lasers, como *scanners* portáteis usando câmaras de luz estruturada [13] ou *scanners a lasers* terrestres (TLS). As nuvens de pontos 3D altamente precisas resultantes podem ser usadas para extrair as dimensões das peças [14], detetar erros geométricos na

superfície [15] e, portanto, detetar defeitos de qualidade. Estes equipamentos são habitualmente fixados ao torno da linha de produção [16], de modo a observar as peças facilmente.

Outra abordagem possível passa por utilizar diferentes sistemas de câmara e fotogrametria para avaliar a geometria. Esta abordagem pode apresentar algumas vantagens, pois o custo de uma câmara é significativamente menor do que o de um sistema TLS, e os avanços recentes em análise de imagem simplifica a sua aplicação e tornaram-na adequada para muitas aplicações. De forma semelhante aos dados captados por TLS, os dados resultantes podem ser usados para analisar a geometria das peças [17][18][19], e as imagens podem ainda ser usadas para analisar a qualidade da superfície, aplicando técnicas, por exemplo, inspeção visual de estruturas [20][21]. Isso destaca um benefício significativo dos métodos baseados em imagem, pois disponibilizam elevada quantidade de informações sobre a superfície, que pode ser usada, por exemplo, para validar a cor e as propriedades da superfície das peças.

Uma configuração já bem estabelecida para avaliação baseada em imagem implica montar câmaras em pórticos acima da linha de produção. Em alguns casos, quando a geometria 3D de uma peça não é estritamente necessária, por exemplo, para elementos planares como lajes ou painéis de parede, pode ser suficiente capturar imagens 2D para poder controlar as dimensões, além de analisar a superfície. Um sistema de captura que combina os benefícios de *scanners* portáteis e câmaras fotográficas são as designadas câmaras 3D. Ao ser equipado com duas lentes calibradas, estes dispositivos captam imagens estéreo de alta resolução da superfície, permitindo produzir uma nuvem de pontos com a geometria do objeto avaliado. Estes dispositivos portáteis permitem adquirir a forma e as propriedades da superfície de diferentes peças em um único processo, construindo a base para um sistema de controle de qualidade flexível e adaptável baseado em visão computacional.

3. SISTEMA DE VISÃO PARA CONTROLE DE QUALIDADE

Este trabalho apresenta um sistema para monitorizar a qualidade de produção de elementos de betão pré-fabricado, utilizando uma câmara 3D para avaliar a geometria e cor desses elementos. Para a conceção do sistema, foram considerados os seguintes requisitos para o equipamento de aquisição de imagens: (1) aquisição de informação geométrica a 3D; (2) aquisição de imagens no espectro eletromagnético visível (informação RGB - *Red, Green, Blue*); (3) dispositivo portátil e versátil; (4) resolução da imagem compatível com a precisão geométrica requerida. A arquitetura do sistema encontra-se resumida no fluxograma da Figura 1. O projeto encontra-se dividido em três etapas principais: (i) definição de requisitos do projeto; (ii) aquisição de dados; e (iii) processamento e análise de dados. Essas etapas são descritas a seguir considerando a utilização de uma câmara 3D, mas também podem ser ajustadas para diferentes sensores e componentes, devido à natureza modular do sistema.

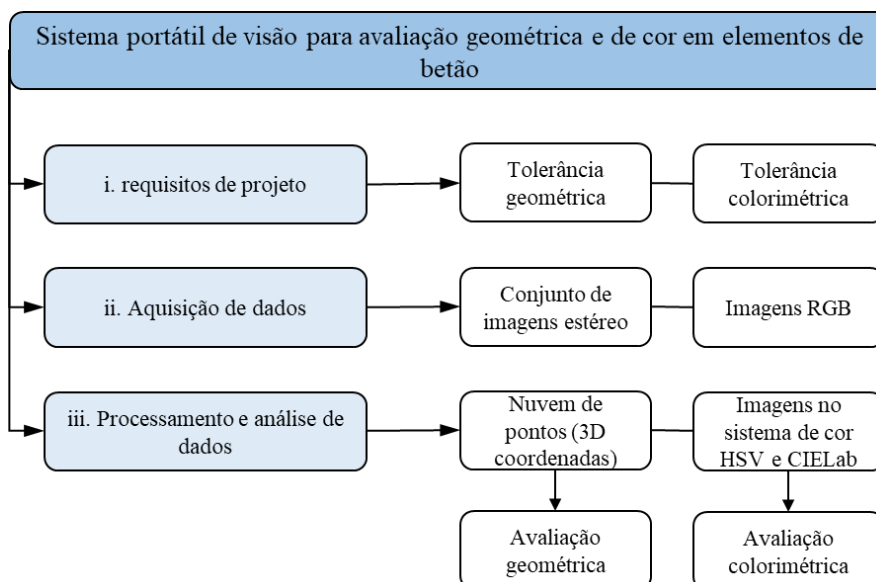


Figura 1. Fluxograma do sistema.

3.1 Requisitos de projeto

Nos requisitos do projeto são definidas as tolerâncias e erros permitidos nas medições realizadas. No âmbito deste projeto, são definidas tolerâncias geométricas e colorimétricas. As tolerâncias geométricas decorrem do ajuste necessário entre elementos e das tolerâncias do processo de produção. Elas são dadas como variações admissíveis nas dimensões da peça, como no exemplo apresentado na Figura 2. As tolerâncias colorimétricas definem qual a variação admissível para a cor das superfícies de betão. Neste caso é considerada a norma ISO 11664 [22] para descrever e medir diferenças de cor. A variação aceitável deve ser inferior ao valor para o qual o olho humano consegue perceber essas diferenças.

Essa primeira etapa é crucial para um controle de qualidade eficaz em projetos de construção, especialmente ao implementar soluções modulares, evitando erros que possam comprometer a integridade estrutural, a estética ou até mesmo a construção final. O estabelecimento de tolerâncias também suporta a manutenção da consistência entre vários elementos pré-fabricados, garantindo uniformidade nas dimensões, acabamentos superficiais e outras características-chave, permitindo atingir um resultado coeso e visualmente atraente. Com base nas tolerâncias e requisitos definidos, o procedimento de medição pode ser definido em função de vários parâmetros, em particular os relacionados com a resolução e precisão necessárias.

Cotas		Tolerâncias
A e B	$\leq 0,5$ m	$\pm a$ mm
A e B	$> 0,5$ m	$\pm b$ mm
C		$\pm c_1 - c_2$ mm
Aberturas: Posição / dimensões		$\pm d$ mm

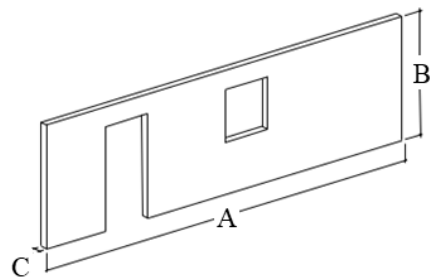


Figura 2. Tolerâncias geométricas para um painel de parede.

3.2 Aquisição de dados

Após definir os parâmetros relevantes, o plano para a aquisição de dados pode ser definido. Esses parâmetros influenciam o processo de aquisição, limitando por exemplo a distância ao objeto admissível. A utilização de uma câmara 3D portátil permite que peças com diferentes geometrias e dimensões possam ser facilmente inspecionadas, onde os dados adquiridos podem ser fundidos em um único modelo da peça. A câmara pode ainda ser montada em plataformas aéreas e robotizadas para poder avaliar peças de maior dimensão e em locais de difícil acesso. Isso permite a aquisição eficaz da geometria da peça, juntamente com informações densas da superfície (nuvem de pontos), que servem como base para o posterior processamento. O planeamento da aquisição deve ser realizado em função do equipamento utilizado.

3.3 Processamento e análise de dados

Na aplicação considerada, dois aspetos são analisados com os dados adquiridos. Primeiro, a forma geométrica da peça inspecionada é extraída dos dados da câmara 3D e da nuvem de pontos 3D resultante, e são determinadas as dimensões chave, como comprimentos ou ângulos. Comparando essa geometria construída com a geometria planeada, podem ser medidas diferenças e desvios. Para avaliar a importância desses desvios, eles são comparados com as tolerâncias definidas. Se as variações excederem os valores admissíveis, as peças devem ser corrigidas ou rejeitadas, mesmo antes de saírem da unidade de produção.

A segunda análise diz respeito à avaliação da superfície de betão utilizando as imagens adquiridas com a câmara 3D. Usando algoritmos estabelecidos de processamento de imagem, vários defeitos superficiais podem também ser detetados e localizados na peça, incluindo vazios. Por exemplo, redes neurais especialmente treinadas são capazes de detetar e localizar com precisão fendas, manchas de ferrugem, destacamentos, vazios e outras irregularidades. Dependendo de seu tamanho, localização e efeito, esses defeitos devem ser avaliados, podendo levar à rejeição das peças afetadas. Outra análise diz respeito à adequação colorimétrica da superfície, comparando a cor do betão com a cor referência, pode ser produzido um mapa com as variações de cor e avaliar se essas diferenças se encontram dentro das tolerâncias definidas.

4. VALIDAÇÃO

O sistema está atualmente a ser avaliado em ambiente de laboratorial controlado, para diferentes geometrias e acabamentos de superfície. Numa primeira abordagem, o sistema foi aplicado num modelo de escala reduzida (1:33) de uma casca de betão produzido em ABS (*Acrylonitrile Butadiene Styrene*) (Fig. 3) [5]. Isso permite testar, calibrar e validar várias soluções rapidamente, sem a preocupação de cumprir os pré-requisitos necessários para os casos reais. Posteriormente, o sistema será aplicado num modelo de betão à escala 1:3, produzido para realizar testes dinâmicos em uma mesa sísmica [24] e, finalmente, na montagem de uma estrutura real.

Na primeira validação do sistema (Fig. 3), foi utilizada uma câmara *Intel RealSense* para aquisição de imagem. Os resultados mostram a capacidade de produzir nuvem de pontos 3D do modelo. Foram medidas no modelo uma altura de 15 cm e uma distância entre os apoios de 46,3 cm, sendo os valores teóricos de 15 cm e 46 cm, respetivamente [25]. A Fig. 4 apresenta dois modelos 3D obtidos, o segundo considerando pontos de controle (alvos circulares), adicionados ao modelo para avaliar o desempenho do sistema em secções específicas. A variação de cor das superfícies foi sempre inferior ao limite para o qual essas diferenças são perceptíveis ao olho humano [12][23]. As informações processadas permitem-nos avaliar o desempenho do sistema, nomeadamente a capacidade: (i) de avaliar a geometria produzida, em termos de precisão e exatidão dos valores medidos; e (ii) a cor e sua homogeneidade em todas as superfícies produzidas.

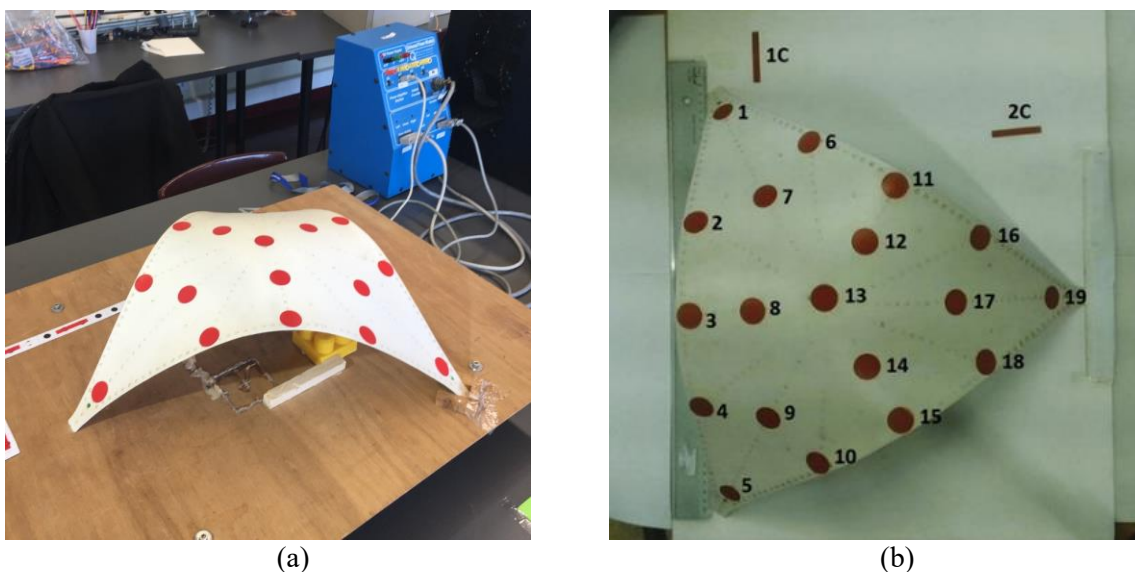


Figura 3. Modelo em ABS (*Acrylonitrile Butadiene Styrene*) de escala reduzida (1:33).



Figura 4. Modelo de nuvem de pontos 3D do modelo ABS de escala reduzida.

O sistema também foi testado em um modelo de betão de escala reduzida maior (1:3), no âmbito do projeto de co-promoção 'Pre-Shell' [26]. Este projeto teve como objetivo desenvolver cascas finas construídas a partir de módulos pré-fabricados em UHPFRC (Betão de Ultraelevado Desempenho Reforçado com Fibras) que são ligados com cabos de pré-esforço não aderente (Fig. 5). Neste caso, as imagens foram adquiridas com várias câmaras para teste, incluindo uma *Intel RealSense D435* e uma *Stereolabs ZED camera*. Os resultados estão atualmente a ser processados e analisados e serão divulgados em breve.

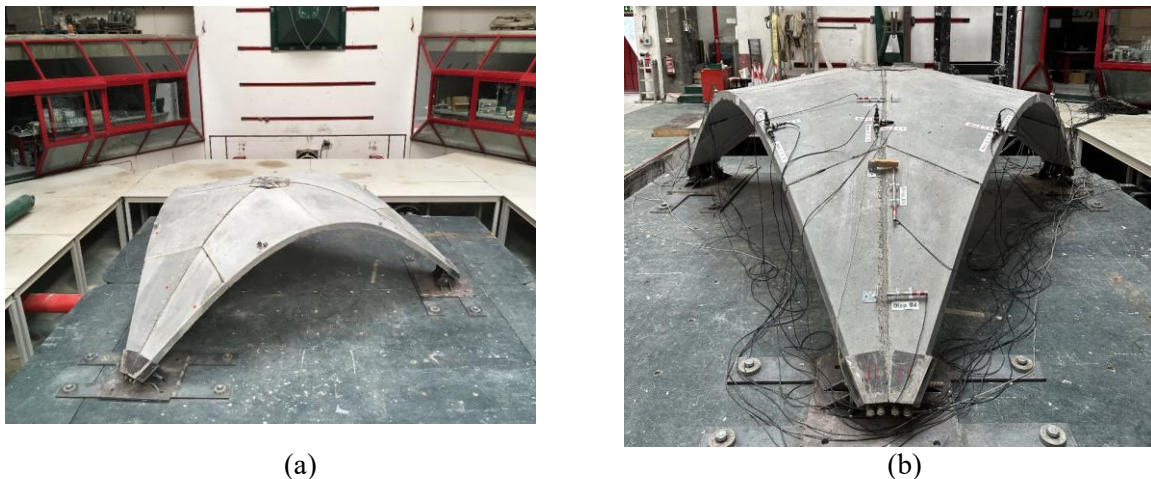


Figura 5. Imagem para verificação de geometria após montagem do modelo para testes sísmicos.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Aproveitando as técnicas de visão por computador para controle de qualidade, a indústria da construção pode garantir que elementos pré-fabricados de betão e modulares cumpram padrões de qualidade definidos à priori, contribuindo para que sejam aplicados os princípios da Construção 4.0. A deteção atempada de não conformidades durante a fase de fabrico permite a identificação e correção oportunas de desvios ao projeto, garantindo a qualidade do produto final. Isso inclui avaliar parâmetros geométricos e de uniformidade de cor dos acabamentos com base nos dados adquiridos, um processo que pode ser altamente automatizado.

O sistema proposto neste trabalho pode ser integrado com o BIM, contribuindo para uma comunicação mais eficaz entre as fases e equipas de projeto, fabrico e construção, facilitando a implementação de projeto e construção inteligentes com base em soluções modulares pré-fabricadas. Além disso, as vastas

quantidades de dados gerados podem ser analisadas para identificar tendências, otimizar processos de produção e melhorar as estratégias gerais de controle de qualidade.

Existem ainda desafios a ultrapassar, que podem surgir devido a limitações na aquisição de dados, por exemplo, oclusões, iluminação insuficiente ou qualidade da imagem. Estes problemas prejudicam a análise e introduzem erros nos resultados, podendo ser evitados por um adequado planeamento da aquisição de imagem. Importa ainda referir que o sistema proposto se limita a obter informações sobre a superfície das peças, ou seja, não permite avaliar as condições internas da peça de betão.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao projeto R2UTECHNOLOGIES financiado pelo Plano de Recuperação e Resiliência e pela União Europeia por meio do NextGenerationEU e à Fundação para a Ciência e Tecnologia pelo apoio através do financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS e do contrato de investigação individual CEECIND/04463/2017 de J. Valença.

REFERÊNCIAS

- [1] B. Zhao, D. Wu, and H. Zhu, “New modular precast composite shear wall structural system and experimental study on its seismic performance,” *Eng Struct*, vol. 264, p. 114381, Aug. 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114381.
- [2] R. Carmo *et al.*, “Reinforcement detailing of connections between perpendicular hollow precast walls,” *Advances in Structural Engineering*, vol. 26, no. 9, pp. 1663–1681, Jul. 2023, doi: 10.1177/13694332231175402.
- [3] X. Zhang and X. Zhang, “Automated component delivery management under uncertainty for prefabricated buildings to minimize cost and harmful emissions,” *Autom Constr*, vol. 162, p. 105388, Jun. 2024, doi: 10.1016/j.autcon.2024.105388.
- [4] Y. Tan, W. Xu, P. Chen, and S. Zhang, “Building defect inspection and data management using computer vision, augmented reality, and BIM technology,” *Autom Constr*, vol. 160, p. 105318, Apr. 2024, doi: 10.1016/j.autcon.2024.105318.
- [5] A. Tomé, I. Vizotto, J. Valença, and E. Júlio, “Innovative Method for Automatic Shape Generation and 3D Printing of Reduced-Scale Models of Ultra-Thin Concrete Shells,” *Infrastructures (Basel)*, vol. 3, no. 1, p. 5, Feb. 2018, doi: 10.3390/infrastructures3010005.
- [6] C.-Z. Dong and F. N. Catbas, “A review of computer vision-based structural health monitoring at local and global levels,” *Struct Health Monit*, vol. 20, no. 2, pp. 692–743, Mar. 2021, doi: 10.1177/1475921720935585.
- [7] B. Li, “Application of machine vision technology in geometric dimension measurement of small parts,” *EURASIP J Image Video Process*, vol. 2018, no. 1, p. 127, Dec. 2018, doi: 10.1186/s13640-018-0364-9.
- [8] E. Cavaco, R. Pimenta, and J. Valença, “A new method for corrosion assessment of reinforcing bars based on close-range photogrammetry: Experimental validation,” *Structural Concrete*, vol. 20, no. 3, pp. 996–1009, Jun. 2019, doi: 10.1002/suco.201800196.
- [9] D. Dias-da-Costa, J. Valença, and R. N. F. do Carmo, “Curvature assessment of reinforced concrete beams using photogrammetric techniques,” *Mater Struct*, vol. 47, no. 10, pp. 1745–1760, Oct. 2014, doi: 10.1617/s11527-013-0148-8.
- [10] J. V. Kozubal *et al.*, “Automatic strength assessment of the virtually modelled concrete interfaces based on shadow-light images,” *Constr Build Mater*, vol. 359, p. 129296, Dec. 2022, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129296.

- [11] J. Miranda, J. Valença, and E. Júlio, “Colored concrete restoration method: For chromatic design and application of restoration mortars on smooth surfaces of colored concrete,” *Structural Concrete*, vol. 20, no. 4, pp. 1391–1401, Aug. 2019, doi: 10.1002/suco.201900006.
- [12] J. Miranda, J. Valença, H. Costa, and E. Júlio, “Chromatic design and application of restoration mortars on smooth surfaces of white and GRAY concrete,” *Structural Concrete*, vol. 22, no. S1, Jan. 2021, doi: 10.1002/suco.202000054.
- [13] J. Valença *et al.*, “Feeling-BIM: A digital model to support maintenance decisions, based on automatic inspection and dwellers’ feelings,” *Journal of Building Engineering*, vol. 87, p. 108937, Jun. 2024, doi: 10.1016/j.jobe.2024.108937.
- [14] R. Wang, Y. Wang, S. Devadiga, I. Perkins, Z. (James) Kong, and X. Yue, “Structured-light three-dimensional scanning for process monitoring and quality control in precast concrete production,” *PCI Journal*, vol. 66, no. 6, 2021, doi: 10.15554/PCIJ66.6-01.
- [15] M.-K. Kim, H. Sohn, and C.-C. Chang, “Automated dimensional quality assessment of precast concrete panels using terrestrial laser scanning,” *Autom Constr*, vol. 45, pp. 163–177, Sep. 2014, doi: 10.1016/j.autcon.2014.05.015.
- [16] Z. Xu, R. Kang, and R. Lu, “3D Reconstruction and Measurement of Surface Defects in Prefabricated Elements Using Point Clouds,” *Journal of Computing in Civil Engineering*, vol. 34, no. 5, Sep. 2020, doi: 10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000920.
- [17] S. Kyle *et al.*, “3D Model-Based Large-Volume Metrology Supporting Smart Manufacturing and Digital Twin Concepts,” *Metrology 2023, Vol. 3, Pages 29-64*, vol. 3, no. 1, pp. 29–64, Jan. 2023, doi: 10.3390/METROLOGY3010002.
- [18] X. Luo, H. Long, S. Dong, and J. Wu, “Prefabricated Concrete Component Geometry Deviation Statistical Analysis,” *Math Probl Eng*, vol. 2021, no. 1, p. 9993451, Jan. 2021, doi: 10.1155/2021/9993451.
- [19] D. Lee and K. Han, “Vision-Based Quality Assessment of Prefabricated Components Using Images and Camera Poses,” *Construction Research Congress 2020: Project Management and Controls, Materials, and Contracts - Selected Papers from the Construction Research Congress 2020*, pp. 1021–1029, 2020, doi: 10.1061/9780784482889.108.
- [20] S. Xue-fei *et al.*, “Dimensional inspection and evaluation method of highway prefabricated components based on 3D model reconstruction technology,” *Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2021, Vol. 21, Issue 2, Pages: 66-81*, vol. 21, no. 2, pp. 66–81, Apr. 2021, doi: 10.19818/J.CNKI.1671-1637.2021.02.006.
- [21] C. Benz and V. Rodehorst, “Image-Based Detection of Structural Defects Using Hierarchical Multi-scale Attention,” 2022, pp. 337–353. doi: 10.1007/978-3-031-16788-1_21.
- [22] Y. Narazaki, V. Hoskere, K. Yoshida, B. F. Spencer, and Y. Fujino, “Synthetic environments for vision-based structural condition assessment of Japanese high-speed railway viaducts,” *Mech Syst Signal Process*, vol. 160, p. 107850, Nov. 2021, doi: 10.1016/J.YMSSP.2021.107850.
- [23] “ISO/CIE 11664-1:2019 - Colorimetry — Part 1: CIE standard colorimetric observers.” Accessed: Sep. 06, 2024. [Online]. Available: <https://www.iso.org/standard/74164.html>
- [24] M. Brandão, J. Valença, and E. Júlio, “Vision-based monitoring system for in-plan seismic tests conducted on a shaking table: The case study of prefabricated concrete shells”. *Structural Concrete* <http://doi.org/10.1002/suco.202400624> (publicado *online*).
- [25] M. Brandão, “Monitorização de ensaios dinâmicos através de sistemas de visão,” Instituto Superior Técnico, da Universidade de Lisboa, Lisboa, 2023.
- [26] “Pre-Shell Project, Prefabricated Ultra Thin Concrete Shells,” <https://spral.pt/noticia/10/Projeto-Pre-SHELL>.

Estudo de simulação energética de edifícios de construção modular com painéis de betão

R. Sarmento ¹

A. Azevedo ¹

H. Teixeira ¹

A.N. Sousa ¹

M.G. Gomes ¹

RESUMO

O setor da construção é responsável por cerca de 37% das emissões globais de CO₂ a nível mundial, que podem ser reduzidas através de uma produção e reutilização eficiente dos materiais e uma maior eficiência energética dos edifícios. A construção “offsite” como a prefabricação 2D, 3D ou a construção modular são capazes de oferecer, não só um maior controlo de qualidade e uma maior rapidez de construção, mas também uma redução de desperdício de materiais, face ao método construtivo tradicional. Para além disso, a construção modular, ao ser realizada maioritariamente em fábrica, permite um maior controlo das características de isolamento térmico e permeabilidade ao ar da envolvente, que podem conduzir a uma maior eficiência energética dos edifícios.

O presente trabalho incide na análise, por simulação numérica, do desempenho térmico e energético de construção modular com painéis de betão em duas frações autónomas de tipologia T0 mas com diferentes configurações: apartamento com cerca de 44m² de área útil de pavimento e uma janela; e apartamento com 40 m² de área útil de pavimento e uma varanda. Para além de se analisarem estes diferentes tipos de apartamentos, avalia-se o impacto de diferentes zonas climáticas e diferentes materiais de isolamento no desempenho térmico e energético nas estações quer de aquecimento, quer de arrefecimento. Este trabalho enquadra-se no projeto “R2UTechnologies - Modular Systems” (02-C05-i01.01-2022.PC644876810-00000019) financiado pelas Alianças mobilizadoras para a Reindustrialização, Plano de Recuperação e Resiliência - PRR, Dimensão Resiliência, Componente Investimento e Inovação.

Palavras-chave: Eficiência energética; Simulação energética; Construção modular

1. INTRODUÇÃO

O crescimento exponencial da população, não só em cidades urbanas, mas também em países em desenvolvimento, tem implicações significativas nas alterações climáticas do planeta. Acresce-se também a falta de organização e planeamento urbano com implicações ambientais relevantes e por vezes irreversíveis [1, 2]. Para colmatar estas adversidades, diversas iniciativas governamentais têm vindo a ser concretizadas [3, 4]. Sendo o setor da construção um dos maiores contribuidores para a emissão de gases de efeito de estufa [5], há neste sentido, uma enorme necessidade de desenvolver novas tecnologias, estratégias e legislações que: i) reduzam estas tendências de falta de controlo e organização; ii) limitem consumos energéticos e; iii) promovam construções que atendam ao conforto térmico tornando-se mais eficientes energeticamente e reduzindo as emissões de gases de efeito de estufa [6].

¹ CERIS, Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Ambiente (DECivil) Instituto Superior Técnico (IST), Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, Portugal. E-mail: raquel.santos.sarmento@tecnico.ulisboa.pt; afonso.azevedo@tecnico.ulisboa.pt; henriqueta.teixeira@tecnico.ulisboa.pt; albano.n.e.sousa@tecnico.ulisboa.pt; maria.gloria.gomes@tecnico.ulisboa.pt.

Desta forma, existe a ambição de até 2050, todos os edifícios da União Europeia (EU) se tornarem neutros nas suas emissões (*zero-emission buildings*) [7, 8].

Neste sentido, a construção modular demonstra ser uma solução apelativa pois, com o controlo de produção, promove a redução de erros e, por consequência, a diminuição de desperdícios, permitindo uma melhor comunicação entre todas as partes envolvidas e possibilitando uma melhor execução das construções [9, 10], tendo em atenção a diferentes exigências de segurança e conforto dos ocupantes. No entanto, é necessário ter em atenção o tipo de material e solução construtiva e adaptá-la à localização e ao tipo de construção, com vista à diminuição das emissões associadas à produção deste tipo de materiais e construção de edifícios [11-13]. Acresce-se a necessidade de garantir o conforto térmico dos ocupantes, sem grande dispêndio de energia. Desta forma, é emergente o desenvolvimento de soluções construtivas que mitiguem as perdas de calor pela envolvente dos edifícios, e logo os consumos energéticos em climatização e melhorem as condições de conforto ambiental nos edifícios. A utilização de soluções passivas, incluindo soluções construtivas mais isolantes na envolvente térmica de edifícios que reduzam as trocas de calor promove a diminuição dos consumos energéticos e emissão de gases de efeito de estufa [14, 15]. A construção modular poderá ser uma alternativa promissora à construção tradicional pois, sendo desenvolvida num ambiente controlado, permite garantir uma boa exequibilidade e exigências de controlo de qualidade em termos de requisitos térmicos [16] sendo, no entanto, necessário ter em atenção as zonas de ligação entre painéis, usualmente utilizados em construção modular, onde efeitos de ponte térmica tendem a ocorrer [17]. Adicionalmente, com o uso de sistemas otimizados que permitem responder às exigências dos ocupantes através de sistemas inteligentes, o uso de equipamentos para atender às necessidades térmicas pode ser reduzido. Efetivamente existindo um sistema de controlo com capacidade de resposta face às condições térmicas do espaço ocupado, os equipamentos podem ser apenas acionados quando necessários e desligados assim que as exigências e condições de conforto dos ocupantes são satisfeitas, permitindo desta forma reduzir consumos desnecessários [16].

Os estudos sobre o comportamento energético em construção modular são ainda escassos, existindo apenas alguns trabalhos [18-25] onde simulações e a avaliação do comportamento energético foram executadas para diferentes tipos de construção modular e diferentes climas. O comportamento higratérmico da envolvente de uma construção modular de madeira foi avaliado com diferentes tipos de isolamento e para diferentes climas, tendo em conta a situação climática futura esperada, concluindo que o conteúdo de água esperado para estes climas põe em causa o comportamento dos materiais de isolamentos utilizados no estudo em causa e, por consequência, a resposta às necessidades térmicas e à eficiência energética deste tipo de construções [18]. Outro estudo comprovou através de ensaios experimentais e simulações energéticas que, com o uso de soluções passivas e ativas para construções modulares leves, os consumos energéticos são reduzidos podendo atingir *Nearly-Zero Energy Buildings* (nZEB) [19] ou até mesmo *Zero Emission Buildings* [20, 21], ou seja edifícios cujas necessidades energéticas e emissões de CO₂ são quase nulos, respetivamente. No Brasil, foi realizado um estudo [22] sobre o impacto das aberturas de ventilação para construções modulares para diferentes climas do país, com o intuito de reduzir os consumos energéticos. Este estudo de simulação energética concluiu que os consumos energéticos aumentam para aberturas menores e que também dependem da zona climática onde o edifício modular se encontra inserido. Outro estudo [23] recorreu a um algoritmo para entender quais os parâmetros mais relevantes para aumentar a eficiência energética. Este estudo foi feito para um clima quente tendo chegado à conclusão de que as soluções com mais isolamento térmico e rácio entre janelas e paredes tende a aumentar a eficiência energética de construções modulares com estruturas de aço leves em climas quentes. Na China foi feito um estudo [24] onde foram comparadas as eficiências energéticas de construções modulares pesadas e leves para situações climáticas atuais, e futuras para os anos 2050 e 2080 na China, tendo em consideração as diferenças entre os coeficientes de transmissão térmica das duas tipologias de construção modular, assim como a envolvente e os sistemas de ventilação. Para tipologias sem sistemas de ventilação, a construção modular leve obteve, em geral, melhores resultados de eficiência energética. Com a adição de sistemas de ventilação, a eficiência energética é incrementada em ambas as tipologias de construção modular, tendo-se revelado a solução preferencial comparativamente ao aumento de inércia térmica ou do isolamento térmico da envolvente, pois diminuiu as necessidades de arrefecimento dos edifícios. Também foi concluído que a solução modular leve com sistema de ventilação deixa de ser preferencial, face à solução modular pesada, dependendo da zona climática, mudanças climáticas futuras e do coeficiente de transmissão térmica da envolvente.

Adicionalmente foi realizado um guia [25] para potenciar a eficiência energética de construções modulares, onde são descritas as diversas considerações necessárias, como por exemplo, o comportamento térmico da envolvente, infiltrações, ventilação, entre outros.

O presente trabalho incide num estudo de simulação energética sobre o desempenho térmico de duas frações autónomas de habitação de tipologia T0 de construção modular no clima de Portugal. A envolvente térmica vertical é constituída por painéis sanduiche de betão pré-fabricados em estudo no âmbito do projeto “R2UTechnologies - Modular Systems” do Plano de Recuperação e Resiliência - PRR. As frações autónomas em estudo têm configurações diferentes (com ou sem varanda), sendo também considerados diferentes materiais de isolamento e zonas climáticas (Lisboa, Bragança e Faro) de modo a compreender o seu impacto na eficiência energética da solução de construção modular desenvolvida.

2. CASO DE ESTUDO

O presente capítulo descreve o caso de estudo. Será primeiro descrita a arquitetura das duas frações autónomas de habitação considerados e evidenciadas as diferenças entre as duas, sendo de seguida descritos os painéis pré-fabricados em estudo, assim como os seus componentes e as características térmicas correspondentes.

2.1 Descrição das frações autónomas

Na Figura 1 encontram-se representadas em planta as duas frações autónomas em estudo no presente trabalho. É de evidenciar que a fração autónoma representada na Figura 1 a) é um T0 com área útil de 44 m² que tem uma janela com 4,4 m² na fachada exterior oposta à porta de entrada do apartamento. Como pode ser observado na Figura 1 b), a outra fração autónoma em estudo é similar ao primeiro, sendo também um T0, mas com uma varanda com cerca de 7,4 m² de área que resulta numa área útil do apartamento inferior de 40m², adicionalmente contém uma porta envidraçada com 4,4 m² orientada a Norte e uma janela com 3,52 m² orientada a Oeste.

Refira-se que a zona de acesso aos apartamentos (em contacto com a fachada do edifício com a porta de entrada) consiste numa zona de circulação comum do edifício exterior (varandim) e que ambos os apartamentos se situam em pisos intermédios, com outros apartamentos nos pisos imediatamente inferiores e superiores. Assim, a envolvente térmica dos apartamentos é constituída por duas fachadas exteriores (fachada quer com os vãos envidraçados, quer com a porta de entrada), sendo a restante envolvente (paredes laterais, pavimento e cobertura) adiabática por estar em contacto com outros espaços úteis.

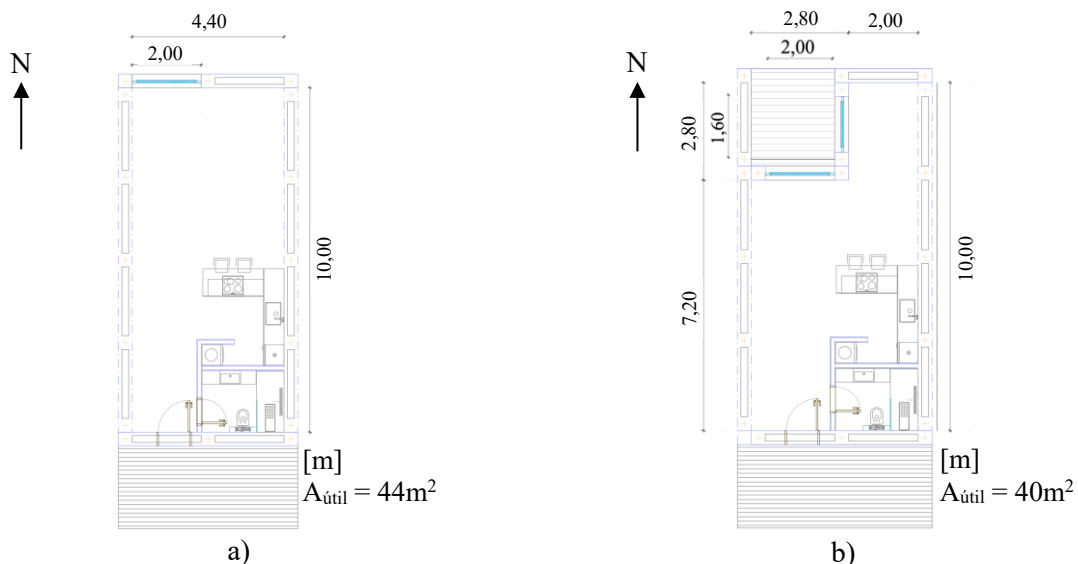


Figura 1. Planta dos modelos em estudo. a) Modelo simples T0; b) Modelo simples T0 com varanda, com cotas interiores de 2,70m, lajes de 0,16m e cota exterior de 2,86m.

A envolvente vertical é constituída por painéis pré-fabricados de betão que serão posteriormente detalhados (subcapítulo 2.2). As janelas e a porta para a varanda são constituídas por vidros duplos incolores.

2.2 Painéis pré-fabricados de betão

Os painéis considerados na envolvente dos modelos encontram-se representados na Figura 2. Estes são constituídos por zonas de ligação entre painéis nas extremidades, através de chapas metálicas envolvidas com material de isolamento. O painel também é constituído por três zonas maciças, duas junto às zonas de ligação (0,30x0,16m) e uma no centro do painel (0,10x0,16m). A zona central dos painéis pré-fabricados de sanduiche é constituído por duas lâminas de betão, com 0,06m de espessura e cuja constituição ainda se encontra em estudo, e um núcleo com material de isolamento de 0,04m de espessura. Os painéis têm, no total, 2,90m de comprimento e 0,16m de espessura.

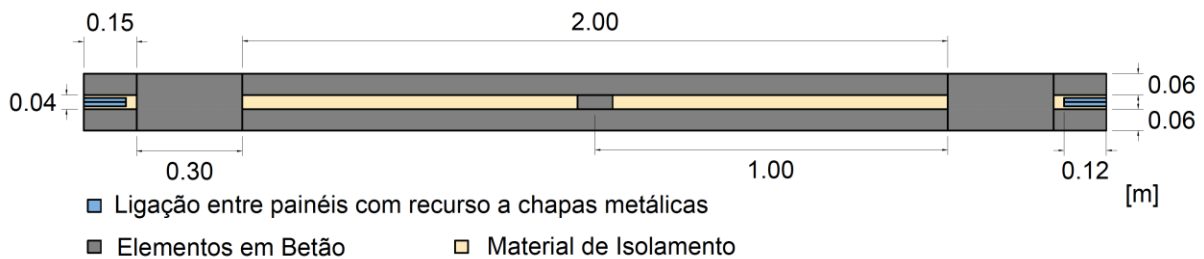


Figura 2. Esquema em planta da solução de painel prefabricado de betão em estudo (dimensões em metros).

Foram simulados no presente trabalho diferentes materiais de isolamento térmico: i) poliestireno extrudido (XPS); ii) lã de rocha; iii) aglomerado de cortiça expandida (ICB); e iv) espuma rígida de poliuretano (PUR). As condutibilidades térmicas dos vários materiais de isolamento, obtidas através da campanha experimental descrita em [26], são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Condutibilidades térmicas dos materiais de isolamento considerados na constituição dos painéis pré-fabricados de sanduiche de betão [26].

Material	XPS	Lã de rocha	ICB	PUR
λ [W/m.°C]	0,0331	0,0336	0,0424	0,0184

3. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

No presente capítulo será descrito o modelo geométrico e de simulação energética dos casos de estudo, assim como todos os programas. Adicionalmente são referidas todas as considerações para a definição do modelo. Finalmente serão apresentados e discutidos os principais resultados obtidos.

3.1 Definição do modelo

Os modelos geométricos 3D dos apartamentos analisados no presente estudo foram construídos no programa Revit [27] e depois exportados para o programa OpenStudio [28] para editar os materiais e restantes características das superfícies dos elementos construtivos dos modelos. Todas as superfícies foram consideradas adiabáticas com exceção das duas fachadas (paredes com janela/varanda e com porta de entrada). Adicionalmente, não foram consideradas as paredes internas aquando da construção dos modelos. As propriedades térmicas e óticas dos envidraçados duplos incolores das janelas e da porta da varanda foram determinadas recorrendo aos programas Optics [29] e Window [30]. Os ficheiros climáticos [31] das seguintes três cidades de Portugal, representativas de diferentes zonas climáticas, foram considerados nas simulações numéricas para se compreender a influência do clima no desempenho dos painéis: Lisboa (zona I1 e V2), Bragança (zona I3 e V2) e Faro (zona I1 e V3).

Os modelos geométricos, as propriedades dos envidraçados e os ficheiros climáticos foram utilizados como input nas simulações numéricas realizadas em EnergyPlus 23.2.0 [32] com o fim de simular o desempenho térmico e energético dos apartamentos no período de um ano. Uma vez que ambas as frações são de tipologia T0, foi considerada uma ocupação de 2 pessoas (tal como indicado no REH [33]) em cada um dos apartamentos e durante todo o período de simulação. As necessidades energéticas de climatização foram selecionadas como output das simulações numéricas, tendo-se considerado a possibilidade de funcionamento de um sistema de ar-condicionado durante todo o período de simulação de modo a garantir um intervalo de temperatura de conforto entre 18-25°C [33]. O consumo energético de climatização (energia final) foi determinado a partir das necessidades energéticas e das eficiências energéticas do sistema de ar-condicionado de referência adotado (COP – 3,4; EER – 3,0 [33]). O consumo energético de iluminação artificial (disponível todos os dias entre as 6h e as 22h) foi selecionado como output das simulações numéricas, tendo-se atribuído o controlo “continuous off” com o set-point de 300lx [34] num ponto de referência localizado a 1m da janela. Foi considerada uma potência máxima de iluminação de 7W/m² de pavimento, de acordo com [35, 36] e após conversão de W/ft² para W/m², tendo em conta o tipo de área, sendo neste caso “Dining: Family”, de modo a substituir os equipamentos elétricos.

3.2 Discussão de resultados

Como descrito anteriormente, as simulações foram realizadas para duas frações autónomas de habitação de tipologia T0 uma sem e outra com varanda. Adicionalmente foram comparadas as exigências energéticas para as duas frações autónomas sem isolamento e com isolamento pelo exterior, sendo neste último caso considerados os materiais de isolamento XPS, lã de rocha, ICB e PUR com 0,10m de espessura. A espessura de isolamento térmico de 0,10m de espessura adicional, foi estabelecida para o cumprimento dos coeficientes de transmissão térmica de referência regulamentares, considerando o material de isolamento ICB por ser o que apresentou maior a condutibilidade térmica. Todas estas simulações foram realizadas para três zonas climáticas distintas – Lisboa, Faro e Bragança –, sendo os resultados apresentados e discutidos de seguida.

3.2.1 Resultados da fração autónoma T0 sem varanda

Para o caso de Lisboa, foi inicialmente considerada a solução de painel modular da Figura 1 a) sem isolamento térmico pelo exterior, mas alterando o tipo de isolamento no núcleo dos painéis. Posteriormente, foram realizadas simulações para as diferentes localizações em estudo (Lisboa, Faro e Bragança), com uma camada de isolamento térmico na face exterior com 0,10m de espessura tendo-se considerado os seguintes materiais de isolamento: XPS; lã de rocha; ICB; e PUR. A partir das simulações numéricas, foi possível determinar as necessidades nominais anuais de energia útil para aquecimento (N_{ic} [kWh/m².ano]) e para arrefecimento (N_{vc} [kWh/m².ano]), assim como os consumos energéticos anuais (energia final de climatização e iluminação artificial), como pode ser observado nas Figura 3 e 4, respetivamente.

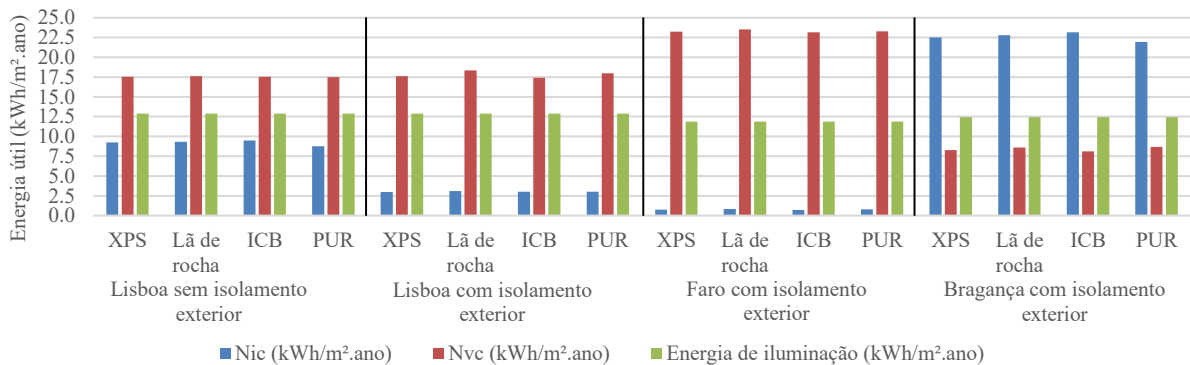


Figura 3. Resultados dos consumos anuais de energia de iluminação, necessidades nominais anuais de energia útil para aquecimento e arrefecimento, considerando diferentes materiais de isolamento para diferentes zonas climáticas para a tipologia T0 sem varanda.

É de notar que no caso de Lisboa, a adição de isolamento pelo exterior implica uma diminuição do N_{ic} , sendo esta redução de aproximadamente 70% para todos os tipos de isolamento, concluindo que durante a estação de Inverno os consumos são reduzidos pois as trocas de calor diminuem significativamente e a necessidade de acionar equipamentos para aquecimento também se torna menos frequentes. Para o caso de Faro, as necessidades de aquecimento são ainda menores, sendo a redução de cerca de 75% para todos os materiais de isolamento em estudo, pois o clima é tendencialmente mais quente, não exigindo a operação de equipamentos de aquecimento durante o ano. Para o caso de Bragança, que possui um clima de Inverno mais exigente (I3), o N_{ic} é bastante mais elevado, como seria de esperar, sendo o aumento superior a 650% para todos os tipos de isolamento em estudo, pois a ocorrência de dias com temperaturas baixas que exijam a utilização de equipamentos de aquecimento para se atingir a temperatura de conforto de 18°C é maior. Apesar da adição de isolamento pelo exterior, para o cumprimento dos requisitos térmicos, verifica-se a ocorrência de dias em que as temperaturas atingem valores muito inferiores levando à necessidade de acionar equipamentos de aquecimento que assegurem o conforto dos ocupantes. Para alguns casos, é de notar que o N_{ic} é inferior para o material de isolamento PUR devido à sua baixa condutibilidade térmica, sendo que para o material de isolamento ICB, os valores de N_{ic} são mais elevados devido à sua elevada condutibilidade térmica. Para os valores de N_{ve} , a adição de um material de isolamento pelo exterior tem a tendência de elevar os consumos energéticos para a estação de arrefecimento, como pode ser observado no caso de Lisboa, apesar de esse aumento não ser substancial, variando entre 4% e 1%, à exceção do material de isolamento ICB que leva a uma diminuição de 1%. Também pode ser observado que para climas de Verão mais significativos, como é o caso de Faro (V3), os consumos energéticos para arrefecimento são mais elevados comparativamente com o clima de Lisboa, tendo sido obtido um aumento de cerca de 30%, enquanto no caso de Bragança (V2) os consumos são inferiores, sendo a redução de cerca de 50% para todos os tipos de materiais de isolamento.

Na Figura 4 podem ser observados os consumos finais de climatização estimados para a tipologia T0 sem varanda assim como os consumos finais globais (de climatização e de iluminação). É de notar que as simulações no clima de Lisboa, com isolamento pelo exterior, são as que apresentam menos consumos de energia finais, com uma redução de cerca de 8% comparativamente ao caso sem isolamento, tendo em conta o clima ameno que apresenta, mas que se torna equiparável a Faro quando se tem em consideração a adição dos consumos de energia de iluminação, com cerca de 1% de aumento de energia final global. Também é de notar que a adição de material de isolamento pelo exterior para o caso de Lisboa leva a menores consumos de energia devido à estação de aquecimento e que Bragança, devido aos consumos na estação de aquecimento tem os consumos finais mais elevados de todos os climas em estudo, com um aumento de aproximadamente 10% comparativamente com o caso de Lisboa.

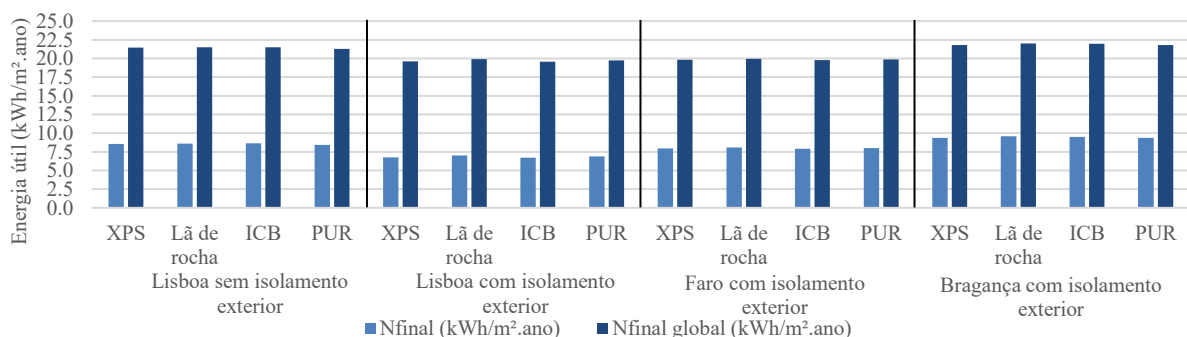


Figura 4. Energia final de climatização e energia final global (de climatização e de iluminação) considerando diferentes materiais de isolamento para diferentes zonas climáticas para a tipologia T0 sem varanda.

3.2.2 Resultados da tipologia T0 com varanda

Como pode ser observado na Figura 5, a adição de um material de isolamento térmico tende a diminuir os consumos de energia para a estação de aquecimento (N_{ic}) para o caso do T0 com varanda em Lisboa, tal como tinha sido registado para o caso sem varanda (subcapítulo 3.2.1), tendo sido obtido, neste caso, uma redução de cerca de 70%. Relativamente aos climas de Faro e Bragança, e tal como esperado, para o clima mais frio de Bragança os consumos de energia na estação de aquecimento são maiores e no clima mais quente de Faro menores, obtendo-se um aumento de cerca de 600% e uma redução de cerca

de 75%, respetivamente. É de referir que os consumos para a estação de arrefecimento para a tipologia com varanda são, de modo geral, superiores à tipologia sem varanda (Figura 3). De facto, com a existência de um rácio superior entre a área de envidraçados e paredes envolventes, é espetável que para a estação de Inverno existam maiores trocas de calor levando a uma maior necessidade de recorrer a equipamentos de aquecimento, contribuindo para maiores consumos de energia. As conclusões retiradas do subcapítulo anterior (subcapítulo 3.2.1), para os valores obtidos para o N_{vc} para a tipologia T0 sem varanda são coerentes com os encontrados para a tipologia T0 com varanda, sendo importante notar que os consumos de energia para esta tipologia são aproximadamente o dobro dos consumos para a tipologia sem varanda (Figura 3), sendo também explicado pelo rácio entre envidraçados e paredes envolventes, o que faz aumentar os ganhos solares que são responsáveis por situações de sobreaquecimento na estação de arrefecimento, estando os envidraçados orientados a Norte e a Oeste, sendo o último caso o responsável pelos ganhos solares ao final do dia. Para o caso de Lisboa, comparando os casos sem e com isolamento pelo exterior, obteve-se um aumento de cerca de 15%. Para os casos de Lisboa comparando com Faro e Bragança, obteve-se um aumento de aproximadamente 50% e uma redução de 40%, respetivamente.

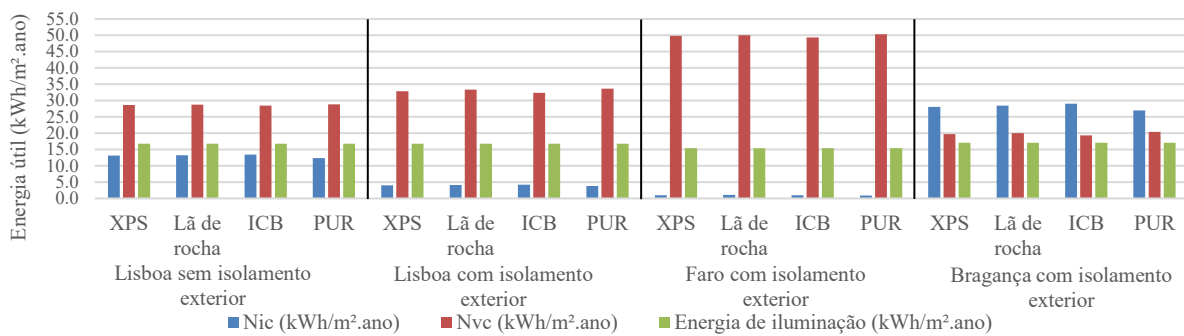


Figura 5. Resultados dos consumos anuais de energia de iluminação, necessidades nominais anuais de energia útil para aquecimento e arrefecimento, considerando diferentes materiais de isolamento para diferentes zonas climáticas para a tipologia T0 com varanda.

Na Figura 6 apresentam-se os consumos finais de climatização e os consumos finais globais (de climatização e de iluminação) para a tipologia T0 com varanda. Verifica-se que os valores obtidos são bastante superiores aos obtidos para a tipologia sem varanda (Figura 3), mais uma vez explicado pelo maior rácio entre a área de envidraçados e de paredes envolventes que leva a maiores trocas de calor durante a estação de Inverno em todas as zonas climáticas em estudo. O caso de Lisboa com isolamento pelo exterior é o que apresenta menores consumos de energia final anual de climatização e iluminação, enquanto Faro e Bragança os que apresentam maiores consumos. Comparando o caso de Lisboa sem e com isolamento pelo exterior, verificou-se uma redução de cerca de 4% para a energia final global, enquanto para os casos de Lisboa comparando com Faro e Bragança, registou-se um aumento de aproximadamente 12% e de 11%, respetivamente.

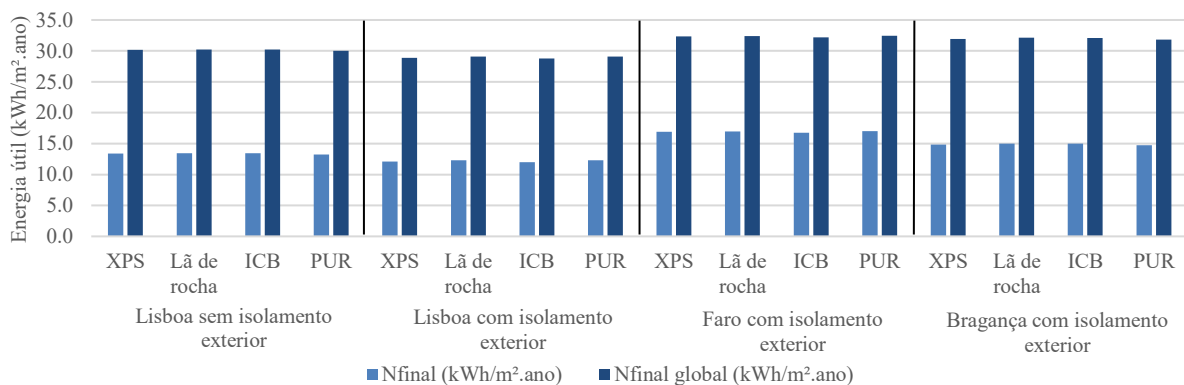


Figura 6. Energia final de climatização e energia final global (de climatização e de iluminação) considerando diferentes materiais de isolamento para diferentes zonas climáticas para a tipologia T0 com varanda.

CONCLUSÕES

O presente trabalho apresenta um estudo de simulação energética de duas frações autónomas de habitação (com e sem varanda) com tipologia T0 de construção modular constituídas por painéis de parede sanduiche de betão com material de isolamento pelo interior. Os resultados deste estudo, que se insere no âmbito do projeto “*R2UTechnologies – Modular Systems*” permite concluir que:

- A adição de uma camada de isolamento pelo exterior permite reduzir os consumos de energia na estação de aquecimento, pois limita as trocas de calor, proporcionando um clima de conforto para os ocupantes com um dispêndio de energia bastante reduzido, principalmente em Faro onde não existe quase necessidade de utilizar equipamentos de aquecimento.
- A espessura da camada exterior de isolamento deve ser adaptada ao clima de Inverno da localização onde o edifício se insere, pois, apesar de cumprir os critérios regulamentares térmicos, não proporciona o necessário para impedir a necessidade de utilização de equipamentos de aquecimento, levando a elevados consumos de energia no clima mais frio de Bragança, principalmente quando comparado com os resultados para o clima de Faro.
- O uso de uma camada de isolamento pelo exterior não apresenta vantagens na estação de arrefecimento, uma vez que se regista um aumento no consumo de energia para o Verão, que se deve ao facto da maior resistência térmica da envolvente dificultar por sua vez as componentes de perdas de calor que no caso do Verão são favoráveis para a remoção das cargas térmicas provenientes nomeadamente dos ganhos solares.
- Comparando os consumos de energia entre as tipologias sem e com varanda, é possível verificar que a última tipologia apresenta maiores consumos, o que pode ser explicado pelo aumento do rácio entre área envidraçada e de paredes exteriores, pela menor área útil desta fração, assim como também pelo rácio entre a área da fachada e as restantes envolventes, que é maior para a tipologia T0 com varanda, que leva a maiores trocas de calor comparativamente com a tipologia T0 sem varanda.



AGRADECIMENTOS

Este trabalho está a ser desenvolvido no âmbito do Pacto de Inovação "*R2UTechnologies - Modular Systems*" (C64487810-00000019), pelo Consórcio "*R2UTechnologies*" cofinanciado pelo *NextGenerationEU*, através do investimento "Agendas para a Inovação Empresarial" do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR). O primeiro autor gostaria de agradecer ao projeto o financiamento da bolsa de doutoramento referência C644876810-00000019. Os autores agradecem ainda o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) pelo financiamento ao CERIS - Civil Engineering Research and Innovation for Sustainability (DOI: 10.54499/UIDB/04625/2020).

REFERÊNCIAS

- [1] D. Dobman, B. Hayward, M. Pelling, V. C. Broto, W. Chow, E. Chu, R. Dawson, L. Khirfan, T. McPhearson, A. Prakash, Y. Zheng e G. Ziervogel, “Cities, Settlements and Key Infrastructure,” em *Climate Change 2022: Impacts, Adaptation and Vulnerability*, Cambridge University Press, Cambridge, UK and New York., Contribution of Working Group II to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, 2022, p. 907–1040. doi:10.1017/9781009325844.008.

- [2] M. Gilli, M. Calcaterra, J. Emmerling e F. Granella, “Climate change impacts on the within-country income distributions,” *Journal of Environmental Economics and Management*, vol. 127, p. 103012. doi: 10.1016/j.jeem.2024.103012, 2024.
- [3] European Council, “<https://www.consilium.europa.eu/en/policies/green-deal/fit-for-55/>,” Council of the European Union, [Online]. Available: <https://www.consilium.europa.eu/en/policies/green-deal/fit-for-55/>. [Acedido em 04 05 2024].
- [4] United Nations, “The 17 Goal,” United Nations - Department of Economic and Social Affairs, [Online]. Available: <https://sdgs.un.org/goals>. [Acedido em 04 05 2024].
- [5] European Council, “Fit for 55: making buildings in the EU greener,” Council of the European Union, [Online]. Available: <https://www.consilium.europa.eu/en/infographics/fit-for-55-making-buildings-in-the-eu-greener/>. [Acedido em 04 05 2024].
- [6] M. Santamouris e K. Vasilakopoulou, “Present and future energy consumption of buildings: Challenges and opportunities towards decarbonisation,” *e-Prime - Advances in Electrical Engineering, Electronics and Energy*, vol. 1, p. 100002. doi: 10.1016/j.prime.2021.100002., 2021.
- [7] European Comission, “Nearly-zero energy and zero-emission buildings,” [Online]. Available: https://energy.ec.europa.eu/topics/energy-efficiency/energy-efficient-buildings/nearly-zero-energy-and-zero-emission-buildings_en. [Acedido em 20 05 2024].
- [8] Official Journal, “Directive (EU) 2024/1275 of the European Parliament and of the Council of 24 April 2024 on the energy performance of buildings (recast) (Text with EEA relevance),” THE EUROPEAN PARLIAMENT AND THE COUNCIL OF THE EUROPEAN UNION, 2024.
- [9] A. Bras, C. Ravijanya, V. Torres de Sande, M. Riley e R. V. Ralegaonkar, “Sustainable and affordable prefab housing systems with minimal whole life energy use,” *Energy and Buildings*, vol. 220, p. 110030. doi:10.1016/j.enbuild.2020.110030, 2020.
- [10] Monash University, Handbook for the Design of Modular Structures, Melbourne: The Modular Construction Codes Board (MCCB), 2017.
- [11] F. Greer e A. Horvath, “Modular construction's capacity to reduce embodied carbon emissions in California's housing sector,” *Building and Environment*, vol. 240, p. 110432. doi:10.1016/j.buildenv.2023.110432, 2023.
- [12] X. Cao, X. Li, Y. Zhu e Z. Zhang, “A comparative study of environmental performance between prefabricated and traditional residential buildings in China,” *Journal of Cleaner Production*, vol. 109, pp. 131-143. doi: 10.1016/j.jclepro.2015.04.120, 2015.
- [13] P. C. Silva, M. Almeida, L. Bragança e V. Mesquita, “Development of prefabricated retrofit module towards nearly zero energy buildings,” *Energy and Buildings*, vol. 56, pp. 115-125. doi: 10.1016/j.enbuild.2012.09.034, 2013.
- [14] J. Ferdyn-Grygierek, K. Grygierek, A. Gumińska, P. Krawiec, A. Oćwieja, R. Poloczek, J. Szkarłat, A. Zawartka, D. Zobczyńska e D. Zukowska-Tejsen, “Passive Cooling Solutions to Improve Thermal Comfort in Polish Dwellings,” *Energies*, vol. 14, p. 3648 doi: 10.3390/en14123648, 2021.
- [15] H. Teixeira, M. Glória Gomes, A. Moret Rodrigues e D. Aelenei, “Solar responsive building glazing: Experimental analysis of the impact of photochromic glazing on indoor thermal and luminous conditions,” *Journal of Building Engineering*, vol. 92, p. 109812. doi: 10.1016/j.jobe.2024.109812, 2024.
- [16] S. Pless, A. Podder, Z. Kaufman, N. Klammer, C. Dennehy, S. Rothgeb, N. K. Muthumanickam e C. Blazek, “Accelerating Optimal Integration of Energy Efficiency Strategies with Industrialized Modular Construction Preprint,” em *Conference: 2022 ACEEE Summer Study on Energy Efficiency in Buildings*, 2022.
- [17] T. Sorensen, S. Dorafshan e M. Maguire, “Thermal Evaluation of Common Locations of Heat Loss in Sandwich Wall Panels,” em *17th International Conference on Cold Regions Engineering*, doi: 10.1061/9780784481011.017, 2017.
- [18] S. J. Chang, Y. Kang, B. Y. Yun, S. Yang e S. Kim, “Assessment of effect of climate change on hygrothermal performance of cross-laminated timber building envelope with modular

- construction,” *Case Studies in Thermal Engineering*, vol. 28, p. 101703. doi: 10.1016/j.csite.2021.101703, 2021.
- [19] Official Journal of the European Union, “DIRECTIVE 2010/31/EU OF THE EUROPEAN PARLIAMENT AND OF THE COUNCIL of 19 May 2010 on the energy performance of buildings (recast),” 2018.
- [20] J. C. S. González, *Construcción modular ligera energéticamente eficiente. Tese de doutoramento*, Universidad Politécnica de Madrid: Escuela Técnica Superior de Arquitectura, 2016.
- [21] Official Journal of the European Union, “Directive (EU) 2024/1275 of the European Parliament and of the Council of 24 April 2024 on the energy performance of buildings (recast) (Text with EEA relevance),” 2024.
- [22] M. Najjar, L. Otávio, O. Oladimeji, M. Khalas, K. Figueiredo, D. Boer, C. A. P. Soares e A. N. Haddad, “Influence of Ventilation Openings on the Energy Efficiency of Metal Frame Modular Constructions in Brazil Using BIM,” *Eng*, vol. 4, pp. 1635-1654. doi: 10.3390/eng4020093, 2023.
- [23] E. Rodrigues, N. Soares, M. S. Fernandes, A. R. Gaspar, Á. Gomes e J. J. Costa, “An integrated energy performance-driven generative design methodology to foster modular lightweight steel framed dwellings in hot climates,” *Energy for Sustainable Development*, vol. 44, pp. 21-36. doi: 10.1016/j.esd.2018.02.006, 2018.
- [24] Y. Hu, Z. Ai, P. Wargocki, Y. Chang e G. Zhang, “Ventilative cooling of residential buildings in China: A simulation-based evaluation of lightweight modular integrated constructions considering climate change,” *Energy and Buildings*, vol. 317, p. 114382. doi: 10.1016/j.enbuild.2024.114382, 2024.
- [25] S. Pless, A. Podder, Z. Kaufman, N. Klammer, C. Dennehy, N. K. Muthumanickam, S. Rothgeb, J. Louis, C. Swanson, H. Wallace e C. Blazek, “The Energy In Modular (EMOD) Buildings Method: A Guide To Energy-Efficient Design For Industrialized Construction Of Modular Buildings,” doi: 10.2172/1875070, 2022.
- [26] R. Sarmento, H. Teixeira e M. da Glória Gomes, “Comportamento Térmico de Painéis Pré-Fabricados de Betão para a Construção Modular de Edifícios,” em *5º Congresso Luso-Brasileiro de Materiais de Construção Sustentáveis, Congresso Construção 2024*, Lisboa, 2024.
- [27] AUTODESK, “Autodesk Revit,” [Online]. Available: <https://www.autodesk.com/pt/products/revit/overview?term=1-YEAR&tab=subscription>. [Acedido em 12 Fevereiro 2024].
- [28] OpenStudio, [Online]. Available: <https://openstudio.net>. [Acedido em 20 Fevereiro 2024].
- [29] Berkeley Lab, “Optics software downloads - windows and daylighting,” [Online]. Available: <https://windows.lbl.gov/optics-downloads>. [Acedido em 04 Março 2024].
- [30] Berkeley Lab, “WINDOW software downloads,” [Online]. Available: <https://windows.lbl.gov/window-software-downloads>. [Acedido em 04 Março 2024].
- [31] EnergyPlus, “Weather Data,” [Online]. Available: <https://energyplus.net/weather>. [Acedido em 07 Março 2024].
- [32] “EnergyPlus,” [Online]. Available: <https://energyplus.net>. [Acedido em 25 Fevereiro 2024].
- [33] Diário da República, “Despacho n.º6476-H/2021, de 1 de Julho,” Diário da República, Lisboa, 2021.
- [34] European Commission, “European Standard - EN 17037:2018: Daylight in Buildings,” 2018.
- [35] ANSI/ASHRAE/IES, “ANSI/ASHRAE/IES Standard 90.1-2022: Energy Standard for Sites and Buildings Except Low-Rise Residential Buildings (I-P Edition),” ASHRAE, 2022.
- [36] ANSI/ASHRAE/IES, “ANSI/ASHRAE/IES Standard 90.2-2018: Energy-Efficient Design of Low-Rise Residential Buildings,” ASHRAE, 2018.

Comportamento sísmico de estruturas modulares pré-fabricadas em betão armado

A. Furtado ¹

R. Sousa ²

R. Carmo ³

E. Júlio ⁴

RESUMO

Face à atual carência de habitação, particularmente relevante no panorama nacional, associada a um número insuficiente de empresas de construção e, ainda, a uma clara falta de mão-de-obra especializada, a pré-fabricação em betão apresenta-se com um interesse renovado. Complementarmente, com o objetivo de reduzir os custos e o tempo de construção, a modularização surge como uma solução promissora. Neste contexto, o estudo e a caracterização do comportamento de estruturas modulares pré-fabricadas em betão armado, em particular quando sujeitas à ação sísmica, são fundamentais para apoiar o projeto deste tipo de estruturas, sobretudo quando localizadas em regiões com sismicidade moderada a elevada, garantindo assim a sua segurança e fiabilidade. Na presente comunicação, apresenta-se um estudo numérico sobre o comportamento sísmico de estruturas modulares pré-fabricadas em betão armado, concebidas para a construção de edifícios de habitação até seis pisos, recorrendo ao programa de cálculo SeismoStruct. Na primeira parte, são descritos os pressupostos assumidos na simulação numérica. De seguida, apresenta-se a caracterização do comportamento sísmico de uma estrutura-tipo recorrendo a dois tipos de análises: i) análise modal; e ii) análise estática não-linear *pushover*. Globalmente observou-se um bom comportamento sísmico do edifício-tipo em estudo, tendo-se verificado que o ponto de desempenho correspondente a um estado de danos significativos foi atingido durante a fase linear elástica da curva de capacidade nas zonas sísmicas 1.3 a 1.6 e com níveis de *drift* entre pisos inferiores a 1%.

Palavras-chave: Estruturas modulares, pré-fabricação; comportamento sísmico; análise modal; análise estática não-linear *pushover*

1. INTRODUÇÃO

A industrialização no setor da construção de edifícios representa uma mudança de paradigma em relação à construção tradicional *in situ*. A redução de custos e o aumento da produtividade são algumas das vantagens resultantes da implementação de sistemas pré-fabricados, com recurso a processos de industrialização eficientes. No entanto, a sua aplicação em edifícios situados em regiões de sismicidade elevada deve ser cuidadosamente avaliada. Em especial, é crucial garantir que as ligações entre os elementos pré-fabricados asseguram que a estrutura tem um comportamento adequado quando sujeita à ação sísmica prevista [1, 2]. Em particular, é necessário analisar detalhadamente o nível expectável de deformações que o edifício sofrerá durante a ação sísmica, avaliar o impacto da ação sísmica nas ligações e, conseqüentemente, a integridade estrutural [3].

¹ CERIS – Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, andre.furtado@tecnico.ulisboa.pt

² Vigobloco SA, RISCO – Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal, romains@vigobloco.pt

³ CERIS – Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, carmo@isec.pt

⁴ CERIS – Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

As ligações entre elementos pré-fabricados de betão podem ser divididas em dois grandes grupos [4]: (1) ligações húmidas e (2) ligações secas. O segundo grupo apresenta-se atualmente como uma excelente solução, uma vez que as ligações secas permitem não só uma construção rápida, mas também a desmontagem dos elementos. Isto pode ser de grande importância na construção de abrigos e infraestruturas temporárias (e.g., hospitais), de apoio a cenários de calamidades naturais (cheias, sismos, tornados, incêndios) ou causadas pelo homem (guerras, desastres ambientais, acidentes em centrais nucleares).

O sistema estrutural para edifícios modulares deve ser cuidadosamente escolhido para garantir um bom desempenho estrutural em zonas sísmicas. É comum, em regiões de média a elevada sismicidade, combinar sistemas estruturais reticulados pré-fabricados com paredes moldadas *in-situ* [5]. Dessa forma, as paredes e núcleos asseguram a resistência necessária às ações laterais, enquanto pilares e vigas são dimensionados apenas para suportar as ações verticais, cumprindo as condições regulamentares de resistência e ductilidade para ações horizontais.

Por sua vez, os sistemas de paredes resistentes são frequentemente adotados em edifícios habitacionais devido à sua versatilidade arquitetónica, facilidade de produção e capacidade estrutural [6]. Estes sistemas são materializados através da montagem em obra de painéis de parede pré-fabricados (simples, duplos ou com isolamento acústico/térmico integrado) e sistemas de laje do tipo alveolar ou duplo T. Estas soluções são estruturalmente eficientes, especialmente em regiões de média a elevada sismicidade, devido à sua superior resistência às ações laterais comparado com as estruturas reticuladas. Os sistemas de paredes oferecem também maior flexibilidade arquitetónica, uma vez que os acabamentos podem ser produzidos em fábrica, tornando-os não só parte do sistema estrutural, mas também elementos arquitetónicos [7]. No entanto, verifica-se que existe uma lacuna significativa na literatura sobre estudos relativos ao comportamento sísmico deste tipo de sistemas estruturais com ligações secas.

Face ao atrás referido, foi conduzido o estudo aqui descrito, com o objetivo de analisar o comportamento sísmico de um edifício pré-fabricado em betão, utilizando um sistema de paredes resistentes que suportam as cargas verticais e asseguram a resistência às ações laterais, ligadas entre si através de ligações secas. mais concretamente, foi realizado um estudo numérico com a ferramenta SeismoStruct [8], onde foram analisadas as frequências naturais e os modos de vibração do edifício. Adicionalmente, foram realizadas análises estáticas não-lineares do tipo *pushover* adaptativo, com o objetivo de avaliar as curvas de capacidade, os pontos de desempenho correspondentes ao estado limite de dano significativo em diferentes zonas sísmicas do território de Portugal Continental e os correspondentes perfis de *drift* entre pisos. Por último, foi discutido o requisito de limitação de danos exigido pelo Eurocódigo 8 – Parte 1 [9], para cada zona sísmica.

2. CASO DE ESTUDO

O caso de estudo apresentado nesta secção tem como objetivo descrever de forma objetiva o comportamento de um edifício modular pré-fabricado em betão, com um sistema estrutural baseado em paredes estruturais interligadas por varões de reforço. A arquitetura e a estrutura deste edifício destinado a habitação estão a ser desenvolvidas no âmbito do projeto de investigação R2U Technologies – Modular Systems. O comportamento sísmico deste edifício será avaliado em diferentes zonas sísmicas de Portugal continental.

2.1 Descrição geométrica e do sistema estrutural

O edifício de habitação possui 6 pisos (rés-do-chão e 5 pisos superiores), conforme ilustrado na Figura 1a, apresentando uma altura total de 12.30 m acima da cota do terreno. O rés-do-chão tem uma altura de 3.30 m, enquanto cada um dos 5 pisos superiores possui 3.00 metros de altura. A planta do edifício apresenta uma área de implantação retangular com 308 m² (28.00 m de comprimento por 11.00 m de largura), conforme ilustrado na Figura 1b. O edifício apresenta duas caixas de escadas e elevadores localizadas em ambas as extremidades.

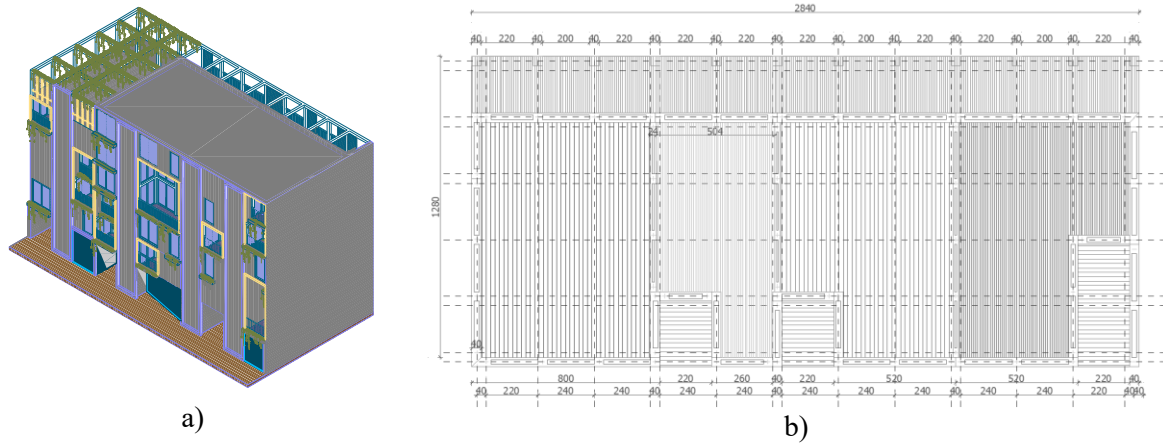


Figura 1. Caso de estudo: a) vista 3D; e b) planta do piso tipo (unidades em centímetros).

A estrutura do edifício é composta por uma combinação de paredes estruturais ortogonais, dispostas nas direções longitudinal e transversal, que suportam as cargas gravíticas. Para otimizar a produção, transporte e montagem das paredes, foi definido um modelo de parede simples com comprimento fixo de 2.60 m, compatível com a métrica da planta do edifício, e espessura de 0.20 m. A única diferença geométrica encontra-se nas paredes do rés-do-chão, que, conforme referido, têm 3.30 m de altura, enquanto as paredes dos restantes pisos possuem 3.00 m de altura. Assumiui-se que as caixas de escadas seriam compostas por um conjunto de paredes, em vez de um núcleo monolítico, considerando que a intenção é que este edifício seja integralmente montado *in-situ*. Relativamente às lajes, foram assumidas lajes alveolares com 0.16 m de espessura.

A ligação entre as paredes estruturais é realizada por meio de varões Ø40, que conectam verticalmente as extremidades das paredes, dispostos a 0.20 m das faces laterais de cada parede, conforme ilustrado na Figura 2b. Cada parede é armada com uma malha de varões Ø6 // 0.20 m, em ambas as faces. De forma conservativa, não foram consideradas ligações laterais entre paredes, assumindo-se que estas são mobilizadas de forma independente por ação do efeito de diafragma.

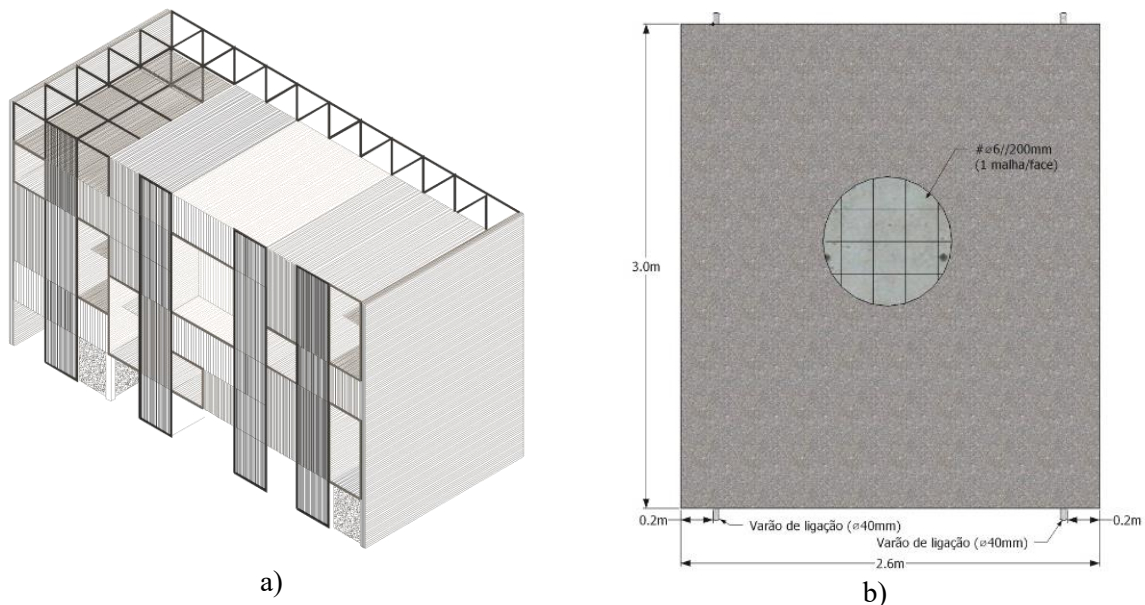


Figura 2. Sistema estrutural: a) vista 3D (elementos de barra ilustram a modularização); b) pormenor da parede estrutural tipo e disposição dos varões de ligação.

2.2 Materiais e definição das ações

Os materiais definidos para a estrutura do edifício são betão da classe C50/60 e aço da classe A500 NR, para as armaduras e varões de ligação. Assume-se: i) para o betão C50/60, resistência à compressão de 50 MPa, resistência à tração de 4.1 MPa, e módulo de elasticidade de 35 GPa; e ii) para o aço A500 NR, tensão de cedência de 500 MPa e módulo de elasticidade 200 GPa, conforme especificado no Eurocódigo 2 [10].

No que diz respeito à combinação de ações, foi definida uma carga ao nível dos pisos de 8 kN/m², resultante da combinação da ação sísmica de projeto com o peso próprio, as restantes cargas permanentes e o valor quase permanente das sobrecargas de utilização nos elementos horizontais. Os pesos próprios das paredes foram contabilizados explicitamente pelo software de cálculo. Com base nestas especificações, o peso total do edifício considerado para a ação sísmica foi de aproximadamente 22 000 kN.

2.3 Modelação numérica

A modelação numérica foi realizada no software SeismoStruct [8], que possui uma vasta biblioteca de elementos e modelos materiais uniaxiais, permitindo simular numericamente o sistema estrutural em estudo. A simulação numérica das paredes foi realizada de acordo com a proposta de Furtado, et al. [11]. Nesta proposta, a modelação das paredes é feita recorrendo a elementos de plasticidade distribuída baseados em forças do tipo *inelastic-force-based elements*. A principal característica desta modelação é considerar nula a resistência do betão à tração, assumindo-se dessa forma que a resistência nas zonas tracionadas é governada pelos varões de ligação entre paredes. Foram assumidas 5 secções de integração para cada elemento parede e, para cada secção de integração, foram definidas 150 fibras. O modelo uniaxial atribuído ao betão (confinado e não confinado) foi o de Mander, et al. [12]. Relativamente ao aço, foi seleccionado o modelo proposto por Menegotto and Pinto [13]. Ambos os modelos uniaxiais materiais foram calibrados com base nas propriedades mecânicas dos materiais indicados na subsecção anterior. Na Figura 3, é apresentada a modelação numérica das paredes resistentes. Foi assumido um diafragma rígido ao nível de cada piso do edifício.

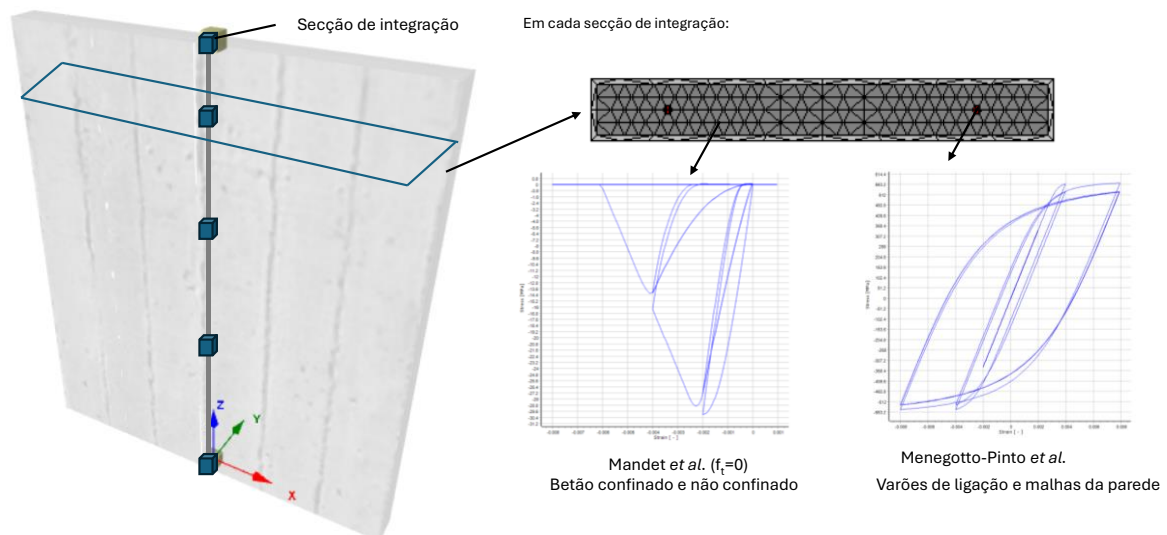


Figura 3. Modelação numérica das paredes estruturais pré-fabricadas de betão.

2.4 Descrição dos tipos de análise numérica

Com o objetivo de estudar o comportamento sísmico do edifício, foram realizados dois tipos de análise numérica. Primeiramente, foi efetuada uma análise modal com o objetivo de caracterizar os principais modos de vibração e as frequências naturais respetivas. Em seguida, realizaram-se análises estáticas não-lineares *pushover*, onde foram avaliados os seguintes parâmetros de resposta para ambas as direções

(longitudinal e transversal) do edifício: rigidez inicial, resistência máxima, ponto de cedência e ponto de desempenho, perfis de deslocamento e perfis de *drift* entre pisos. O ponto de cedência foi determinado de acordo com a proposta do Anexo B do Eurocódigo 8 – Parte 1 [9]. O ponto de desempenho foi calculado para o estado limite de danos severos (SD), de acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3 [14].

3. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1 Análise modal

Através da realização da análise modal, foi possível observar que o primeiro e o segundo modos de vibração são de translação, nas direções longitudinal e transversal, respetivamente. O primeiro modo de vibração corresponde a uma frequência de 1.49 Hz e o segundo modo de vibração corresponde a uma frequência de 2.10 Hz. O terceiro modo de vibração do edifício é um modo de torção, correspondendo a uma frequência de 2.15 Hz. Estes três modos de vibração estão ilustrados na Figura 3.

Dado que o objetivo principal deste trabalho é o estudo do comportamento sísmico do edifício, é essencial cruzar as frequências naturais com o espectro de resposta recomendado pelo Eurocódigo 8 - Parte 1 [9]. Para ilustrar este processo, apresenta-se na Figura 4 o espectro de resposta para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2, para a cidade de Lisboa, considerando um solo tipo B. Observa-se que a ação sísmica tipo 1 é a mais condicionante para este edifício, com uma aceleração espectral correspondente ao primeiro modo de vibração de aproximadamente 0,34g, já na fase descendente do espectro.

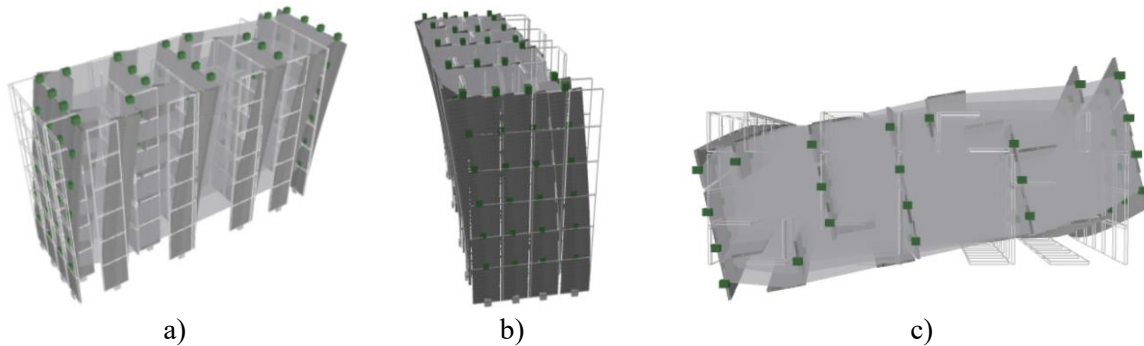


Figura 3. Modos de vibração: a) 1º modo (translação longitudinal); b) 2º modo (translação transversal) e c) 3º modo (torção).

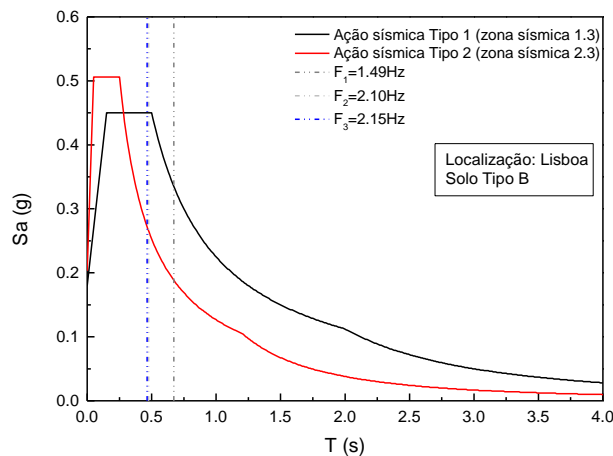


Figura 4. Espectro de resposta para a cidade de Lisboa (solo tipo B) e indicação das frequências naturais do edifício.

3.2 Análise estática não-linear *pushover*

Na Figura 5a, apresentam-se as curvas de capacidade relativas às direções longitudinal e transversal do edifício em estudo. De recordar que uma curva de capacidade fornece informação relativa aos pontos característicos associados a diferentes estados limites: primeira cedência (i.e., ponto de cedência), capacidade resistente máxima da estrutura, progressão do dano e previsão do tipo de colapso expectável. A direção transversal revelou uma rigidez 2.07 vezes superior à direção longitudinal, justificada pelo maior número de paredes resistentes nessa direção. Da mesma forma, verificou-se que a resistência máxima na direção longitudinal é 48% inferior à resistência do edifício na direção transversal, pela mesma razão referida relativamente à rigidez.

Relativamente ao ponto de cedência, observou-se que este ocorre para um deslocamento horizontal de 0.14 m, medido no topo do edifício, na direção transversal do edifício. Na direção longitudinal do edifício, devido à menor rigidez nesta direção, o ponto de cedência ocorre para um deslocamento 6% superior. Para facilitar a interpretação da ocorrência do ponto de cedência, foram incluídas as curvas bilineares (BL) força/deslocamento elasto-perfeitamente plásticas para cada direção na Figura 5a, determinadas de acordo com o Anexo B do Eurocódigo 8 – Parte 1 [9].

Foram determinados os pontos de desempenho correspondentes ao estado limite de dano SD para a cidade de Lisboa (zona sísmica 1.3), nomeadamente para um deslocamento de 0.069 m na direção transversal do edifício e de 0.094 m na direção longitudinal. Verificou-se que os pontos de desempenho ocorrem em ambas as direções ainda no tramo em regime linear elástico, indiciando um comportamento satisfatório do edifício, sem que nenhuma das ligações entre paredes estruturais entre em regime plástico ou sofra rotura. Estes resultados são coerentes com os dados apresentados anteriormente, nomeadamente, como na direção longitudinal há um número menor de paredes resistentes, a rigidez e a resistência do edifício são menores nesta direção, sendo portanto expectável que as deformações sejam maiores na direção longitudinal.

Este tipo de desempenho é fundamental num sistema estrutural deste tipo, o qual se baseia na estabilidade das paredes estruturais e na integridade das ligações entre estas. De referir que, futuramente, estão previstos estudos experimentais para avaliar a estabilidade de sistemas estruturais semelhantes, considerando as ligações entre paredes resistentes sujeitas a deformações significativas.

Adicionalmente, foi analisado o perfil de deformada relativa (*drift*) entre pisos em ambas as direções do edifício, correspondendo ao ponto de desempenho SD, ilustrado na Figura 5b. Nesta figura foi incluído o limite de 1% exigido pela cláusula 4.4.3.2 do Eurocódigo 8 – Parte 1 [9] para limitação de danos em edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura. Observou-se, em ambas as direções, que o *drift* entre pisos aumentou progressivamente ao longo da altura do edifício, o que era expectável face ao seu sistema estrutural. Verificou-se que, na direção longitudinal, os *drifts* atingidos para este ponto de desempenho são superiores aos registados na direção transversal, variando entre 21% (Piso 0-1) a 25% (Piso 5-6), mas nunca atingiram o limite de 1%.

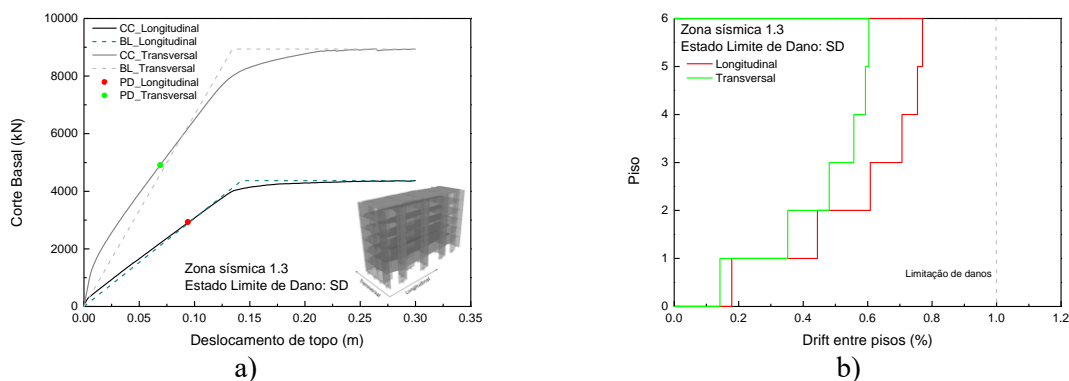


Figura 5. Análise estática não-linear *pushover*: a) curvas de capacidade; e b) perfis de *drift* entre pisos correspondentes ao ponto de desempenho SD.

Tendo-se observado que a direção longitudinal é a mais vulnerável do edifício, devido às razões apresentadas anteriormente, decidiu-se calcular o ponto de desempenho correspondente ao estado limite de dano SD ao longo das diferentes zonas sísmicas do território de Portugal Continental. O objetivo desta análise paramétrica é avaliar como este ponto de desempenho evolui com o aumento da ação sísmica e se esta variação se mantém dentro do regime linear elástico. Na Figura 6a, apresenta-se a curva de capacidade relativa à direção longitudinal, acompanhada dos pontos de desempenho SD para cada zona sísmica do tipo 1. Os pontos correspondentes às zonas sísmicas 1.3, 1.4, 1.5 e 1.6 ocorreram claramente numa fase em regime linear elástico da curva de capacidade. Por outro lado, na zona sísmica 1.2, o ponto correspondente já surgiu muito próximo do ponto de cedência, podendo indiciar a existência de danos nas ligações entre paredes resistentes. Finalmente, o ponto correspondente à zona sísmica 1.1 ocorreu numa fase em que a curva de capacidade estava a iniciar o patamar plástico, o que pode conduzir a uma maior concentração de dano, mas sem comprometer a estabilidade do edifício.

Importa relembrar que, uma vez que este sistema estrutural possui menor hiperstaticidade e redundância de apoios e ligações em comparação com o sistema monolítico tradicional, considera-se que, de forma conservativa, os pontos de desempenho SD devem ocorrer em regime essencialmente linear elástico para garantir não só a estabilidade, mas também a integridade estrutural do edifício.

Ainda assim, é importante notar que, do ponto de vista de um dimensionamento convencional, este comportamento corresponderia a considerar um coeficiente de comportamento abaixo de 1.5 e que, de acordo com os resultados da análise numérica, o edifício apresenta uma elevada reserva de ductilidade disponível.

Caso se pretenda melhorar o desempenho do edifício, ou para condições de maior sismicidade, podem adotar-se diferentes estratégias para reduzir o deslocamento no qual ocorre o ponto SD na zona sísmica 1.1, nomeadamente: i) aumentar o número de paredes resistentes na direção longitudinal; ii) aumentar o número de ligações entre paredes resistentes; e iii) aumentar o diâmetro das ligações entre paredes resistentes.

Adicionalmente, foram analisados os perfis de *drift* entre pisos na direção longitudinal, correspondentes aos pontos SD das diferentes zonas sísmicas, ilustrados na Figura 6b. Observou-se que, tal como discutido nos parágrafos anteriores, as zonas sísmicas 1.1 e 1.2 registaram níveis de *drift* significativos, excedendo mesmo o limite de 1%, na zona sísmica 1.2 entre os pisos 5 e 6, e na zona sísmica 1.1, nos pisos superiores ao piso 3. Isto evidencia, mais uma vez, a necessidade de implementar algumas das estratégias anteriormente descritas para mitigar este comportamento na direção longitudinal do edifício.

Finalmente, importa sublinhar que este trabalho é um estudo preliminar que visa caracterizar objetivamente o comportamento sísmico deste tipo de sistema estrutural e que requer estudos complementares mais extensos, ao nível da análise detalhada do desempenho das ligações entre paredes resistentes, estado de tensão nas paredes, entre outros aspetos. Desenvolvimentos futuros, tanto numéricos quanto experimentais, serão fundamentais para validar o conceito estrutural aqui apresentado e garantir um desempenho estrutural adequado deste tipo de estruturas, em zonas de sismicidade moderada a elevada.

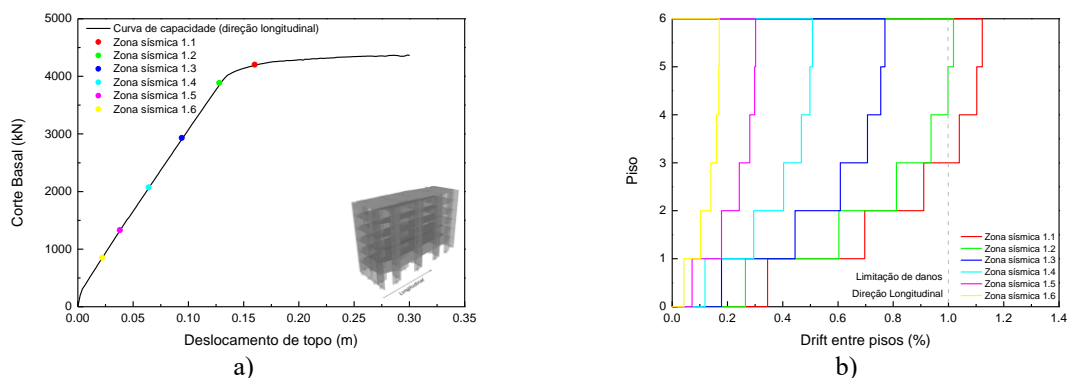


Figura 6. Efeito da variação da zona sísmica: a) curva de capacidade; e b) perfis de *drift* entre pisos correspondentes aos pontos de desempenho SD na direção longitudinal.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Face à atual carência de habitação, sobretudo no panorama nacional, associada a um número insuficiente de empresas de construção e a uma clara falta de mão-de-obra especializada, a pré-fabricação em betão apresenta-se como uma solução com interesse renovado. Além disso, com o objetivo de reduzir custos e tempo de construção, a modularização surge como uma alternativa promissora. Para que esta abordagem construtiva seja aplicada mais amplamente pelo setor da construção, é preciso garantir que todas as questões técnicas estão clarificadas. Assim, é fundamental garantir a segurança e a fiabilidade das estruturas modulares pré-fabricadas em betão armado, em particular quando sujeitas à ação sísmica, se localizadas em regiões com sismicidade moderada a elevada. A caracterização prévia do comportamento estrutural deste tipo de edifícios, nestas condições, é necessária para apoiar o projeto estrutural, em particular para definir com detalhe os requisitos de desempenho necessários para as ligações secas.

Neste artigo, apresenta-se um estudo numérico sobre o comportamento sísmico de uma estrutura modular pré-fabricada em betão armado, concebida para a construção de edifícios de habitação com seis pisos, utilizando o programa de cálculo SeismoStruct. Na parte inicial, são descritos os pressupostos assumidos na simulação numérica. Seguidamente, apresenta-se a caracterização do comportamento sísmico da estrutura, realizada através de dois tipos de análises: análise modal e análise estática não-linear *pushover*.

A análise modal revelou que os primeiros dois modos de vibração são de translação, nas direções longitudinal e transversal, sendo de torção o terceiro modo de vibração. Observou-se que a ação sísmica tipo 1 é a mais condicionante para os edifícios com estas características.

As curvas de capacidade, apresentadas para as direções longitudinal e transversal, indicam que a direção transversal apresenta uma rigidez 2.07 vezes superior à rigidez na direção longitudinal, devido ao maior número de paredes resistentes nessa direção. A resistência máxima na direção longitudinal é 48% inferior à resistência na direção transversal, devido ao menor número de paredes/ligações na direção longitudinal. O ponto de cedência ocorre para um deslocamento 6% superior ao da direção longitudinal. Os pontos de desempenho SD, determinados para a zona sísmica 1.3, ocorrem ainda no tramo em regime linear elástico, em ambas as direções, iniciando um comportamento satisfatório do edifício. A análise dos perfis de *drift* entre pisos, correspondente ao ponto de desempenho SD, mostrou que nunca foi atingido o valor limite de 1% para esta zona sísmica.

Ao analisar a direção longitudinal, a mais vulnerável do edifício, verificou-se que os pontos de desempenho SD nas zonas sísmicas 1.1 e 1.2 registaram níveis de *drift* significativos, excedendo o limite de 1% em alguns pisos. Isto sugere a necessidade de implementar estratégias como o aumento do número de paredes resistentes, o aumento do número de ligações e/ou o aumento do diâmetro das ligações para mitigar este comportamento.

Este estudo preliminar permitiu caracterizar o comportamento sísmico deste tipo de sistema estrutural e evidenciou a necessidade de conduzir estudos complementares mais detalhados. Novos estudos numéricos, validados com ensaios experimentais, serão fundamentais para certificar o conceito estrutural apresentado e garantir um desempenho adequado em zonas de sismicidade moderada a elevada.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através do financiamento à unidade de investigação CERIS com a referência UIDB/04625/2020. Este artigo foi desenvolvido no âmbito do Pacto de Inovação “R2UTechnologies | Modular systems” (C644876810-00000019), pelo consórcio “R2UTechnologies”, cofinanciado pelo NextGenerationEU, através do investimento “Agendas para a Inovação Empresarial” do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR).

REFERÊNCIAS

- [1] A. Belleri, E. Brunesi, R. Nascimbene, M. Pagani, and P. Riva, "Seismic Performance of Precast Industrial Facilities Following Major Earthquakes in the Italian Territory," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 29, no. 5, p. 04014135, 2015, doi: doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000617.
- [2] M. Ercolino, G. Magliulo, and G. Manfredi, "Failure of a precast RC building due to Emilia-Romagna earthquakes," *Engineering Structures*, vol. 118, pp. 262-273, 2016/07/01/ 2016, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.03.054>.
- [3] FIB, "Bulletin No. 101 - Precast Concrete in Tall Buildings. State-of-the-art report (234 pages, ISBN 978-2-88394-153-3, December)," 2021.
- [4] R. Martins, R. d. Carmo, H. Costa, and E. Júlio, "A review on precast structural concrete walls and connections," *Advances in Structural Engineering*, vol. 26, no. 14, pp. 2600-2620, 2023, doi: 10.1177/13694332231191073.
- [5] A. Baghdadi, M. Heristchian, and H. Kloft, "Design of prefabricated wall-floor building systems using meta-heuristic optimization algorithms," *Automation in Construction*, vol. 114, p. 103156, 2020/06/01/ 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2020.103156>.
- [6] A. Colombo, P. Negro, G. Toniolo, and M. Lamperti, "Design guidelines for precast structures with cladding panels," *JRC Technical Reports*, 2016.
- [7] B. Zhao, D. Wu, and H. Zhu, "New modular precast composite shear wall structural system and experimental study on its seismic performance," *Engineering Structures*, vol. 264, p. 114381, 2022/08/01/ 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114381>.
- [8] SeismoSoft, "SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," 2023.
- [9] CEN, "Eurocode 8 - Part 1: Design of structures for earthquake resistance: General rules, seismic actions and rules for buildings," 2010.
- [10] IPQ, "EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings" 2004.
- [11] A. Furtado, R. Sousa, R. Carmo, and E. Júlio, "Desafios na simulação numérica de construções modulares pré-fabricadas em betão armado," presented at the 13º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, Portugal, 2024.
- [12] J. Mander, M. Priestley, and R. Park, "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [13] M. Menegotto and P. E. Pinto, "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," presented at the Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 1973.
- [14] CEN, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings," 2005.

Avaliação experimental de subestruturas de apoio pré-fabricadas de tabuleiros de pontes

L. Carvalho ¹

M. Pimentel ²

P. Delgado ³

A. Arêde ⁴

RESUMO

A industrialização no setor da construção de pontes com recurso à pré-fabricação tem-se mostrado essencial para a otimização dos processos construtivos, prazos e custos. No entanto, subsistem incertezas quanto à adequação das estruturas pré-fabricadas em zonas de sismicidade moderada a alta. Além disto, as recomendações nas atuais normas europeias de dimensionamento sísmico foram desenvolvidas com base em estruturas moldadas *in-situ*, não existindo diretrizes de projeto específicas para estruturas pré-fabricadas. Esses fatores desincentivam a sua implementação em zonas sísmicas e restringem os benefícios que a industrialização proporciona.

Com o propósito de desenvolver soluções viáveis, práticas e eficazes para o uso da pré-fabricação integral de subestruturas de pontes constituídas por pilares e travessas em zonas de maior intensidade sísmica, foram desenvolvidos arranjos construtivos alternativos e simplificados para as ligações pilar/travessa, convenientes para o uso da pré-fabricação, e adequados para implementação em zonas sísmicas. O trabalho desenvolvido teve por base um viaduto ferroviário de via dupla, com seis vãos (22m+4x30m+22m) e pilares de 10 metros de altura desde o topo da fundação até a base da travessa.

Análises experimentais de quatro protótipos em escala reduzida da solução desenvolvida estão a decorrer atualmente no Laboratório de estruturas da FEUP com o propósito de avaliar o comportamento do sistema de colunas e travessa sob carregamentos horizontais alternados. O objetivo principal é o de validar os métodos de dimensionamento adotados utilizando arranjos construtivos simplificados e otimizados na região da travessa e das conexões pilar-travessa, com vista em promover a viabilidade do uso deste tipo de soluções pré-fabricadas em zonas de sismicidade mais elevada.

Palavras-chave: Subestrutura de pontes; Estruturas pré-fabricadas; Ligação travessa - coluna; Comportamento sísmico; Ensaio experimental

1. INTRODUÇÃO

A industrialização no setor da construção de pontes e viadutos, através da pré-fabricação, oferece a oportunidade para a otimização do processo de construção, procurando manter, ou até melhorar, a fiabilidade estrutural das estruturas moldadas *in-situ*. Esta abordagem permite o cumprimento de prazos rigorosos, redução de interrupções de tráfego e a melhoria da segurança dos trabalhadores. Nos Estados

¹ CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. lucasc@fe.up.pt

² CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. mjsp@fe.up.pt

³ ProMetheus, Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Viana do Castelo, Portugal. pdelgado@estg.ipvc.pt
(e CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

⁴ CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. aarede@fe.up.pt

Unidos da América, a industrialização na construção de pontes tem sido amplamente adotada, designada como método ABC (*Accelerated Bridge Construction*) [1], [2].

No contexto da industrialização da construção em zonas sísmicas, os elementos pré-fabricados têm sido amplamente aceites em áreas de baixa sismicidade, mas enfrentam certa relutância quanto à sua aplicação em zonas de maior sismicidade, isto porque persistem incertezas quanto ao seu desempenho perante sismos de intensidade moderada a alta. Para isto contribui o facto de as normas europeias terem sido desenvolvidas com enfoque em soluções de estruturas executadas *in-situ*, tornando as disposições construtivas estabelecidas difíceis de adaptar ao contexto da pré-fabricação.

A crescente consciencialização sobre os benefícios da industrialização na construção de pontes, bem como o interesse na sua aplicação em zonas de sismicidade moderada a alta, tem impulsionado a investigação sobre a avaliação de estruturas pré-fabricadas para resistir a sismos de maior intensidade: sistemas de ligação entre elementos pré-fabricados têm sido desenvolvidos e avaliados [3], [4], com o objetivo de garantir um comportamento monolítico, emulativo do das estruturas executadas *in-situ*, permitindo a conformidade com as normas vigentes. Estudos sobre o mecanismo de transferência de forças entre ligações colunas-travessa e colunas-fundações foram desenvolvidos [5], [6], [7], com o objetivo de promover arranjos construtivos mais eficientes, que evitem problemas de sobreposição de armaduras, garantindo um caminho fiável de transferência de forças entre os elementos estruturais.

Neste trabalho são apresentados os primeiros resultados de uma campanha experimental desenvolvida com vista a validar uma solução de subestrutura pré-fabricada adequadas à utilização em pontes ferroviárias localizadas em zonas de sismicidade moderada a elevada, com arranjos construtivos apropriados ao processo de fabrico e construção, e que cumpram os critérios e requisitos das normas europeias. Neste artigo, será dado ênfase à descrição do arranjo experimental desenvolvido e à apresentação dos resultados do primeiro ensaio sob carregamento horizontal cíclico.

2. CONCEÇÃO DO SISTEMA DE SUBESTRUTURA

O caso de estudo que deu origem à solução estrutural desenvolvida diz respeito a um viaduto ferroviário de via dupla, com seis vãos (22m+4x30m+22m) e pilares de 10 metros de altura desde o topo da fundação até a base da travessa. Entre as diferentes alternativas estruturais que influenciam a geometria da subestrutura, relacionadas com as soluções de tabuleiros e às possibilidades de transferência de forças horizontais, a subestrutura selecionada para continuidade do estudo foi a apresentada na Figura 1. Esta corresponde a um sistema de dois pilares e uma travessa que serve de apoio a um tabuleiro com quatro vigas-caixão pré-fabricadas por vão. A ação sísmica na direção transversal é transferida do tabuleiro para a subestrutura através de um batente localizado no centro da travessa. Nesta solução, os aparelhos de apoio não transmitem ações longitudinais, sendo considerado que essas forças são equilibradas nos encontros por dispositivos dissipativos dedicados a este efeito.

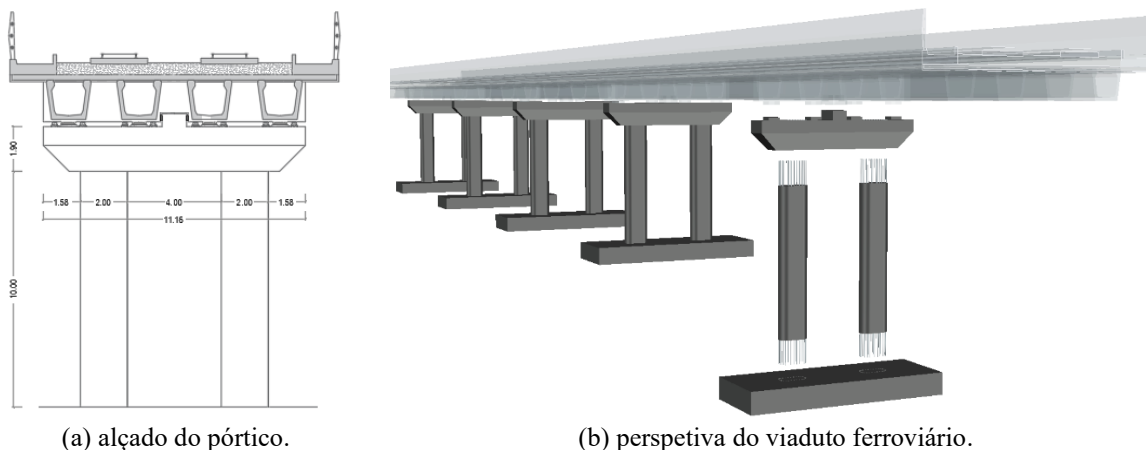


Figura 1. Sistema de duas colunas e uma travessa.

Os pilares foram dimensionados através de uma abordagem baseada em forças, considerando dois cenários de intensidade sísmica e coeficientes de comportamento $q=3,0$ para a definição dos espectros de resposta de projeto. No cenário 1, foi adotada uma aceleração de pico na base de 50% superior à preconizada na NP EN1998-1-1 para a região de Lisboa e no cenário 2 foi adotada um espectro semelhante ao previsto para a região de Lisboa. Devido a preocupações relacionadas as questões construtivas, a taxa de armadura longitudinal foi limitada a 1,2%, determinando a sua geometria no cenário 1, sendo esta mantida para o cenário 2. O controlo da taxa de armadura longitudinal dos pilares garante a viabilidade de utilização de ductos metálicos corrugados com diâmetros entre 80 mm e 100 mm para a ligação pilar-travessa. Nesta solução, os pilares atuam como consolas na direção longitudinal, e os respetivos efeitos de segunda ordem controlam a sua dimensão mínima.

A travessa foi dimensionada tendo em conta as restrições de peso, assim como as dimensões necessárias para acomodar os apoios finais e temporários durante o processo de montagem, mantendo uma taxa de armadura razoável e evitando disposições densas de armaduras. A travessa inclui ductos metálicos corrugados distribuídos de acordo com o arranjo das barras verticais dos pilares, permitindo um processo de montagem em obra simplificado. Estas condutas são posteriormente preenchidas com graute para a ancoragem das barras verticais dos pilares.

Para evitar o congestionamento de armaduras e viabilizar o sistema integralmente pré-fabricado, a disposição das armaduras nas zonas de ligação entre os pilares e a travessa, regiões de descontinuidade, foram dimensionadas através de modelos de escoras e tirantes (MET) desenvolvidos para o devido efeito e apresentados nas referências [5] e [6].

3. CAMPANHA EXPERIMENTAL

Está presentemente em curso no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) uma campanha experimental com o objetivo de avaliar o desempenho sísmico do sistema integralmente pré-fabricado sumariamente apresentado no ponto 2 deste artigo.

3.1 Protótipos de teste

A avaliação do comportamento do sistema pilares-travessa está a ser realizado por meio de quatro protótipos em escala reduzida de 1:3.6 (Figura 2), considerando apenas meia altura dos pilares, dimensionados com base na relação de semelhança de Cauchy. Estes incluem um modelo de referência moldado *in-situ* (CIP) e três modelos integralmente pré-fabricados (PE0, PE1 e PE2), todos de igual geometria. A diferença entre os protótipos de teste reside no arranjo de armaduras, variando consoante o cenário de sísmico de dimensionamento, o método de dimensionamento e as disposições construtivas adotadas para a região dos nós coluna-travessa (Quadro 1). Todos os protótipos serão submetidos e avaliados a cargas horizontais cíclicas.

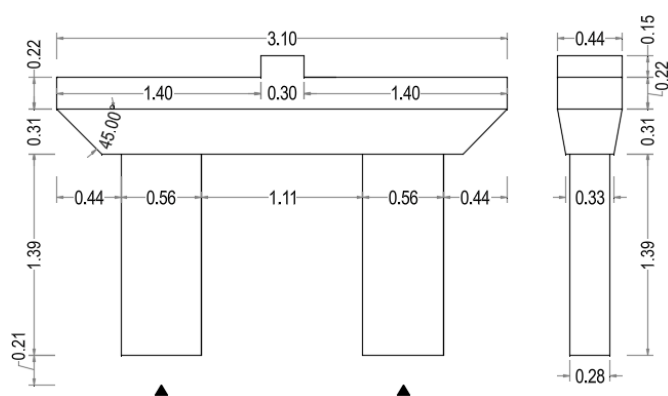


Figura 2. Geometria dos protótipos: CIP, PE0/PE1 e PE2.

Quadro 1. Descrição dos protótipos de teste.

Nome	CIP	PE0/ PE1	PE2
<i>Cenário sísmico</i>	1	1	2
<i>Método de dimensionamento</i>	EC8	EC8/ MET	EC8/ MET
<i>Método de construção</i>	CIP	PF	PF

Os ensaios tiveram início com o protótipo PE0, idealizado especificadamente para testar os procedimentos construtivos a serem executados, bem como para avaliar o desempenho do arranjo experimental, que se reveste de alguma complexidade. O protótipo PE0 é similar ao PE1, com a exceção da armadura transversal da travessa e dos pilares. As ligações pilar-travessa foram dimensionadas e pormenorizadas através dos modelos de escoras e tirantes desenvolvidos para o devido efeito [5], [6]. O layout de armaduras dos pilares e da travessa pode ser observado nas Figuras 3 e 4 respetivamente.

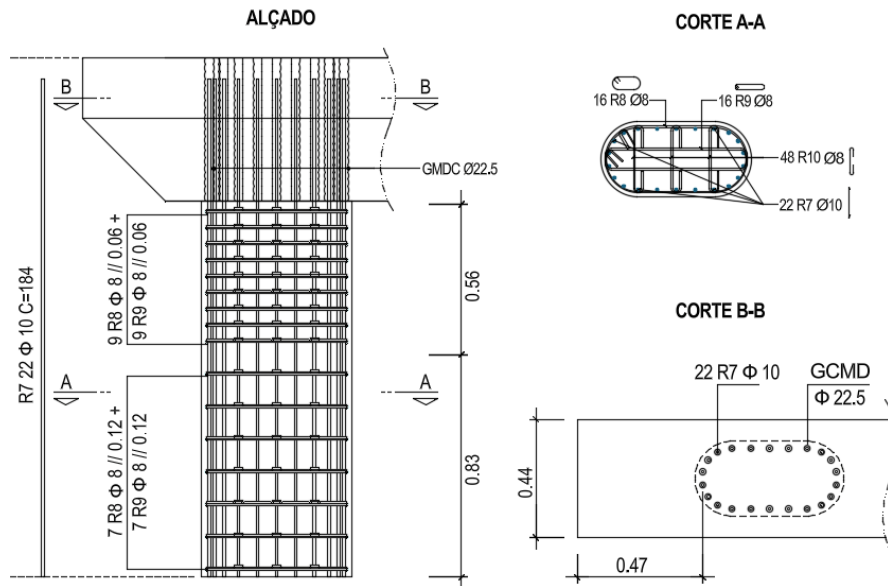


Figura 3. Layout de armaduras do pilar do protótipo PE0.

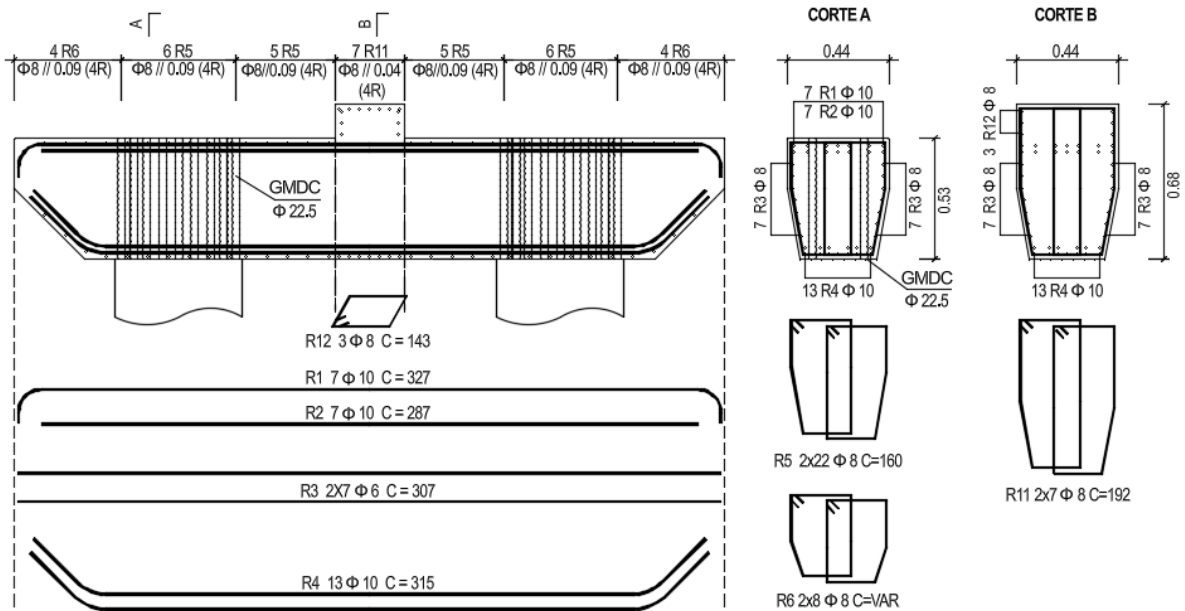


Figura 4. Layout de armaduras da travessa e dos nós pilar-travessa do protótipo PE0.

3.2 Materiais

Os valores das propriedades mais relevantes dos materiais utilizados na construção dos protótipos de teste são os listados nos Quadros 1 e 2. O betão referenciado no Quadro 1 foi utilizado em todos os protótipos. O SikaGrout-340 e o SikaDur-30 foram aplicados exclusivamente nos pré-fabricados (PE0, PE1 e PE2) para realização das conexões entre pilares e travessa: o SikaGrout-340 foi utilizado para preenchimento dos ductos metálicos, enquanto o Sikadur-30, mistura bi-componente, foi aplicado na interface pilar-travessa (Figura 5).

Quadro 1. Propriedades do betão e do graute.

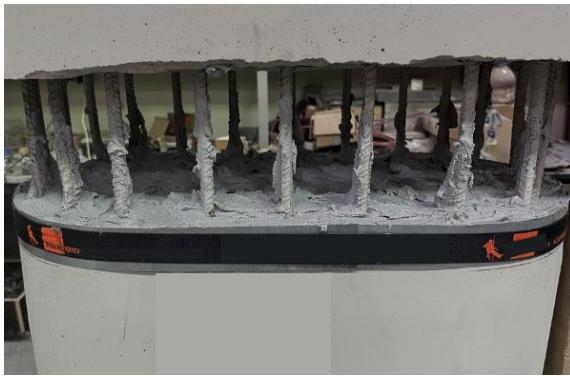
Material	$f_{c,cube}$ (MPa)
Betão	70*
SikaGrout-340	95**
SikaDur-30	75**

* valor médio de 21 ensaios

**valor declarado

Quadro 2. Propriedades do aço (valores médios).

Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_u (%)	E_s (MPa)
6	608	680	6,00	176637
8	666	725	4,75	177860
10	539	639	13,40	180874



(a) preenchimento com SikaDur-30.



(b) após preenchimento com SikaDur-30.

Figura 5. Aplicação de SikaDur-30 na interface pilar-travessa do protótipo PE0.

3.3 Protocolo de carga

O Quadro 3 e a Figura 6 apresentam o protocolo de carga utilizado no ensaio para a caracterização dos deslocamentos impostos no veio do atuador (*drift* calculado tomando como referência a distância entre o eixo da base rotulada e o ponto de aplicação da carga horizontal, no batente localizado na travessa).

Quadro 3. Protocolo de carga.

Drift	Disp.	Cycles	LR
%	mm	-	mm/s
0,05%	1,00	1	0,20
0,09%	2,00	1	0,20
0,18%	4,00	3	0,50
0,32%	7,00	1	0,50
0,41%	9,00	3	0,50
0,50%	11,00	1	0,50
0,73%	16,00	3	1,00
1,00%	22,00	3	1,00
1,50%	33,00	3	1,00
2,00%	44,00	3	1,00
2,50%	55,00	3	1,00
3,00%	66,00	3	1,00
3,50%	77,00	3	1,00
4,00%	88,00	3	1,00
4,50%	99,00	3	1,00
5,00%	110,00	3	1,00

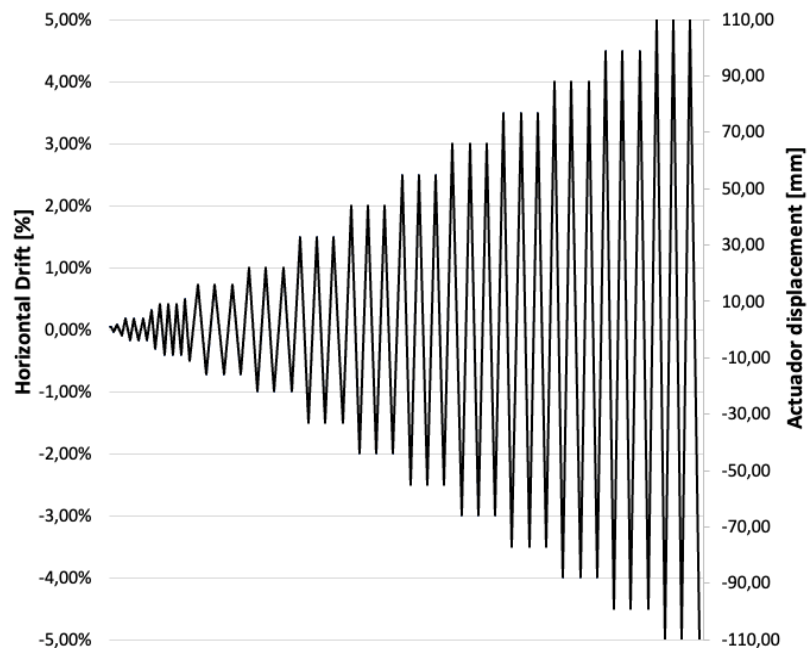


Figura 6. Protocolo de carga.

3.4 Configuração de teste

Para simular a rotação na base, visto que os protótipos contemplam apenas metade da altura dos pilares, as bases das colunas são aparafusadas em placas de aço, que, por sua vez, estão apoiadas em dispositivos mecânicos com capacidade de rotação livre, projetadas para resistir a forças de corte em ambas as direções, bem como às forças axiais resultantes. A aplicação da carga lateral, que pretende representar a ação das forças inerciais desenvolvidas durante o evento sísmico, é aplicada no batente através de um atuador hidráulico, prolongado por dois perfis CHS articulados nas suas extremidades. A força horizontal máxima esperada a ser aplicada é de 400 kN para o protótipo PE0, para o cenário mais exigente. A carga axial aplicada às colunas, com o objetivo de simular a carga vertical descarregada pelo tabuleiro durante a ação sísmica, é realizada com o auxílio de barras *Dywidag*. A força resultante dessas ações atinge um valor total de 800 kN (400 kN em cada coluna), distribuída em quatro pontos na travessa, visando representar os dispositivos de apoio. Esta distribuição da carga é obtida utilizando dois perfis HEB, apoiados de um lado em chapas metálicas fixadas na face superior da travessa, e, do outro, por um conjunto de chapas e roletes agulha, com o intuito de não restringir a deformação da travessa.

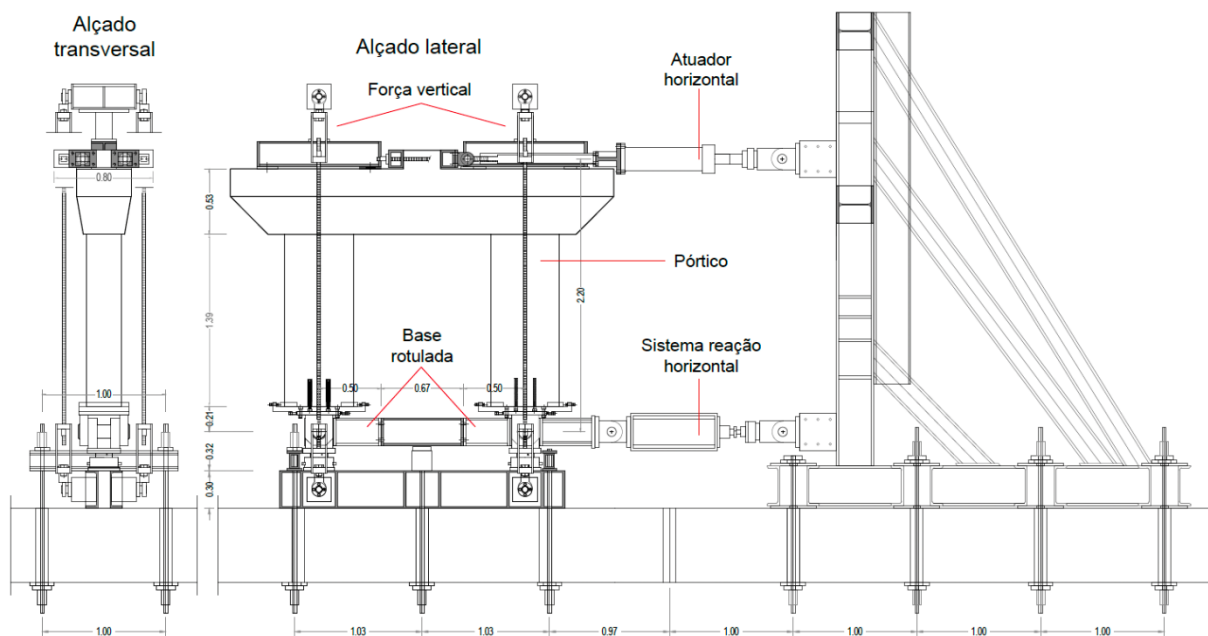
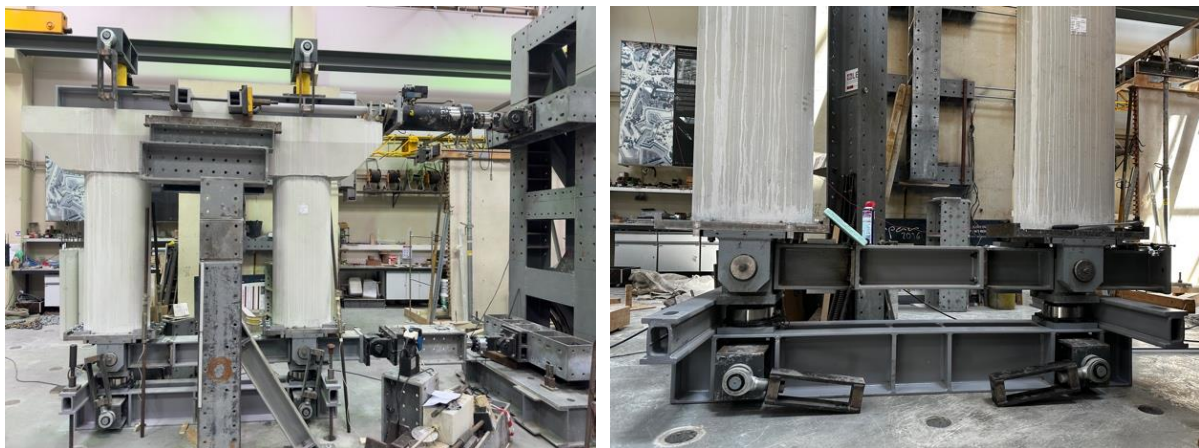
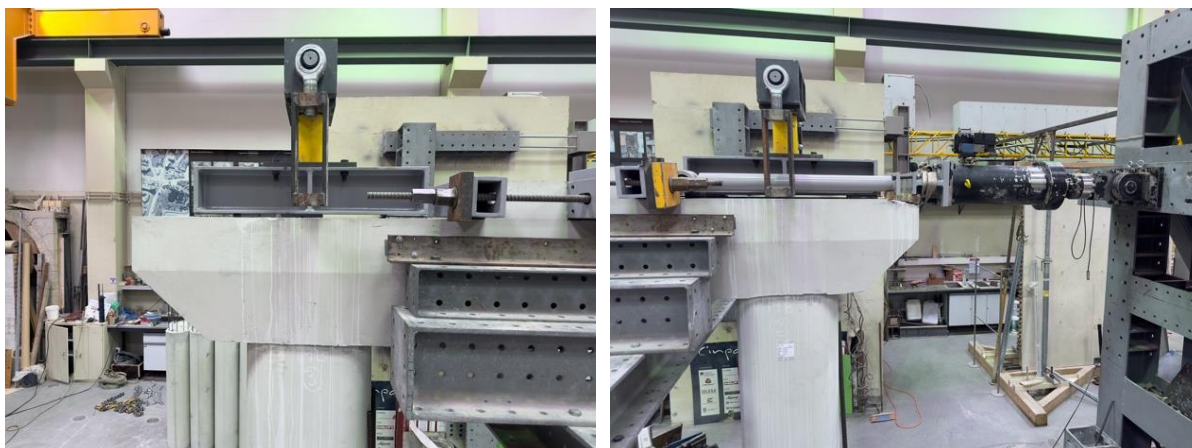


Figura 7. Configuração de teste.



(a) alçado geral

(b) base rotulada



(c) sistema de aplicação de força vertical

(d) sistema de aplicação de força lateral

Figura 8. Fotografias da montagem do *setup*.

3.5 Sistema de monitorização

O sistema de monitorização concebido pode ser observado na Figura 9. Este inclui uma série de transdutores de deslocamento (LV e LVa), estrategicamente distribuídos ao longo das colunas e travessa, permitindo a medição de deslocamentos em diversos pontos da estrutura, especialmente na zona da rótula plástica. Dois clinómetros (CL) são instalados na travessa, alinhados com o eixo das colunas, para medir a rotação nos nós. Quatro células de carga (LC) estão distribuídas em quatro pontos da estrutura: no atuador, no sistema de reação horizontal e na base das colunas. O sistema de monitorização inclui ainda alguns extensómetros (SG) dispostos nas peças metálicas e nas barras *Dywidag* para medir os níveis de tensão durante o ensaio.

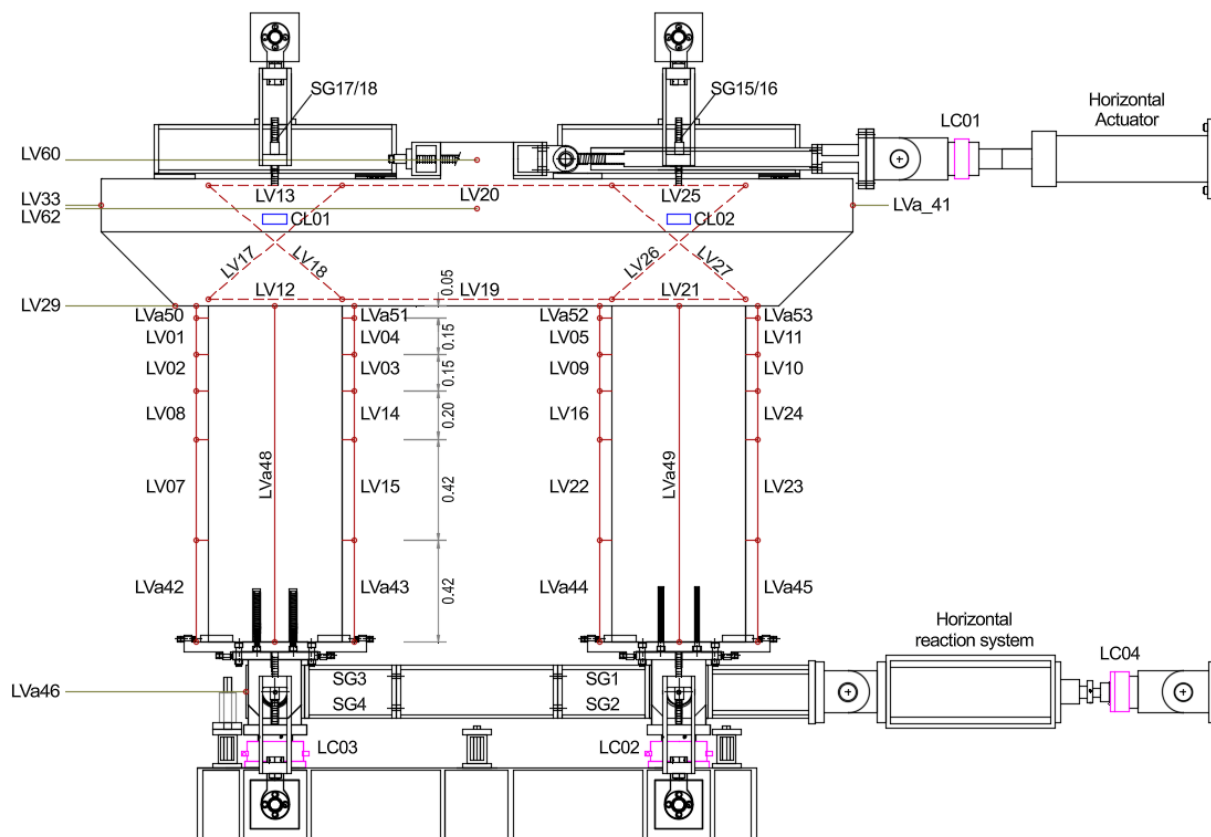


Figura 9. Sistema de monitorização dos protótipos a serem ensaiados, onde: LC-células de carga; LV-transdutores de deslocamento; CL-clinómetros e SG-extensómetros.

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.2 Resposta histerética e evolução do dano

A Figura 10 apresenta a curva histerética força vs. deslocamento lateral/*drift* obtida a partir do ensaio experimental realizado no protótipo PE0. Os resultados dos transdutores de deslocamento LV33, LVa41, LV60 e LV62 mostraram valores consistentes, confirmando que a travessa se comportou como um corpo rígido, concentrando a maior parte dos danos essencialmente nos pilares. O *drift* apresentado na Figura 10 foi calculado considerando a distância entre o eixo da base rotulada até a interface pilar-travessa.

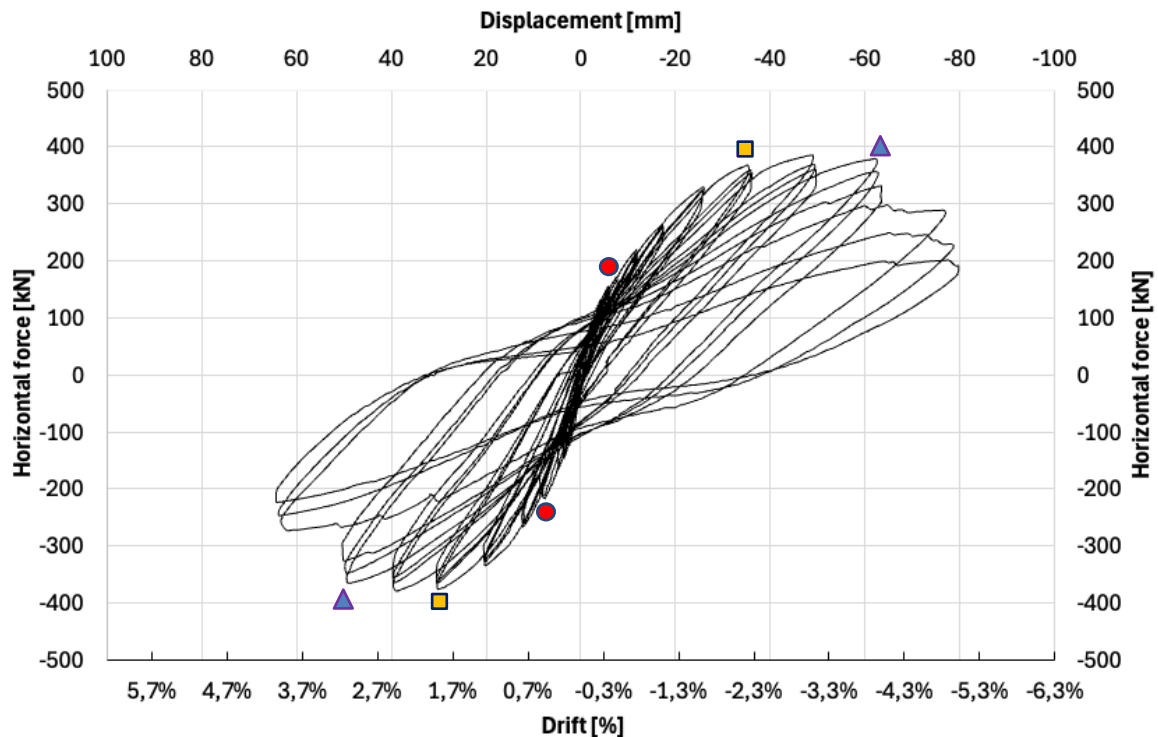


Figura 10. Resposta histerética – força vs. Deslocamento/ *Drift* – PE0.

Esta curva revela, sobretudo, quatro comportamentos estruturais predominantes e que foram observados durante o ensaio. O primeiro reflete o comportamento linear elástico do material. Nesta fase, nenhum dano visível à vista desarmada foi observado na estrutura até aproximadamente 0,50% de *drift*, partir do qual foi evidente a formação de fissuras de flexão localizadas no topo das colunas.

Com o avanço da solicitação horizontal, as fissuras existentes aumentaram e novas fissuras foram-se formando no pilar ao longo de todo o seu comprimento. No topo dos pilares, onde ocorrem os momentos máximos, as fissuras passaram a ter aberturas muito expressivas. A estrutura começou gradualmente a perder rigidez até atingir o patamar de cedência, que ocorreu para um *drift* de aproximadamente 2,3%.

A partir deste nível de *drift*, a estrutura começa a apresentar danos acentuados. O destacamento do recobrimento do betão na face interior no topo do pilar direito inicia-se para um *drift* de 2,8%. Para um *drift* de 3,3%, ambas as faces interiores do topo dos pilares estão severamente degradadas, com as armaduras de confinamento expostas e fissuras bem distribuídas ao longo de toda a estrutura, incluindo a travessa. Quando se atinge um *drift* de 4,0%, as armaduras longitudinais dos pilares encontram-se expostas e encurvadas na zona da rótula plástica, rompendo-se consecutivamente em *drifts* posteriores. A partir deste ponto, a estrutura já está em um estado de dano severo, e não é capaz de manter a sua resistência residual entre ciclos.

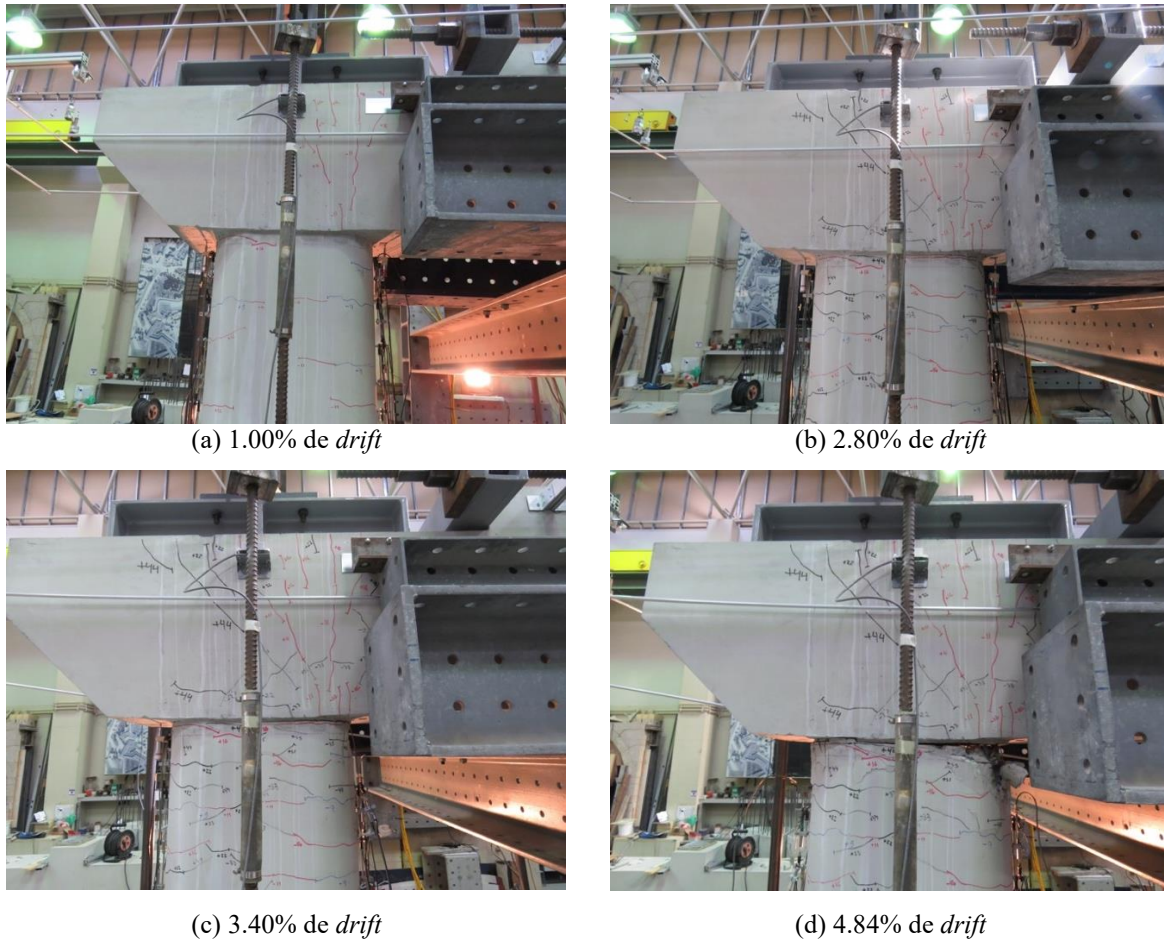


Figura 11. Evolução do dano e modo de rotura na zona do nó pilar-travessa esquerdo.

CONCLUSÕES

A campanha experimental apresentada neste artigo foi desenvolvida com a finalidade de verificar a adequação de novas metodologias de dimensionamento para um sistema de subestrutura integralmente pré-fabricado para viadutos e pontes ferroviárias, visando a sua implementação em zonas de média a alta sismicidade. Até à data de submissão deste artigo, obtiveram-se os resultados do ensaio sobre protótipo PE0.

O protótipo PE0 apresentou um comportamento estrutural satisfatório e adequado, apresentando uma evolução de dano gradual e um comportamento dúctil. A rotura é condicionada pela capacidade em flexão composta no topo dos pilares, tal como previsto no dimensionamento efetuado. A propagação do dano teve início com a formação de pequenas fissuras no topo das colunas, onde, com o aumento do *drift*, veio a ser observada a formação das rotulas plásticas. Com o aumento da sollicitação horizontal e a aproximação do mecanismo plástico, grande parte das armaduras longitudinais das colunas cederam, enquanto as armaduras de corte e de confinamento permaneceram no domínio elástico. O colapso da estrutura ocorreu com sinais de esmagamento do betão na face interna dos pilares, região sujeita à maior concentração de tensões de compressão, e na sequência da rotura de diversos varões longitudinais na face tracionada.

Em síntese, o ensaio realizado no protótipo PE0 parece demonstrar a adequabilidade do método de dimensionamento utilizado e apresentado nas referências [5] e [6], cujo objetivo passa pela obtenção de arranjos construtivos alternativos e simplificados para as ligações pilar/travessa, compatíveis com a pré-fabricação. O arranjo experimental, apesar de complexo, demonstrou um funcionamento adequado, estando em curso os ensaios restantes.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é resultado do projeto iPBRail - Pontes Pré-fabricadas Inovadoras para Ferrovias, com a referência POCI-01-0247-FEDER-039894, cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (COMPETE 2020) e do Programa Operacional Regional de Lisboa (LISBOA 2020), no âmbito do Acordo de Parceria PORTUGAL 2020. Os autores também agradecem o apoio financeiro do financiamento base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi também desenvolvido no âmbito do projeto proMetheus – Unidade de pesquisa em materiais, energia e sustentabilidade do ambiente, FCT (UID/05975/2020), financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES.

REFERÊNCIAS

- [1] Lou Ralls, M. (2007). Accelerated Bridge Construction. *Aspire, Spring*, pp.16–20.
- [2] PCI Northeast Bridge Technical Committee (2014). Guidelines For Accelerated Bridge Construction Using Precast/Prestressed Concrete Elements Including Guidelines Details. Report Number PCINE-14-ABC, 2nd ed., Precast Concrete Institute Northeast.
- [3] Gao, J.; Xiang, N.; Li, J.; Xu, W. (2023). Cyclic Behavior of Precast Double-Column Bridge Bents with Lap Splice Connections by UHPC. *Journal of Bridge Engineering*, vol. 28, no. 7. <https://doi.org/10.1061/jbenf2.beeng-6041>
- [4] Haraldsson, O.; Janes, T.; Eberhard, M.; Stanton, J. (2013). Seismic Resistance of Socket Connection between Footing and Precast Column. *Journal of Bridge Engineering*, vol. 18, no. 9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000413](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000413)
- [5] Carvalho, L.; Pimentel, M.; Arêde, A.; Delgado, P.; Vila Pouca. N.; Rui Pinto, J. (2023). Design of Pre-cast Two-Column Bents Using Strut-and-Tie Models and Nonlinear Finite Element Analysis. *fib Symposium 2023, LNCE 349*, pp. 1732–1741. https://doi.org/10.1007/978-3-031-32519-9_174
- [6] Carvalho, L.; Pimentel, Delgado. P.; M.; Arêde, A.; Vila Pouca. N.; Rui Pinto, J. (2023). Numerical Modelling and Strut-and-Tie Concepts for Seismic Design and Assessment of Pre-cast Two-Column Bents. *Compdyn 2023*, vol. 01, pp. 982–993. <https://doi.org/10.7712/120123.10451.21282>
- [7] Priestley, N.; Seible, F.; Calvi, M. (1996). Seismic Design and Retrofit of Bridges. 1st ed. John Wiley & Sons Ltd.

Projectos de obras de arte *model-based* – Exemplos na Noruega

P. Azevedo¹ R. Borges² T. Vieira³ P. Cabral⁴

RESUMO

O mercado escandinavo, em particular a Noruega e a Finlândia, foi pioneiro no impulsionamento da construção utilizando modelos BIM (*model-based construction*), onde esta metodologia é corrente e amplamente exigida em obras públicas. Em Portugal, começamos a dar os primeiros passos neste sentido, como é o caso de recentes concursos para obras de arte no território nacional. Tem sido, contudo, nos mercados estrangeiros que as empresas portuguesas se têm lançado e apostado na transição da metodologia CAD para o BIM na construção.

Neste tipo de projectos são desenvolvidos modelos BIM das várias especialidades, devidamente coordenados ao longo das etapas de projecto. Estes são, em geral, representações geométricas dos elementos que compõem a obra, complementadas com informação específica de cada elemento/objecto, sendo utilizados na construção, com evidentes benefícios na definição de soluções, resolução de conflitos e gestão de informação. Têm, ainda, a vantagem de se dispensar a elaboração dos tradicionais desenhos 2D, já que a indústria e a cadeia de produção estão capacitadas para extrair toda a informação do modelo BIM.

Apresentam-se no presente artigo dois projectos de execução desenvolvidos integralmente em BIM – *model-based* para a Noruega: a ponte Raunesteinsli, uma passagem inferior rodoviária em betão armado e pré-esforçado integrada num nó rodoviário, e a ponte Karl-Johan, uma passagem inferior ferroviária para uma nova linha de alta velocidade, em betão armado.

O processo de elaboração destes projectos é descrito com foco nas particularidades *model-based*:

- Integração do faseamento construtivo – visualização de fases de betonagem e determinação de quantidades por fase de construção;
- Modelação paramétrica para criação de elementos geométricos e armaduras (*Rhino*, *Grasshopper*);
- Definição e gestão da informação (*data*) por via de atributos “*user-defined attributes*” (UDA) de apoio à construção;
- Resolução de conflitos (*clash control*) entre especialidades, evitando problemas em obra e custos acrescidos na construção;
- Compatibilização do projeto com requisitos de fornecedores – formatos de varões (*formcodes*), equipamentos, entre outros;
- Controlo de qualidade dos modelos (IFC) numa plataforma de modelo federado.

Palavras-chave: Noruega; Inovação na construção; BIM; *model-based*; Modelação paramétrica.

¹ Armando Rito Engenharia, Lisboa, Portugal. pedro.azevedo@arito.com.pt

² Armando Rito Engenharia, Lisboa, Portugal. rodrigo.borges@arito.com.pt

³ Armando Rito Engenharia, Lisboa, Portugal. tiago.vieira@arito.com.pt

⁴ Armando Rito Engenharia, Lisboa, Portugal. pedro.cabral@arito.com.pt

1. DESCRIÇÃO DAS OBRAS

Apresenta-se em seguida uma breve descrição das obras objecto do presente artigo.

A ponte Raunesteinsli consiste numa passagem inferior rodoviária que assegura o trânsito da auto-estrada E39, em Lyngdal, no Sul da Noruega. A directriz contempla na zona da ponte uma curva circular de raio igual a 15 000 m. Sob a obra, desenvolve-se uma via de hierarquia inferior com uma rotunda e uma ciclovia. Tendo em conta os condicionamentos em termos de traçado, desenvolveu-se uma obra de três vãos (21 m + 22 m + 21 m) centrada na rotunda, com evidente preocupação de qualidade estética. O tabuleiro é nervurado, com duas nervuras pré-esforçadas de 1.30 m de altura, e uma largura total de cerca de 22 m. Ao nível dos pilares, cada nervura encontra-se ligada monoliticamente a um fuste circular com 1.20 m de diâmetro. Os encontros consistem numa parede frontal em consola, apoiando o tabuleiro sob meio de aparelhos de apoio deslizantes. O encontro do lado Sul contempla também muros laterais de contenção do aterro. As fundações são do tipo directo, por intermédio de sapatas.

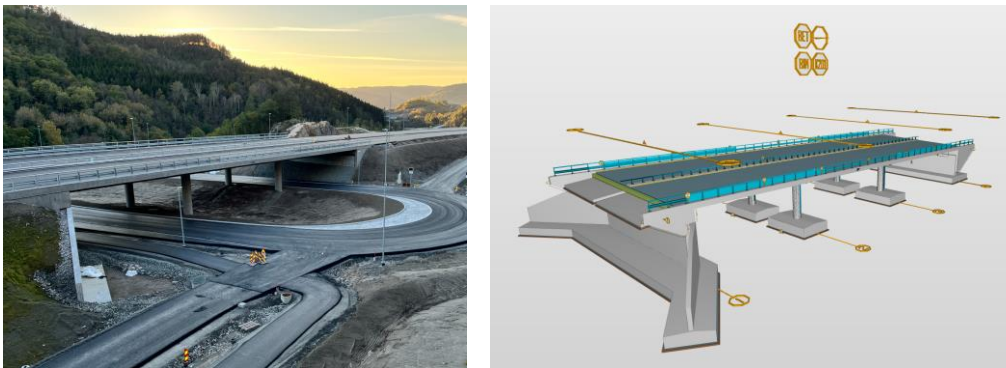


Figura 1. Ponte Raunesteinsli – Fase final da execução da estrutura e vista do modelo BIM de estruturas.

A ponte Karl-Johan consiste numa passagem inferior ferroviária que visa permitir o atravessamento do tráfego rodoviário circulante na estrada Karl-Johan, sob a nova linha de alta velocidade que irá substituir a linha convencional, conectando Eidsvoll a Hamar, a Norte de Oslo. A obra tem um vão único de cerca de 17 m e uma largura de cerca de 12 m. O tabuleiro tem uma secção em laje maciça, em betão armado, com uma altura de 1.20 m. Este está ligado monoliticamente aos encontros, compostos por uma parede frontal de elevado viés e longos muros laterais de contenção do aterro da ferrovia, funcionando toda a estrutura como um pórtico, em quadro fechado, resistente à elevada magnitude das cargas ferroviárias longitudinais. Os encontros assentam directamente sobre um maciço rochoso, por intermédio de sapatas.

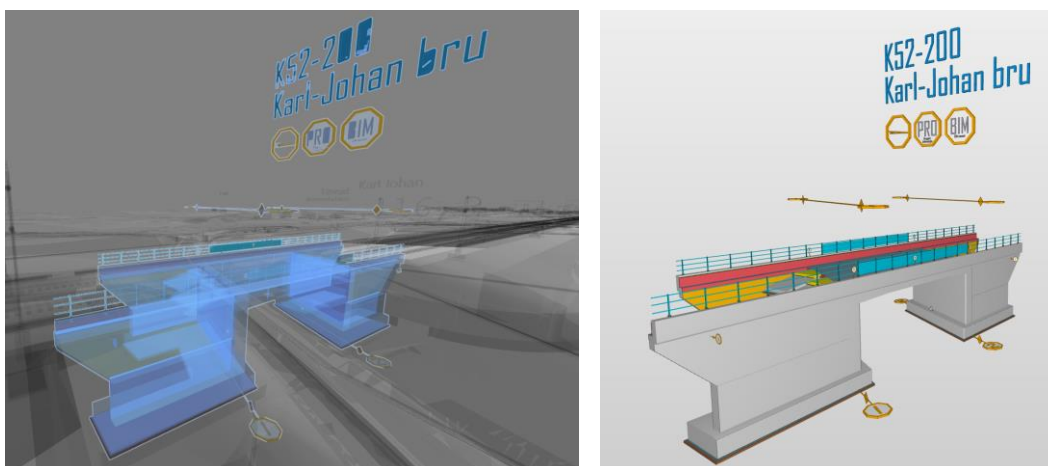


Figura 2. Ponte Karl-Johan – Vista do modelo de coordenação e do modelo de estruturas.

Ambas as obras se inserem em projectos de grande dimensão contemplando obras de arte de variados tipos, sendo os projetos de todas as especialidades desenvolvidos integralmente em BIM.

Uma das novidades associadas a estes projectos foi o facto de existirem modelos da componente geotécnica em formato BIM, ou seja, onde não só o firme rochoso (*bedrock*) como também todas as camadas de solos relevantes já estão devidamente modeladas nesta metodologia.

2. WORKFLOW DOS PROJECTOS MODEL-BASED

2.1 Definição de soluções e incorporação dos dados de base

Os projectos de obras de arte baseados em modelos (*model-based*) iniciam-se da mesma forma que os desenvolvidos pela metodologia convencional. Numa primeira fase, são analisadas as condicionantes e elementos de base, seguindo-se a discussão de soluções para as várias especialidades e, naturalmente, a componente de cálculo. Os elementos de base, como sejam as superfícies de terreno natural ou do substrato rochoso ou outros, eram já comumente trabalhados com recurso a modelos tridimensionais (ficheiros XML ou DWG). Estes elementos são, na metodologia *model-based*, incorporados desde logo como modelos de referência (*reference models*) nos modelos BIM de cada especialidade. Desta forma, a definição de soluções decorre com recurso a um modelo federado de coordenação, contemplando IFC's de cada especialidade, ainda com definição e informação reduzidas, dependendo do *Model Maturity Index* (MMI), também conhecido como *Level of Development* (LOD) em outros países, definido para cada fase do projecto.

O modelo federado de coordenação (ver Fig. 2 à esquerda) é facilmente acessível através de plataformas *cloud*, podendo ser utilizado em reuniões para visualização e discussão das soluções adoptadas, adição de comentários, obtenção de dados geométricos, entre outros. Cada especialidade deverá desenvolver o seu trabalho tendo como base os modelos das restantes especialidades, actualizados em tempo real. Deste modo, assegura-se a coordenação inter-especialidades com um nível de confiança elevado a partir das fases iniciais do projecto. A existência de um modelo coordenado desde o início do projecto é de especial importância para os donos de obra (as entidades gestoras das infraestruturas rodoviárias / ferroviárias, no caso específico das obras de arte), permitindo-lhes acompanhar em “tempo real” o desenvolvimento das soluções de uma forma intuitiva e abrangente, em que toda a informação está centralizada num modelo.

2.2 Desenvolvimento dos modelos

Uma vez que a solução esteja de um modo geral definida e coordenada, são desenvolvidos os modelos tridimensionais de cada especialidade, primeiro para uma fase de revisão de projecto – feita também já recorrendo ao BIM - e, após a aprovação, para a construção propriamente dita (fase em que se intensifica a interacção com o construtor, com subsequentes actualizações do modelo, como é apresentado no capítulo 6).

Os modelos tridimensionais do projeto de estruturas para as obras em questão elaboraram-se utilizando o software *Tekla Structures 2021*. O trabalho foi desenvolvido recorrendo à funcionalidade *Tekla Model Sharing*, permitindo que vários intervenientes efectuem alterações no modelo em simultâneo, utilizando cópias locais onde se faz a leitura (*read in*) e a escrita/comunicação (*write out*) de alterações ao modelo central (armazenado na *cloud*). Esta metodologia habilita uma modelação mais célere, em que diferentes *BIM modellers* elaboram simultaneamente zonas independentes do modelo.

É incorporada nos modelos tridimensionais a definição completa da estrutura (elementos em betão, armaduras, cabos e ancoragens de pré-esforço) e ainda equipamentos (camadas de pavimento, aparelhos de apoio, guardas de segurança, ligações à terra, entre outros). Estes elementos são agrupados por tipo e por etapa de execução, permitindo uma filtragem mais fina dos elementos modelados e até mesmo a visualização do processo construtivo. Nas Figs. 3 e 4 apresentam-se alguns exemplos.

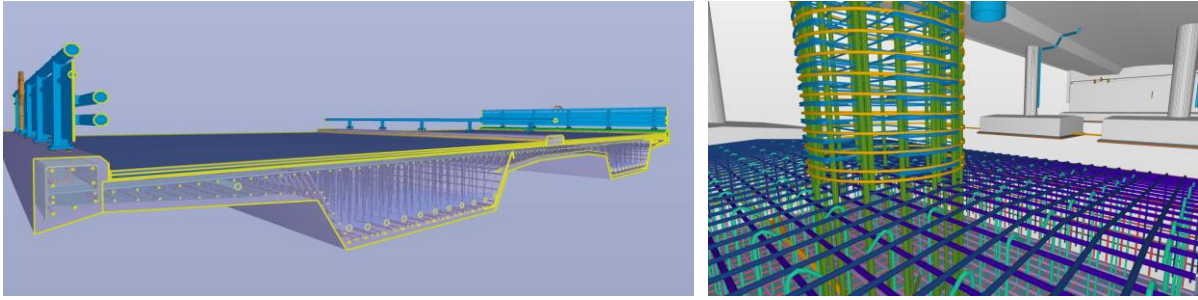


Figura 3. Ponte Raunesteinsli – Secção do tabuleiro e ligação do fuste à sapata.

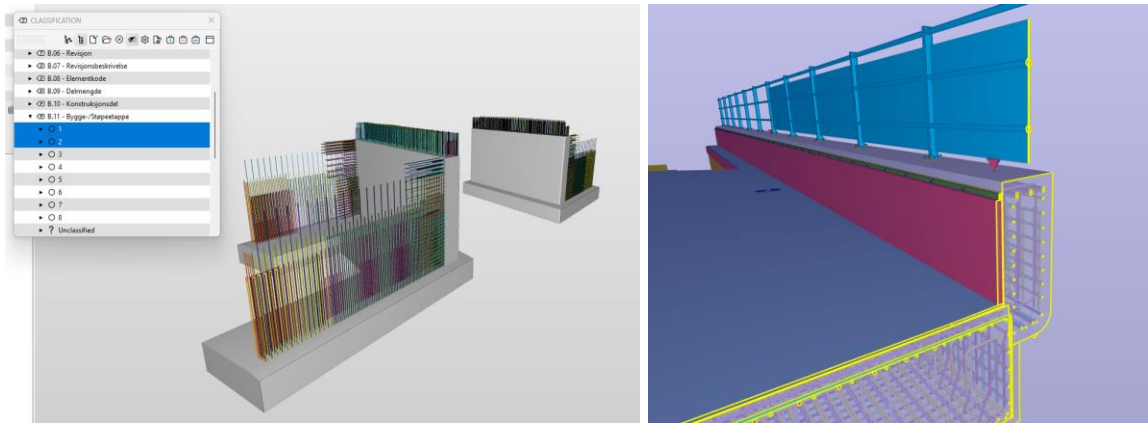


Figura 4. Ponte Karl-Johan – Fases de betonagem do encontro e pormenor das camadas de impermeabilização.

É frequente o recurso a scripts de modelação paramétrica para auxiliar a modelação, como se exemplifica em maior detalhe no capítulo 3, em particular para o caso da ponte Raunesteinsli.

2.3 Entregáveis

Independentemente dos recursos utilizados, os elementos a entregar ao cliente consistem geralmente em ficheiros IFC (formato padrão não editável), pelo que as ferramentas utilizadas para os produzir ficam ao critério do projectista. A excepção recai nos casos em que o contrato preveja a entrega de um modelo para *facility management*, onde poderá ser do interesse do cliente obter o modelo nativo (em formato editável) de modo a poder implementar alterações no mesmo. Nestes últimos casos, o Cliente tem a preocupação de definir claramente a forma como o modelo deve ser criado, através de um *BIM Manual*, sendo os honorários de projecto também fixados tendo em conta esta especificidade.

Nos projectos em questão, a geometria e informação subdividiu-se em ficheiros IFC distintos:

- IFC contendo a geometria e elementos informativos;
- IFC contendo armaduras passivas;
- IFC contendo o sistema de pré-esforço (no caso da ponte Raunesteinsli).

O modelo de geometria é sem dúvida o mais utilizado para efeitos de coordenação com especialidades e visualização da obra em geral, pelo que é vantajoso tê-lo em separado (também pelo seu menor tamanho em comparação com os restantes). Para a execução da obra é, porém, necessário que os vários modelos compoendo a estrutura sejam visualizados em simultâneo, podendo para o efeito agregar-se os IFC num ficheiro SMC, caso se utilize por exemplo o software *Solibri* ou *Trimble Connect* para visualização e obtenção de informação e controlo de qualidade (ver capítulo 7).

É comum nos projectos desenvolvidos para a Noruega a inclusão de um número muito limitado de peças desenhadas complementares aos modelos BIM, já que alguma informação é melhor visualizada ou compreendida neste formato, em alternativa à informação contida nos elementos do modelo (atributos). Por norma, trata-se de um desenho de dimensionamento geral para sintetizar o conceito da estrutura,

juntamente com eventuais desenhos de pormenor para indicar outros aspectos particulares, como por exemplo a execução de aterros, a definição de aparelhos de apoio e juntas de dilatação ou a definição detalhada do traçado dos cabos de pré-esforço e as normas consideradas. Estes desenhos podem, contudo, ser gerados/extraídos a partir do modelo tridimensional, contendo vistas do próprio modelo complementadas com quadros ou outra informação, pelo que a utilização do CAD tradicional pode nem ser necessária de todo num projecto *model-based*.

2.4 Aplicação em obra

A metodologia *model-based*, quando aplicada à construção, requer que seja montada uma estação BIM em estaleiro. Nesta estação encontra-se um computador (protegido de poeiras, faíscas e salpicos), onde o modelo tridimensional pode ser facilmente acedido pelos trabalhadores, permitindo-lhes por exemplo tirar medidas e conferir soluções. Pode também ser incluída uma impressora para pequenas impressões, como vistas e cortes do modelo BIM, embora seja dada primazia ao uso de tablets e/ou pequenos quiosques móveis para visualização do modelo na obra com o objectivo de se conseguir uma “*drawingless and paperless construction*”. Na Fig. 5 pode ver-se a estação BIM instalada no estaleiro da ponte Raunesteinsli. No capítulo 6, explana-se e exemplifica-se esta interacção com a obra.



Figura 5. Ponte Raunesteinslibru – Estação BIM em estaleiro.

3. MODELAÇÃO PARAMÉTRICA

O facto de na metodologia *model-based* ser necessário definir a totalidade dos elementos que compõem a obra, não se podendo recorrer a representações esquemáticas ou abrangentes, significa que é fulcral o desenvolvimento de métodos para automatizar o trabalho repetitivo de modelação, bem como para gerar elementos geométricos complexos. É ainda aconselhável que o modelo tridimensional seja resiliente em termos de alterações ocorridas durante o projecto. É nestes aspectos que a modelação paramétrica se evidencia como um aliado fundamental nos projectos *model-based*.

A modelação paramétrica foi aplicada de forma expressiva no caso da ponte Raunesteinsli, em diversos elementos geométricos e de informação. Foi desenvolvido um algoritmo (*script*) em *Grasshopper* (*plugin* de programação visual do *software* de modelação *Rhino*), composto por diversos módulos. Apresenta-se na Fig. 6 um panorama geral do *script* desenvolvido.

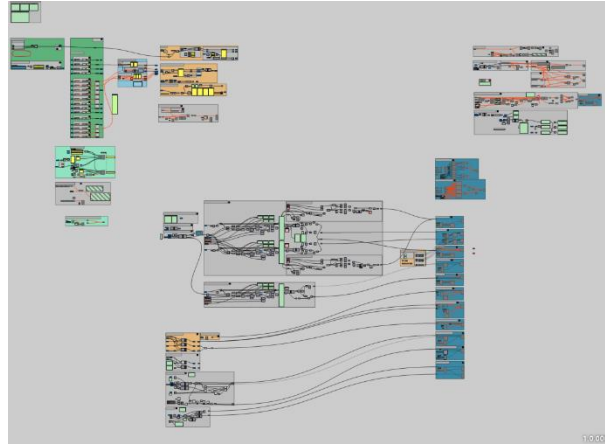


Figura 6. Ponte Raunesteinslibru – Script Grasshopper – vista geral.

Num dos módulos, o *script* associa os elementos lineares, como os cabos de pré-esforço (ver Fig. 7), as tubagens e guardas de segurança, à directriz rodoviária, gerando a sua geometria em *Rhino*, posteriormente exportando a mesma para o modelo tridimensional em *Tekla*. O ajustamento destes elementos implica unicamente a alteração do *input* (geralmente em *Excel* ou *DWG*) e uma nova corrida do *script*.

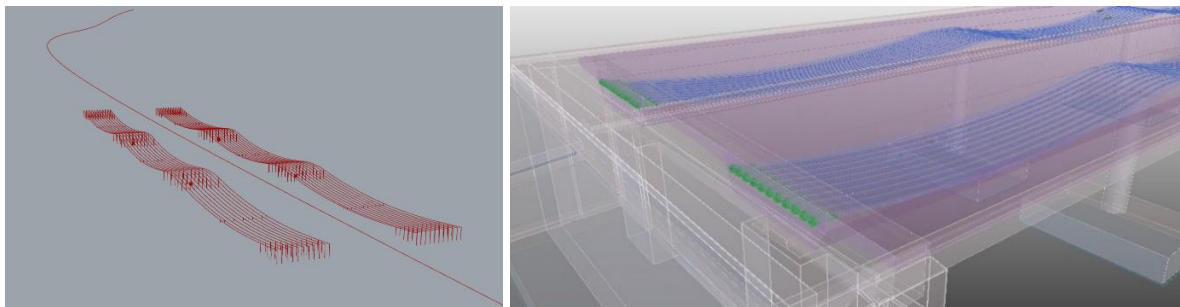


Figura 7. Ponte Raunesteinsli – Cabos e ancoragens de pré-esforço gerados em *Rhino* e no modelo 3D (*Tekla*).

Foi também desenvolvido um módulo para gerar a geometria e a maioria das armaduras das fundações dos pilares e encontros, recebendo como *input* as dimensões exteriores das mesmas e as soluções adoptadas para a armadura passiva. Deste modo, a forma e restantes atributos (diâmetro, recobrimento) das armaduras principais estão associados à geometria da sapata, adaptando-se automaticamente a alterações das mesmas. Não obstante, existe uma pequena parte das armaduras onde a modelação manual se revelou mais vantajosa, tendo em conta o trabalho que seria necessário empregar para as executar de forma paramétrica (reforços locais, por exemplo).

Importa, no entanto, referir que existem já algumas funcionalidades de modelação paramétrica dentro do próprio *Tekla*, como é o caso do *Bridge Creator*, que foi usado na modelação do tabuleiro da obra.

4. DEFINIÇÃO E GESTÃO DE INFORMAÇÃO

Os objectos dos modelos tridimensionais têm informação automaticamente atribuída pelo *software* de modelação, sob a forma de atributos “nativos”. Adicionalmente, é vantajoso definir atributos personalizados (*user defined attributes* - UDA) que sejam úteis para a compreensão do modelo e a execução da obra. A definição destes UDA deve ser o mais padronizada possível, de modo a uniformizar a informação que é esperada pelos clientes (autoridades locais e empreiteiros). É fundamental que se limite a quantidade de informação, por forma a não tornar demasiado oneroso o processo de introdução da mesma nos modelos, evitando também incoerências ou informação contraditória em diferentes locais.

No caso dos projectos em análise, e em geral nos restantes projectos que têm sido elaborados para a Noruega, estes UDA agrupam-se em categorias distintas: informação de projecto (A); informação de objectos (B); parâmetros de execução para elementos em betão armado (C), informação referente a armaduras passivas (X) e informação referente ao sistema de pré-esforço (W). Categorias adicionais podem ser utilizadas quando os projectos contemplam outro tipo de elementos (como por exemplo estrutura metálica). Cada elemento modelado pode conter informação num ou mais destes grupos de atributos. A definição da informação a atribuir a cada objecto condensa-se num *masterfile* aplicável às várias obras, podendo este ser usado como *input* para um *script* de atribuição automática da informação aos objectos.

Os UDA da categoria A incluem informações gerais como o nome da obra, a data e designação da revisão do modelo, ou os responsáveis pela modelação, e são aplicados aos elementos de informação (como os eixos, por exemplo). Na categoria B identifica-se o tipo de elemento (estrutural ou não), associando-o a uma codificação no caderno de encargos. É também identificada a revisão de cada objecto, com uma breve descrição da mesma. Através da filtragem, pode assim visualizar-se o conjunto dos objectos alterados numa dada revisão do modelo. Na categoria C indicam-se características específicas dos elementos em betão (simples, armado ou pré-esforçado), como a classe de exposição, o tipo de cofragem a utilizar ou os recobrimentos. Na Fig. 8 ilustra-se um exemplo da informação presente nas categorias B e C, para as sapatas dos encontros da ponte Karl-Johan.

B_Objektinformasjon	C_Materialer og utførelseskrav	Pours	Tekla Common	Tekla Quantity	B_Objektinformasjon	C_Materialer og utførelseskrav	Pours	Tekla Common	Tekla Quantity
Property	Value				Property	Value			
B.01 - Elementnavn	Fundament				C.01 - Bestandighetsklasse	MF40			
B.02 - Material	B45_SV-standard				C.02 - Kontrollklasse	3			
B.03 - MMI	350				C.03 - Nøyaktighetsklasse	B			
B.04 - Prosseskode	04412200				C.04 - Utførelsesklasse	3			
B.05 - Prosseskodenaavn	betong-b45-sv-standard				C.05 - Eksponeringsklasse	XD1			
B.06 - Revisjon	00-2				C.06 - Andel grovt tilslag > 50%	Nei			
B.07 - Revisjonsbeskrivelse	Innarbeidet kommentarer fra tredjepartskontroll (Rev. 0)				C.07 - Forsikling	Valgfri			
B.08 - Elementkode	C1				C.08 - Antigrafitti	Nei			
B.09 - Delmengde	Underbygning				C.09 - Antigrafitti utstrekning				
B.10 - Konstruksjonsdel	Landkar akse 1				C.10 - Bemerkning				
B.11 - Bygge-/Stappestappe	1				C.11 - Bemerkning				
B.12 - Plasseringsprioritet					C.12 - Overdekning, hovedarmering, topp [mm]	75			
B.13 - Status	Til teknisk godkjenning				C.13 - Overdekning, hovedarmering, bunn [mm]	75			
B.14 - Dimensjon/Navn/Type					C.14 - Overdekning hovedarmering, utside/jordside [mm]	75			
B.15 - Felgedokumentasjon					C.15 - Overdekning, hovedarmering, inside	75			
B.16 - Bemerkning					C.16 - Overdekning, monteringsjern, topp [mm]	60			
B.17 - Bemerkning					C.17 - Overdekning, monteringsjern, bunn [mm]	60			
B.18 - Bemerkning					C.18 - Overdekning, monteringsjern, utside/jordside [m...]	60			
B.19 - Bemerkning					C.19 - Overdekning, monteringsjern, inside [mm]	60			
B.20 - Bemerkning					C.20 - Toleranser, hovedarmering	+/- 15			
B.21 - Bemerkning					C.21 - Toleranser, monteringsjern	+/- 5			
B.22 - Bemerkning					C.22 - Dimensjon monteringsjern	12			
B.23 - Bemerkning					C.23 - Lavkarbon-klasse	A			

Figura 8. Ponte Karl-Johan – Atributos da categoria B e C – fundação do encontro.

Os UDA da categoria X incluem a informação geral da armadura passiva (diâmetro, espaçamento, raio de curvatura, comprimento, por exemplo), sendo também definido o formato de cada varão (*formcode*) com base numa listagem pré-definida de dobragens de ferros (*bøyeformer*) implementada no Tekla (ver Fig. 9). Na categoria W identificam-se os cabos de pré-esforço, as ancoragens e restantes componentes do sistema. Incluem-se também informações como a força e sequência de puxe ou os alongamentos resultantes.

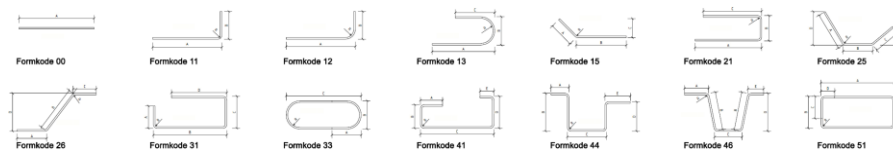


Figura 9. Exemplo de alguns formatos de dobragem de varões (*bøyeformer*).

Tendo em conta a variabilidade que pode existir no tipo e quantidade de informação a exigir, é do maior interesse que uma definição standardizada dos UDA ocorra nas fases iniciais de implementação da metodologia *model-based* num dado país (situação que se verifica neste momento em Portugal).

5. RESOLUÇÃO DE CONFLITOS (*CLASH CONTROL*)

A resolução da maioria dos conflitos durante a fase de projecto é uma das grandes vantagens da metodologia *model-based*, pois assim se evita ter de lidar com as consequências desses conflitos na fase de obra. O *clash control* é efectuado enquanto se desenvolve o projecto, tanto na interacção com outras especialidades como na interacção entre os vários elementos do modelo tridimensional de estruturas. Na fase de preparação da obra, aquando da selecção por parte do construtor dos equipamentos a empregar, por exemplo, este efectua também um *clash control*, podendo ser necessárias alterações nos modelos tridimensionais.

Os conflitos podem classificar-se mediante a sua severidade ou facilidade de resolução. Os *soft clashes* dizem respeito a situações de reduzida gravidade, em que a resolução em obra é evidente. Um bom exemplo é o caso de intersecções pontuais entre armaduras, ou entre estas e outros elementos, onde a resolução consiste num pequeno desvio local de alguns varões em obra. Neste tipo de conflitos não é fundamental que o modelo seja actualizado. Apresenta-se na Fig. 10 um exemplo de um *soft clash* no modelo da ponte Karl-Johan.

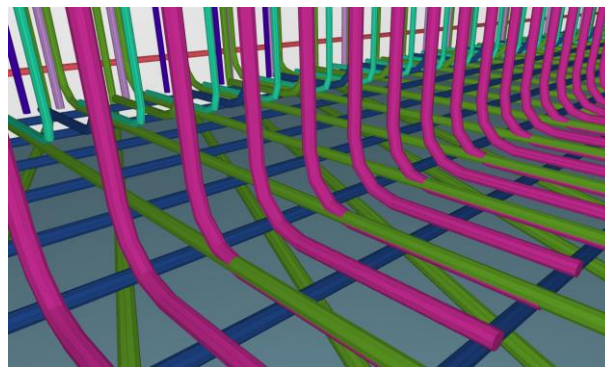


Figura 10. Ponte Karl-Johan – *Soft clash* nas armaduras inferiores das sapatas.

Os *hard clashes* dizem respeito a colisões graves entre elementos, de resolução imprescindível. Um exemplo deste tipo de conflito ocorreu durante a fase de obra da ponte Raunesteinsli. Foi identificada pelo construtor a necessidade de adaptar a armadura dos nichos das ancoragens de pré-esforço do tabuleiro, junto aos encontros, de modo a evitar o conflito da mesma com os macacos hidráulicos de puxe dos cabos, o que poderia impossibilitar ou dificultar a sua colocação e operação. Seguiram-se ensaios de diferentes disposições de armadura (inclusivamente com recurso a acopladores), acabando por se acordar em aumentar a largura dos nichos, com expedita actualização do modelo e implementação em obra (ver Figs. 11 e 12).

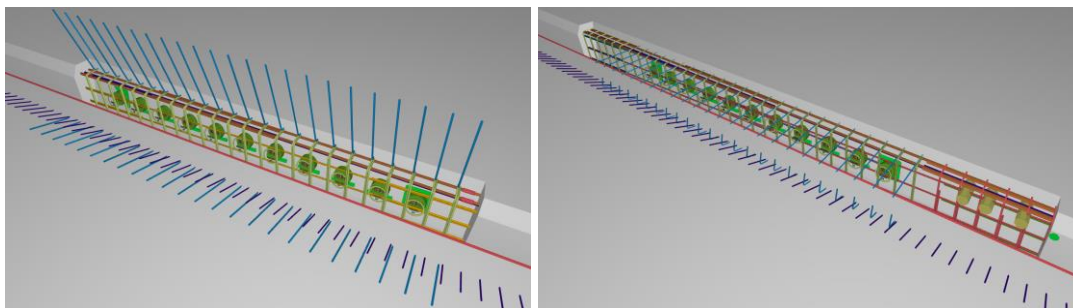


Figura 11. Ponte Raunesteinsli – Nichos das ancoragens de pré-esforço – antes e depois do alargamento.



Figura 12. Ponte Raunesteinsli – Nichos das ancoragens de pré-esforço – implementação em obra.

6. INTERACÇÃO COM A OBRA

Num projecto *model-based*, a interacção com a obra é totalmente dependente da qualidade da informação veiculada no modelo BIM. Como tal, durante a fase de obra, pode revelar-se necessário introduzir novos UDA no modelo, especificamente requisitados pelo empreiteiro para que a execução dos trabalhos se processe de uma forma mais célere e/ou eficaz. Um exemplo desta interacção com a obra ocorreu na ponte Raunesteinsli, em que o empreiteiro solicitou que as armaduras do tabuleiro fossem subdivididas em 3 parcelas, para facilitar a gestão das encomendas de aço que chegam à obra. Para o efeito, foi definido um novo UDA, atribuído especificamente às armaduras do tabuleiro, em que se distingue o parcelamento definido (ver Fig. 13).

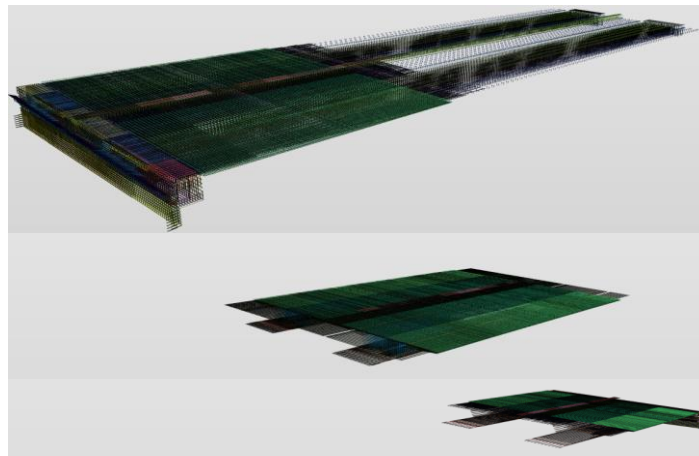


Figura 13. Ponte Raunesteinsli – Filtragem por parcelamento das armaduras do tabuleiro.

Na interacção com a obra, é frequentemente necessário recorrer à extracção de informação do modelo BIM. Essa extracção pode ser feita, por exemplo, pelo *Solibri*, recorrendo a ficheiros ITO (*Information Take Off*), que são gerados e customizados dentro desse *software* para se adequarem ao fim (*output*) pretendido. Um exemplo da utilização destes ITO é a extracção de quantidades de armaduras passivas (*bending list*) por fase de betonagem, que permite ao empreiteiro realizar de forma sequencial as encomendas de aço durante a execução da obra, à medida das suas necessidades. Para o efeito, devem ser definidos prefixos para a numeração dos varões no *Tekla*, sendo que a cada fase de betonagem é atribuído um prefixo alfanumérico. Neste mesmo âmbito, a interacção com o fornecedor de aço (por via do empreiteiro) revelou-se particularmente importante na fase de obra da ponte Raunesteinsli, em que foi imperial assegurar que todas as formas de varões (*formcode*) eram compatíveis com a maquinaria de dobragem de ferros do fornecedor subcontratado.

Relativamente ao sistema de pré-esforço do tabuleiro da ponte Raunesteinsli, perante a inexistência de desenhos definidores do traçado dos cabos (em planta e alçado), foi proposto pela equipa projectista ao empreiteiro que fossem modelados elementos acessórios que permitissem a identificação do

posicionamento exacto de cada cabo ao longo de todo o seu desenvolvimento, tanto em planta como em alçado. Estes elementos, bem patentes na Fig. 14, contêm informação nativa do *Tekla* quanto ao seu comprimento, o que permite, portanto, conhecer a distância relativa de cada cabo de pré-esforço a um determinado ponto de referência da secção transversal do tabuleiro. Recorrendo a um ficheiro ITO especialmente desenvolvido para estes elementos, é possível extrair do modelo uma listagem das coordenadas relativas de cada cabo ao longo do seu desenvolvimento, ficando assim totalmente definido o seu traçado.

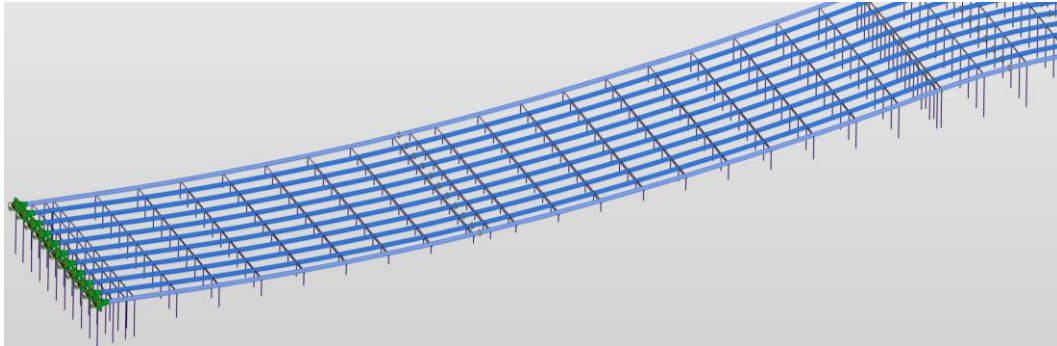


Figura 14. Ponte Raunesteinsli – Elementos de posicionamento (vertical e horizontal) dos cabos de pré-esforço.

7. CONTROLO DE QUALIDADE

O controlo de qualidade em projectos *model-based* pressupõe, à semelhança do referido sobre a modelação paramétrica, a utilização de métodos que permitam agilizar o processo, dada a grande quantidade de informação que é necessário verificar.

A verificação dos modelos tridimensionais das obras efectuou-se no *software Solibri*, recorrendo aos já mencionados ficheiros SMC que agregam os vários IFC de cada obra num único modelo federado. Foram criados filtros baseados na totalidade dos atributos, por forma a poder visualizar e verificar os elementos por grupos (ver Fig. 15), facilitando a identificação de erros. A verificação incidiu, numa primeira fase, na geometria e pormenorização de armaduras e, numa segunda fase, nos atributos (UDA).

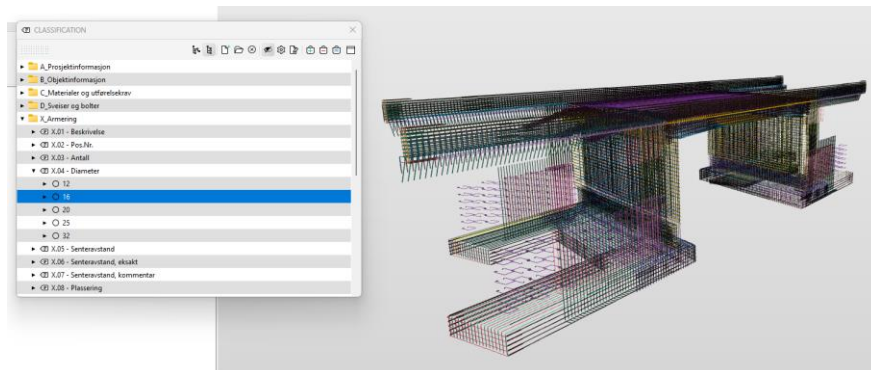


Figura 15. Ponte Karl-Johan – Filtragem de armadura passiva por diâmetro (Solibri).

De modo a registar as situações (*issues*) a corrigir e transmiti-las eficientemente ao modelador, foram gerados relatórios dentro do *Solibri*, materializados em ficheiros BCF, onde é possível associar imagens/slides para cada ocorrência. Nestes, cada situação está conectada a uma visualização dos elementos em causa, no próprio ficheiro SMC (sendo feito um *zoom* do local específico em análise), tornando mais clara a sua identificação. Estes relatórios são analisados pelo modelador, que actualiza o modelo tridimensional e comenta/fecha as *issues*, reemitindo novos IFC para verificação, até que os modelos estejam finalizados. Na Fig. 16 pode observar-se um exemplo da listagem de *issues* numa das fases finais do projecto da ponte Karl-Johan.

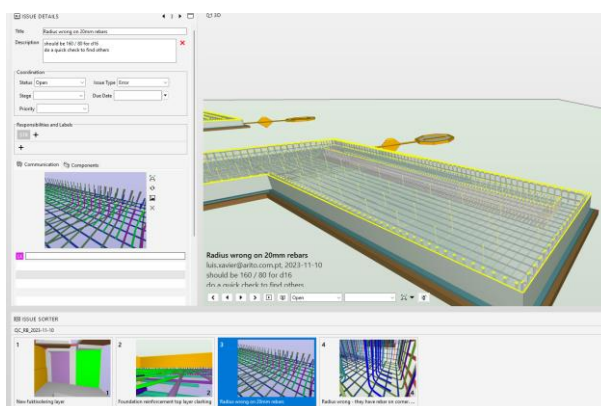


Figura 16. Ponte Karl-Johan – Listagem de *issues* (Solibri).

O controlo de quantidades, recorrendo a ficheiros ITO do *Solibri*, utilizou-se amplamente em ambas as obras, por forma a validar, por exemplo, o volume de betão dos vários elementos estruturais, assim como o peso de armaduras passivas / activas, ao longo das várias iterações da modelação. Este controlo habilita, entre outros, uma célere identificação de variações (in)esperadas de volumes/pesos/quantidades após a implementação de alterações no modelo BIM e a identificação de uma não prevista e indesejada supressão de elementos.

CONCLUSÕES

A metodologia *model-based* aplicada ao projecto e à construção de obras de arte, assente em modelos BIM, revela-se mais morosa e onerosa na fase de projecto, por comparação com a metodologia tradicional (CAD). Porém, as vantagens em termos de coordenação de especialidades, detecção precoce de erros, interacção com a obra e facilidade nas alterações ao projecto, até mesmo na fase de obra, superam largamente o esforço acrescido necessário durante a fase de projecto.

A possibilidade de ensaiar diversas soluções com relativa facilidade, especialmente se se recorrer a modelações paramétricas, confere ao projectista a capacidade de escolher com maior certeza a solução mais adequada para cada situação, dado que lhe será possível detectar conflitos antecipadamente (tal como, por exemplo, *clashes* entre armaduras e equipamentos) e adaptar as soluções em conformidade.

Em particular no que concerne à modelação de armaduras de betão armado, a metodologia *model-based* aplicada à construção implica, desde logo, a necessidade de levar a cabo uma preparação de obra no próprio modelo BIM, aumentando naturalmente a responsabilidade da equipa projectista. Para o efeito, revela-se como bastante vantajosa uma estreita colaboração entre projectista, dono de obra, empreiteiro e fornecedor de aço ou outros, logo desde a fase inicial dos estudos. O resultado é um modelo que habilita a encomenda e a colocação de armaduras passivas sem necessidade de desenhos.

Com vista ao desenvolvimento futuro de projectos *model-based* em Portugal, elencam-se algumas sugestões:

- Capacitar projectistas, empreiteiros e Donos de Obra portugueses com ‘*know-how*’ técnico na utilização de ferramentas BIM, para que a metodologia *model-based* possa proliferar em Portugal nas obras de arte;
- Implementar, a nível nacional, uma base comum para os modelos e para a informação (UDA) a aplicar transversalmente a todos os futuros projectos BIM de obras de arte, com o contributo dos principais *stakeholders* (projectistas, Donos de Obra, empreiteiros, fornecedores e comunidade científica e académica) para a definição de um *standard* universal;
- Evoluir no sentido de evitar a extracção exaustiva de desenhos 2D a partir dos modelos BIM. Esta tarefa tem sido solicitada com frequência em projectos desenvolvidos para Portugal, implicando um esforço e um consumo de tempo significativos para a equipa de projecto, que

podem ser dispensados caso toda a cadeia de produção esteja capacitada para extrair a informação do modelo BIM (à semelhança do que se verifica na Noruega).

- Criar sinergias entre modelos BIM e modelos de cálculo/análise estrutural, por exemplo por intermédio de algoritmos de modelação paramétrica com duplo *output*.

AGRADECIMENTOS

Os autores do presente artigo gostariam de agradecer à empresa projectista Sweco Norway a excelente colaboração estabelecida nestes projectos que, sem dúvida, permitiu um notável intercâmbio de experiências e valências entre as duas empresas. Em particular, com evidente resultado positivo no elevado nível de maturidade de BIM desenvolvido nestas obras e no sucesso alcançado não só na elaboração dos projectos como também, no caso da ponte Raunesteinsli já em fase de conclusão dos trabalhos, na execução da obra.

Estes agradecimentos estendem-se também à construtora Implenia Norway com quem a comunicação e o refinamento dos modelos BIM foi feita em estreita colaboração, com benefícios claros no planeamento e na execução da obra, assim como na melhoria desta inovadora metodologia usada.

REFERÊNCIAS

- [1] Ulvestad, Ø., Vieira, T. (2019). *Drawingless design. From design to construction. BIM Trends and Innovation* ISEP, Porto.
- [2] Ulvestad, Ø., Vieira, T. (2021). Randselvabru. “*The death of drawings*”. BIM Summit INFRA, Estonia.
- [3] Vieira, T., Ulvestad, Ø., Cabral, P., Geicke, A. (2021). *Randselva bridge, Norway. Designing and Building solely based on BIM-models*. fib Symposium 2021, Lisbon.
- [4] Vieira, T., Ulvestad, Ø., Cabral, P., Wojslaw, K. (2021). *Randselva bridge and Drawingless projects. Planning and building bridges solely based on BIM models*. Reabilitar & Betão Estrutural 2020, Lisbon.
- [5] Engenharia SA, Armando Rito, Norge AS, SWECO. *Detailed design of Raunesteinsli bridge*, E39 Lyngdal øst - Lyngdal vest (2023).
- [6] Engenharia SA, Armando Rito, Norge AS, SWECO. *Detailed design of Karl Johan bridge*, SÅ-4 Stange - Åkersvika (2023).

Avaliação experimental do comportamento cíclico de ligações de continuidade em pontes pré-fabricadas

L. Corrêa¹

R. Valente²

C. Sousa³

M. Pimentel⁴

RESUMO

A comunicação refere-se à realização de ensaios cíclicos em dois modelos à escala reduzida de ligações de continuidade entre vigas pré-fabricadas de pontes ferroviárias, de forma a compreender o comportamento de diferentes soluções para a ligação, sob esse tipo de carregamento. O primeiro modelo é composto por vigas pré-fabricadas e pré-tensionadas em betão convencional, sendo a ligação de continuidade em betão armado, sem pré-esforço de continuidade. O segundo modelo é composto por vigas pré-fabricadas e pré-tensionadas em betão de elevado desempenho reforçado com fibras de aço (HPFRC), sendo a ligação de continuidade materializada com um compósito cimentício de ultraelevado desempenho reforçado com fibras de aço (UHPFRC) e armadura ordinária.

A taxa de armadura na laje dos modelos é similar à dimensionada para um caso de estudo de uma ponte ferroviária contínua, com vãos interiores de 35 m, sujeita a tráfego pesado e de alta velocidade, e os carregamentos aplicados nos ensaios também foram determinados de forma a provocarem níveis de tensão nas armaduras próximos aos do caso de estudo. Os ensaios consistem na aplicação de 200 000 ciclos de carregamento, aumentando o nível e a amplitude da carga após os primeiros 100 000 ciclos. Em trabalhos futuros, ao fim dos ensaios cíclicos, as vigas serão levadas à rotura.

Este estudo tem como objetivo compreender a degradação da rigidez e o aumento da deformação e fissuração ao longo do tempo, assim como o impacto do carregamento cíclico e o efeito das fibras na resistência à flexão em estado limite último, pelo que os dois modelos foram dimensionados para terem uma resistência à flexão semelhante.

Palavras-chave: Ensaios de fadiga; Pontes ferroviárias; Betão pré-fabricado; Betão reforçado com fibras; Betão de elevado desempenho

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho tem como caso de estudo tabuleiros contínuos de pontes ferroviárias com via dupla e de alta velocidade, com vigas pré-fabricadas e pré-tensionadas, com secção transversal tipo “I”, e com vãos interiores de até 35 m. É avaliada a viabilidade das vigas serem moldadas com HPFRC no lugar do betão convencional, aligeirando a secção transversal e reduzindo a quantidade de armaduras ordinárias. São analisadas duas soluções para a ligação de continuidade entre tramos, ambas sem pré-esforço para resistir a momentos fletores negativos. Uma consiste numa solução convencional em betão armado.

¹ CONSTRUCT-LABEST, FEUP, Porto, Portugal. up201800082@edu.fe.up.pt

² CONSTRUCT-LABEST, FEUP, Porto, Portugal. up201206018@edu.fe.up.pt

³ CONSTRUCT-LABEST, FEUP, Porto, Portugal. cfsousa@fe.up.pt

⁴ CONSTRUCT-LABEST, FEUP, Porto, Portugal. mjsp@reit.up.pt

Outra utiliza UHPFRC e armadura ordinária. Estes tabuleiros já foram estudados e dimensionados em trabalhos anteriores no âmbito do Projeto iPBRAIL – Innovative Precast Bridges for RAILways [1-3].

Sendo assim, foram ensaiados dois modelos à escala reduzida, o primeiro (V1) com vigas e ligação de continuidade em betão convencional, e o segundo (V2) com vigas em HPFRC e ligação de continuidade em UHPFRC.

Estes novos materiais apresentam alta resistência à compressão e melhorias no seu comportamento à tração, quando comparados ao betão convencional, devido à inclusão de fibras de aço em uma matriz cimentícia densa. Isto resulta em elementos estruturais mais leves, facilitando o transporte e a montagem dos elementos pré-fabricados, proporciona uma redução na quantidade de armadura necessária em áreas críticas e maior durabilidade, exigindo menos manutenção durante a vida útil da estrutura.

O HPFRC apresenta um alto potencial para o desenvolvimento de novos produtos, como vigas pré-fabricadas, adequados para um processo de construção industrializado. E o UHPFRC apresenta um alto potencial para o desenvolvimento de novas soluções para a ligação de continuidade *in-situ* entre elementos pré-fabricados, permitindo a criação de soluções que combinem simplicidade de execução e durabilidade.

Com este trabalho, pretende-se compreender o comportamento destes novos materiais sob carregamento cíclico, nomeadamente o aumento da rigidez e o melhor controlo da fissuração proporcionados pela utilização de UHPFRC, localizadamente, na zona de ligação, em tabuleiros de pontes de médio vão. Pretende-se então avaliar esse comportamento sob atuação de carregamento cíclico, e quando a estrutura é carregada até à rotura.

A Fig. 1 apresenta a vista longitudinal de um dos tabuleiros ferroviários do caso de estudo, com vãos interiores de 35 m e ligação de continuidade em UHPFRC, com destaque para a zona de ligação da estrutura, zona alvo dos ensaios de fadiga realizados.

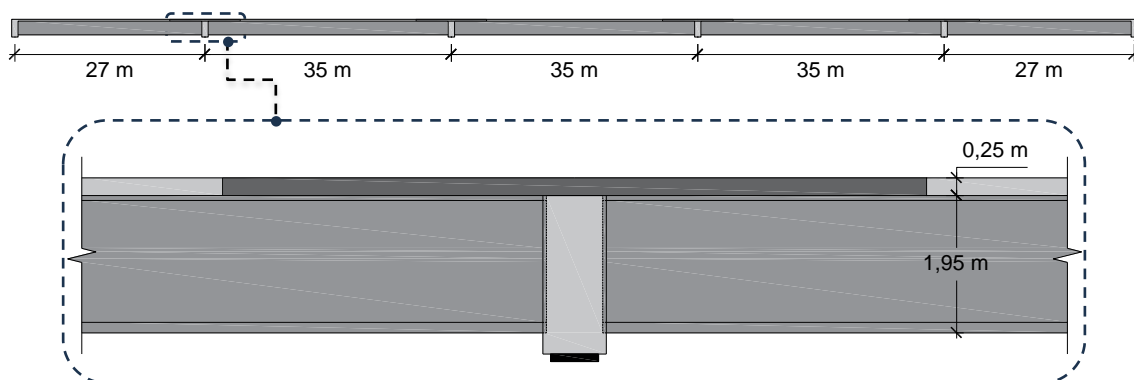


Figura 1. Vista longitudinal da estrutura à escala real e da zona de ligação de continuidade.

2. MODELOS E SETUP PARA OS ENSAIOS LABORATORIAIS

Os modelos ensaiados (V1 e V2) podem ser observados nas Figs. 2 e 3. Cada modelo é constituído por dois segmentos de viga pré-fabricada. A ligação de continuidade entre eles é feita através da betonagem da laje e de um segmento de uma viga transversal (carlinga) que, no modelo ensaiado, tem uma largura de 34 cm. Cada viga pré-fabricada é embebida na carlinga num comprimento de 2 cm apenas, para dessa forma não interferir com a colocação das armaduras na carlinga. Nos topos das vigas pré-fabricadas, as únicas armaduras salientes são armaduras de pré-esforço por pré-tensão existentes no banzo inferior, que apresentam um comprimento saliente de 25 cm, e são retas. Apenas metade das armaduras de pré-esforço existentes no banzo inferior de cada viga são salientes nos topos, e as armaduras que saem de uma viga estão desfasadas em relação aquelas que saem da outra, para dessa forma não haver conflitos durante a montagem.

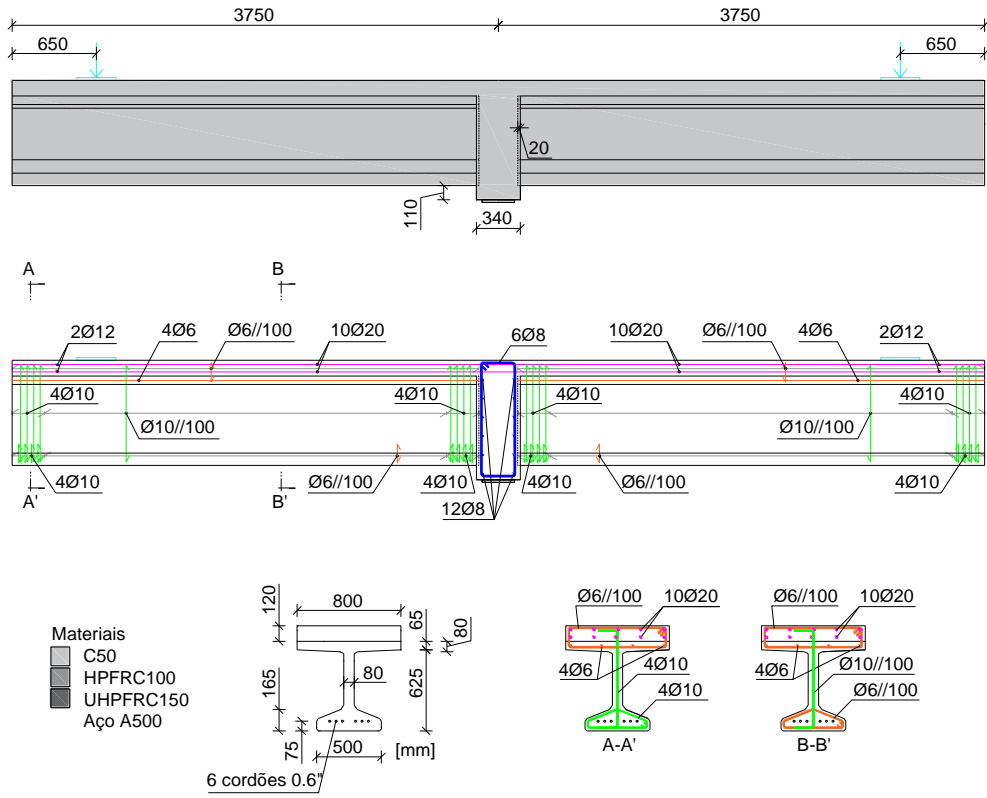


Figura 2. Modelo V1 – Vigas e laje em betão convencional C50.

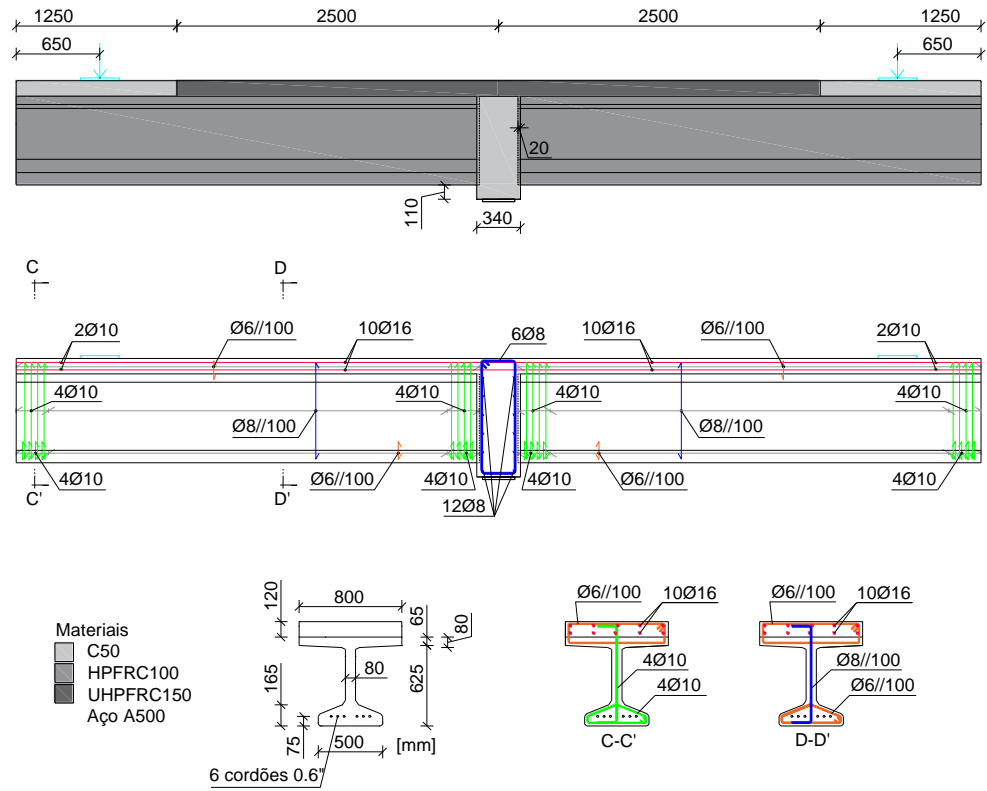


Figura 3. Modelo V2 – Vigas em HPFRC e laje em UHPFRC.

No modelo V1, a carlinga é betonada em simultâneo com a laje, com betão convencional. No modelo V2, há uma primeira betonagem em betão convencional, que abrange a carlinga e um segmento de laje mais distanciado da ligação de continuidade. Numa segunda fase, é feita a betonagem da laje, num troço com um comprimento de 5 m, centrado com a ligação.

Os modelos V1 e V2 foram dimensionados para que tenham resistência à flexão semelhante, e com taxas de armadura na laje similares às dimensionadas para o tabuleiro à escala real. Para além disso, foram utilizadas armaduras para resistir ao esforço transversal, corte na ligação da alma aos banzos e esforço longitudinal nas juntas de betonagem entre betões de diferentes idades, de forma a garantir que a rotura ocorre por flexão.

O sistema de carregamento e apoios utilizado nos ensaios está apresentado na Fig. 4. Como se pretende aplicar momentos fletores negativos na ligação, é utilizado um atuador que exerce força descendente junto a uma extremidade do modelo (do lado esquerdo, na figura). Na extremidade oposta, existe um sistema de ancoragem, que exercerá uma força descendente sobre o modelo idêntica à aplicada pelo atuador. O atuador é fixado, por intermédio de um pórtico metálico, à laje de reação, do laboratório, que equilibra as forças transmitidas ao modelo nas suas extremidades e a reação vertical na zona da carlinga.

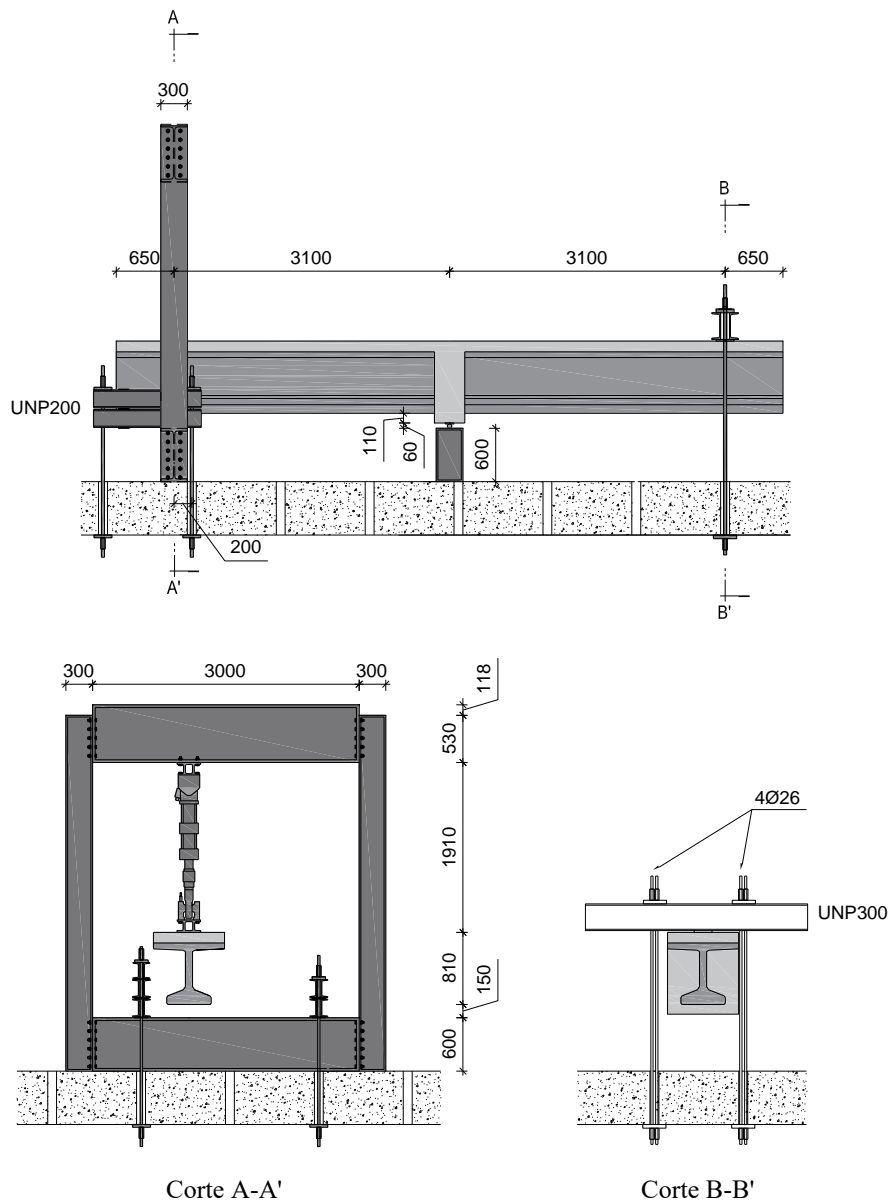


Figura 4. Setup dos ensaios (dimensões em mm).

Para monitorizar as deformações foram utilizados 14 transdutores de deslocamento do tipo LVDT, nas posições indicadas na Fig. 5. Os transdutores 1 e 14 são suportados por uma barra auxiliar em alumínio, encastrada na carlinga, medindo desta forma o deslocamento vertical nas secções transversais onde são aplicadas as forças. Os restantes transdutores medem a variação de comprimento (chamemos-lhe alongamento), ao longo de um comprimento de 500 mm. Oito deles monitorizam as deformações na laje, e os restantes 4 medem as deformações ao nível do banzo inferior de uma das vigas. Os resultados medidos por estes transdutores 2 a 13 podem ser usados para determinar a deformação média ao longo de cada um dos segmentos com 500 mm de comprimento.

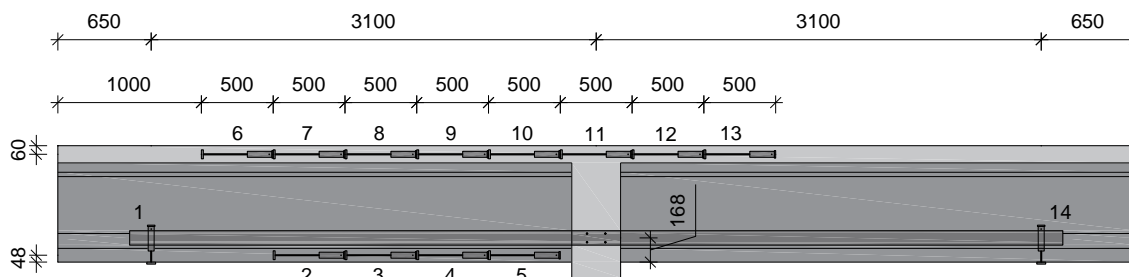


Figura 5. Transdutores de deslocamento usados nos ensaios (dimensões em mm).

3. JUSTIFICAÇÃO DO CARREGAMENTO CÍCLICO APLICADO

São aplicados dois níveis de carregamentos cíclicos. No primeiro carregamento cíclico, a carga aplicada varia sinusoidalmente, em ciclos de amplitude constante, entre um valor mínimo de 91 kN e um máximo de 139 kN. Foram aplicados 100 000 ciclos com estas características. Esta carga máxima aplicada no modelo foi definida de forma que gerasse, na armadura do modelo V1 (na secção de momento fletor máximo) a mesma tensão que foi calculada para a ponte do caso de estudo à escala real em combinação característica de ações. A amplitude de carga foi determinada também de forma a gerar no modelo uma amplitude de tensão na armadura (na mesma secção) igual à induzida na ponte pelo carregamento ferroviário em combinação frequente de ações. O critério que condicionou o dimensionamento da armadura na ponte foi a limitação da abertura de fendas a 0,30 mm em combinação frequente de ações.

Para determinar o segundo carregamento cíclico, os valores mínimo e máximo em cada ciclo foram determinados de forma a produzir tensões na armadura do modelo V1 iguais aquelas que ocorreriam no tabuleiro à escala real, em combinação característica de ações, caso a armadura tivesse sido dimensionada atendendo apenas à condição de resistência à flexão em estado limite último (ELU). Geraram-se desta forma níveis de tensão na armadura mais elevados, e maiores cargas aplicadas no modelo, variando então de 117 a 187 kN. Foram também aplicados 100 000 ciclos com estas características.

Uma vez que o modelo V2 foi dimensionado para ter uma resistência à flexão em ELU semelhante à do modelo V1, foram aplicados em ambos os modelos carregamentos cíclicos com as mesmas características.

Após a aplicação dos carregamentos cíclicos nos modelos, ambos serão levados à rotura, de forma a verificar a resistência à flexão dos modelos ensaiados.

4. RESULTADOS

As Figs. 6 e 7 apresentam o padrão de fissuração observado nos modelos V1 e V2, respetivamente. Apresentam-se as fissuras que surgiram após um carregamento inicial monotonicamente crescente de 100 kN (em verde), após os 100 primeiros ciclos com forças de 91 a 139 kN (em azul), após serem atingidos os 100 000 ciclos com essa amplitude (em amarelo), e após serem aplicados os primeiros ciclos

de carregamento com a amplitude mais alta (força a variar entre 117 e 187 kN). Depois, até ao final dos 100 000 ciclos de carregamento mais alto, não se observou a ocorrência de novas fissuras, e por esse motivo esse é o padrão de fissuração registado no final do carregamento cíclico (2×10^5 ciclos). Conclui-se que, no modelo V1, com ligação de continuidade em betão convencional e armaduras ordinárias, há um aumento notável da fissuração à medida que o carregamento aumenta, e quando foram aplicados os primeiros 10^5 ciclos. Neste modelo, na laje, há um número muito elevado de fissuras, que a atravessam, e com um reduzido espaçamento entre si. Pelo contrário, no modelo V2, com a laje em UHPFRC na zona da ligação, a fissuração é insípiente, não se observando qualquer fissura a atravessar completamente a laje. Observaram-se novas fissuras quando o carregamento foi aumentado, mas a repetição dos ciclos 100 000 vezes não produziu novas fissuras perceptíveis. As fissuras na laje são visíveis apenas muito próximo da carlinga, e nas regiões onde a laje foi realizada com betão convencional apenas.

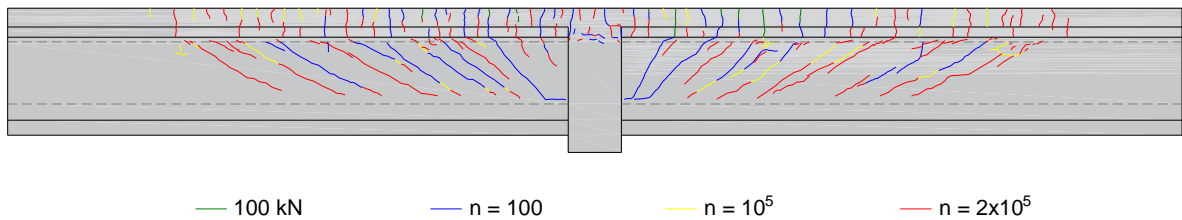


Figura 6. Padrão de fissuração do modelo V1.

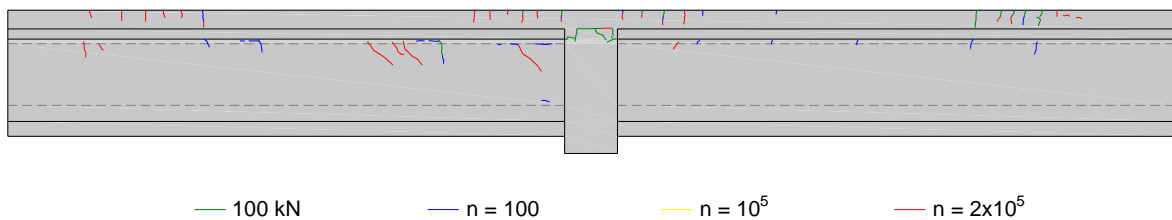


Figura 7. Padrão de fissuração do modelo V2.

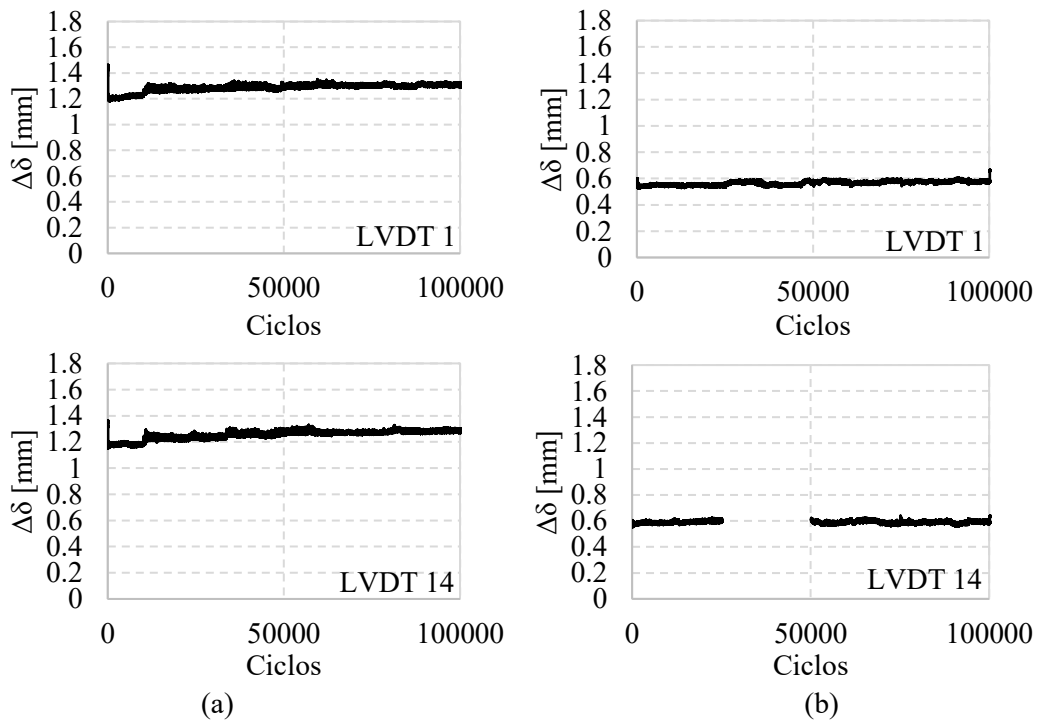


Figura 8. Amplitude de deslocamento vertical medido nos LVDT 1 e 14, ao longo dos primeiros 100 000 ciclos: (a) V1; (b) V2.

A Fig. 8 mostra como variou a amplitude do deslocamento vertical, em cada um dos modelos (V1 à esquerda, V2 à direita), ao longo dos primeiros 100 000 ciclos. A amplitude $\Delta\delta$ apresentada corresponde à diferença entre o valor máximo e o valor mínimo medido em cada ciclo. E a Fig. 9 apresenta a amplitude medida pelo LVDT no banzo inferior que se encontra mais próximo da ligação de continuidade, e nos três LVDT nas posições centrais da laje, também para os modelos V1 e V2.

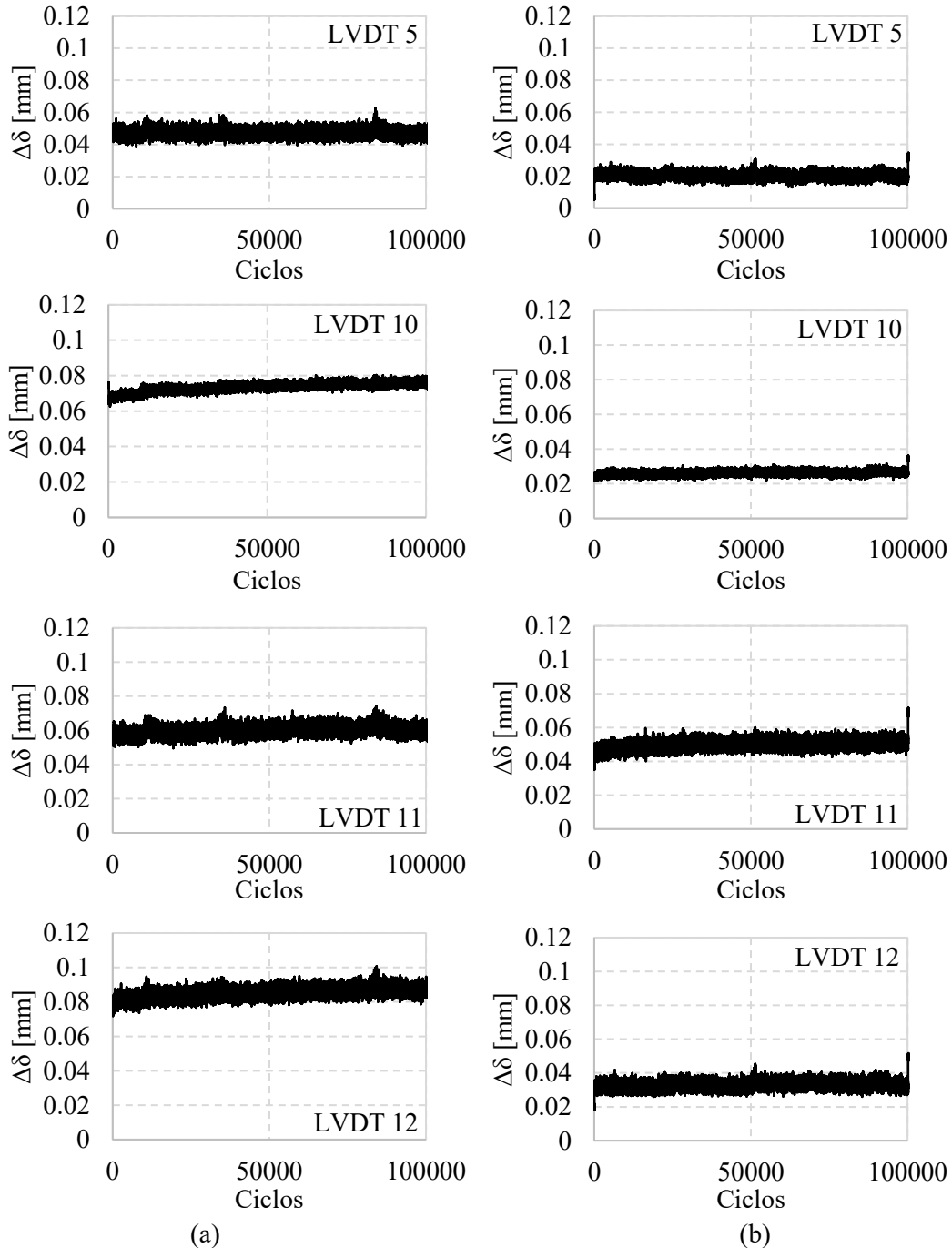


Figura 9. Amplitude da deformação medida nos LVDT 5, 10, 11 e 12, respetivamente, ao longo dos primeiros 100 000 ciclos do modelo: (a) V1; (b) V2.

Observa-se, na Fig. 9, um ligeiro aumento da amplitude de deslocamento ao longo dos 100 000 ciclos, por existir alguma degradação da rigidez da estrutura causada pela repetição dos ciclos. O aspeto principal a destacar é a diferença entre o comportamento das duas soluções estudadas. A amplitude de deslocamento vertical no modelo com ligação em UHPFRC (Fig. 8b) é menos de metade da amplitude

medida no modelo com ligação convencional (Fig. 8a). As amplitudes medidas pelos transdutores que registam a deformação dos banzos no modelo V2 são também, em geral, menos de metade das registadas no modelo V1. A exceção é o LVDT 11, que monitoriza a zona central da laje, onde o modelo V2 apresenta uma amplitude de deformação pouco inferior à medida no modelo V1. Isto deveu-se à concentração da fissuração, no modelo V2, na zona de extremidade dos segmentos de viga pré-fabricada que se unem à carlinga.

Foram realizados inicialmente 100 ciclos a uma frequência de 0,05 Hz, seguidos de 99 800 ciclos a uma frequência de 1 Hz, e mais 100 ciclos com frequência de 0,05 Hz, todos com forças a variar de 91 a 139 kN. Recorreu-se aos ciclos com uma menor frequência para neles caracterizar com mais detalhe as deformações. Nas Figuras 10 e 11 são apresentados os gráficos do alongamento máximo e mínimo medido pelos LVDT 6 a 13, no início e no fim de cada um dos grupos de 100 ciclos. Os resultados apresentados nessas figuras, para cada um dos transdutores, são o alongamento máximo e mínimo registado durante o ciclo. Antes da aplicação de cada um desses grupos de 100 ciclos, foi feita a descarga completa da força aplicada à estrutura, e foi realizada a zeragem dos valores medidos pelos LVDT (apresentados nas Figs. 10 a 13). Portanto, os resultados apresentados nestas figuras não incluem as deformações residuais que existiam antes de voltar a carregar a viga. Observa-se que o alongamento máximo medido nos primeiros 100 ciclos no modelo V1 foi de aproximadamente 0,33 mm e no modelo V2 foi de menos da metade, com um valor máximo de aproximadamente 0,14 mm. Nos últimos 100 ciclos o alongamento máximo medido no modelo V2 também foi praticamente metade do modelo V1, com valores máximos de aproximadamente 0,14 e 0,28 mm, respetivamente.

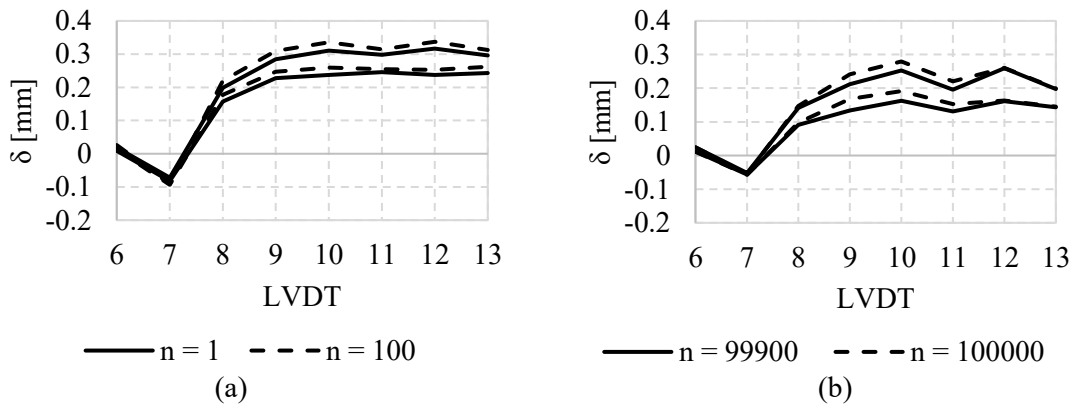


Figura 10. Limites inferior e superior do alongamento medido por cada um dos LVDT 6 a 13, no modelo V1, em ciclos com força a variar entre 91 e 139 kN: (a) primeiros 100 ciclos com esta amplitude; (b) últimos 100 ciclos com esta amplitude.

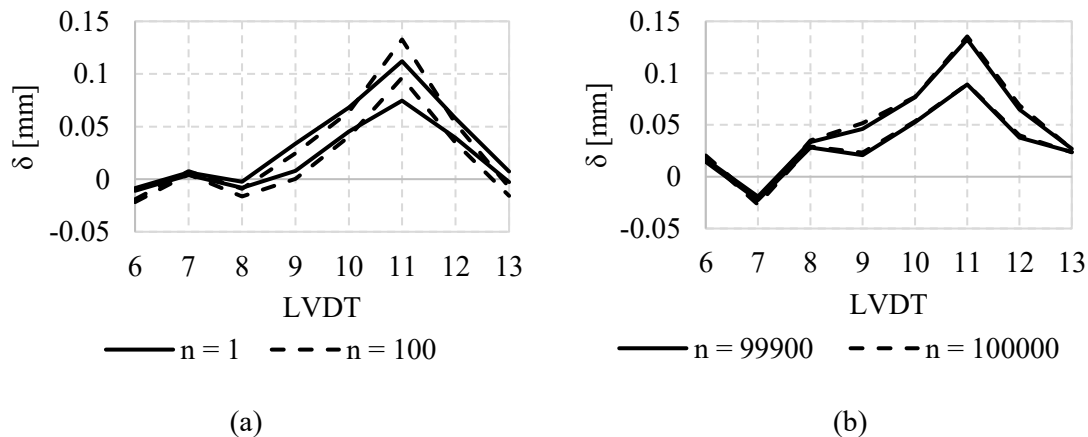


Figura 11. Limites inferior e superior do alongamento medido por cada um dos LVDT 6 a 13, no modelo V2, em ciclos com força a variar entre 91 e 139 kN: (a) primeiros 100 ciclos com esta amplitude; (b) últimos 100 ciclos com esta amplitude.

Além disso, comparando os resultados nos modelos V1 e V2, observa-se que, na ligação com HPFRC, as deformações decrescem muito rapidamente com a distância ao eixo do apoio, enquanto na ligação em betão convencional o alongamento registado pelos LVDT 9 a 13 é praticamente igual. Recorde-se que estes transdutores monitorizam o comportamento da laje ao longo de um comprimento de 2,50 m, que é mais do triplo da altura útil da secção transversal da viga.

Posteriormente, foram realizados novos ensaios, com os mesmos números de ciclos, as mesmas frequências de carregamento, só que com forças a variar de 117 a 187 kN. Os gráficos do alongamento máximo e mínimo medido pelos LVDT 6 a 13, no início e no fim de cada um dos 100 ciclos, podem ser observados nas Figuras 12 e 13. Nos últimos 100 ciclos, o alongamento máximo obtido no modelo V1 foi de 0,38 mm, enquanto no modelo V2 foi de 0,28 mm. Também nestes ciclos é notória a diferença de comportamento entre os modelos V1 e V2 no que se refere à rápida redução de deformações, na ligação com HPFRC, com a distância à carlinga de continuidade entre tramos.

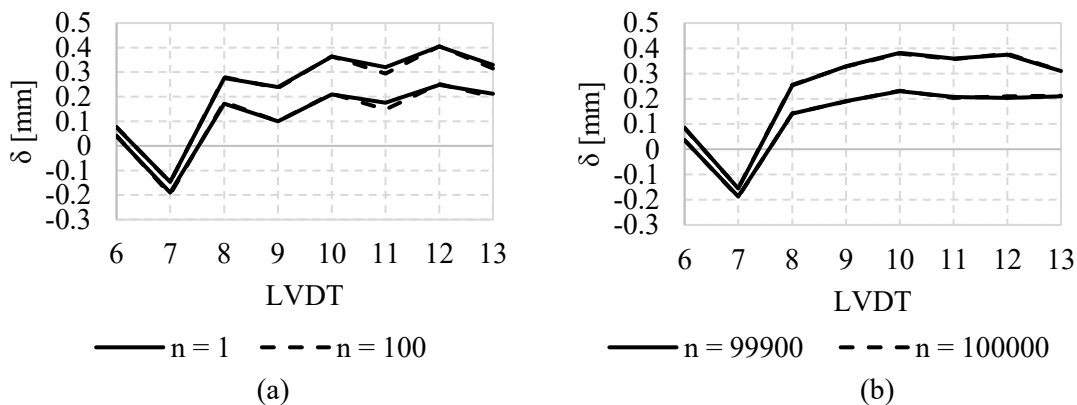


Figura 12. Limites inferior e superior do alongamento medido por cada um dos LVDT 6 a 13, no modelo V1, em ciclos com força a variar entre 117 e 187 kN: (a) primeiros 100 ciclos com esta amplitude; (b) últimos 100 ciclos com esta amplitude.

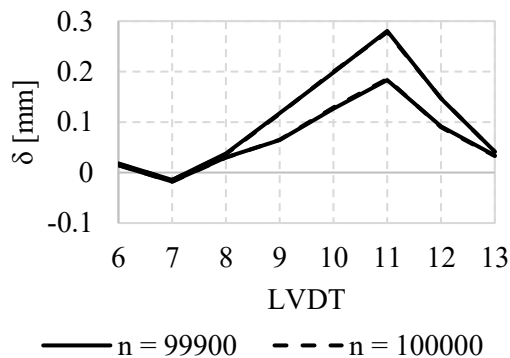


Figura 13. Limites inferior e superior do alongamento medido por cada um dos LVDT 6 a 13, no modelo V2, em ciclos com força a variar entre 117 e 187 kN: (a) primeiros 100 ciclos com esta amplitude; (b) últimos 100 ciclos com esta amplitude.

CONCLUSÕES

Neste artigo são apresentados os resultados de ensaios laboratoriais, cíclicos, em modelos à escala reduzida, de vigas contínuas pré-fabricadas de tabuleiros ferroviários de alta velocidade. É possível verificar a degradação da rigidez da estrutura, através do aumento da amplitude dos deslocamentos sob o mesmo nível de carregamento, que é mais pronunciada no modelo V1 (ligação não pré-esforçada, em betão convencional). Para além disso, quantificou-se a variação da amplitude dos deslocamentos entre os dois modelos ensaiados. O modelo em betão convencional apresentou praticamente o dobro da

amplitude de deslocamento vertical comparativamente ao modelo com ligação em UHPFRC (V2). No modelo V1, esta amplitude varia de aproximadamente 1,2 a 1,4 mm nos LVDT 1 e 14, enquanto no modelo V2 a amplitude fica próximo de 0,6 mm. As amplitudes dos alongamentos medidos na laje, no modelo V1, também são praticamente o dobro das medidas no modelo V2.

Em relação aos alongamentos medidos nos LVDT da laje, antes e após o carregamento cíclico mais baixo, também foi possível observar no modelo V1 valores máximos de praticamente o dobro do modelo V2. Essa diferença entre o modelo V1 e o modelo V2 reduziu quando foram comparados os alongamentos medidos antes e após o carregamento cíclico mais alto, com valores máximos de 0,38 e 0,28 para o modelo V1 e V2, respetivamente.

Foi possível caracterizar as diferenças entre o padrão de fissuração na ligação convencional e na ligação que recorre a HPFRC, assim como a rápida redução da deformação medida na laje, na ligação com HPFRC, à medida que aumenta a distância à carlinga.

Os resultados experimentais obtidos constituem uma base de dados relevante para a calibração de modelos de cálculo do comportamento em serviço de ligações de continuidade entre vigas pré-fabricadas.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

O trabalho foi realizado no âmbito do projeto iPBRail - Innovative Precast Bridges for RAILways, com referência POCI-01-0247-FEDER-039894, cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (COMPETE 2020) e do Programa Operacional Regional de Lisboa (LISBOA 2020), ao abrigo do Portugal 2020.

O apoio financeiro da Fundação Portuguesa para a Ciência e a Tecnologia, I.P. (FCT) e do Fundo Social Europeu (FSE), através das bolsas de doutoramento 2023.03238.BD e PD/BD/143147/2019, atribuídas aos primeiros autores, também é agradecido.

REFERÊNCIAS

- [1] Corrêa, L.; Sousa, C.; Pimentel, M.; Valente, R.; Pinto, J.R. (2022). Estudo de viabilidade de solução de continuidade para pontes ferroviárias pré-fabricadas com vãos até 30 m. *Atas das 6as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, Encontro Nacional de Betão Estrutural 2022 – 12º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. LNEC, Lisboa.
- [2] Corrêa, L.; Sousa, C.; Pimentel, M.; Valente, R.; Pinto, J.R. (2022). Estudo de viabilidade de utilização de HPFRC em vigas pré-fabricadas para pontes ferroviárias com vãos até 30m. *Atas das 6as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, Encontro Nacional de Betão Estrutural 2022 – 12º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. LNEC, Lisboa.
- [3] Valente, R.; Pimentel, M.; Sousa, C.; Pinto, J.R. (2023). Precast Bridge Deck for Railway Using HPFRC and UHPFRC. In: Ilki, A., Çavunt, D., Çavunt, Y.S. (eds) *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient*. fib Symposium 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 350. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-32511-3_180

Edifícios Multipiso - Pensar Pré-fabricado

R. Carriço ¹

P. Carreira ²

A. Monteiro ³

RESUMO

A pré-fabricação em betão tem todo o potencial para entrar no setor da habitação como uma resposta à atual escassez de novas habitações no mercado, bem como à falta de mão-de-obra qualificada no setor da construção, problemas estes patentes nos quotidianos português e europeu.

A adoção de soluções pré-fabricadas traduz-se numa maior rapidez de execução dos trabalhos, numa melhor qualidade do produto final e numa construção mais sustentável quando comparado com as soluções tradicionais betonadas *in situ*.

Importa, contudo, realçar que para se conseguir tirar proveito das inúmeras vantagens das soluções pré-fabricadas é fundamental pensar pré-fabricado desde a estaca zero. Este pensamento implica mudanças de mentalidade, processos e cultura por parte dos promotores, projetistas, arquitetos e construtoras. É fundamental fomentar esta cultura para industrializar o setor da construção

Este artigo pretende demonstrar os princípios adotados para a conceção estrutural e pormenorização de três blocos de edifícios de habitação, com 10 a 12 pisos acima do nível de embasamento e 3 pisos enterrados destinados a cave comum, constituídos maioritariamente por estrutura pré-fabricada em betão, partilhando os benefícios observados, os desafios que foram surgindo e as lições aprendidas no decurso e após a conclusão da obra, pioneira no contexto da construção nacional.

Palavras-chave: Pré-fabricação; Construção Industrializada; Edifícios de Habitação; Betão Armado.

1. INTRODUÇÃO

A pré-fabricação não é nova ao setor da construção em Portugal, atualmente esta metodologia já é usada em grande parte dos edifícios industriais. No entanto o mesmo não se verifica no setor da habitação, onde ainda se continua a adotar soluções ditas *tradicionais*, betonadas *in situ*, para a execução de edifícios em altura [1].

Esta opção deve-se sobretudo a fatores económicos e ao menor grau de conhecimento de outras tecnologias construtivas, pese embora que nos anos mais recentes seja frequente assistir a diversas tentativas de converter soluções *in situ* em soluções pré-fabricadas. Embora não seja impossível esta adaptação, é necessário seguir uma série de princípios para que uma solução pré-fabricada possa maximizar os benefícios desta metodologia e se torne preferencial comparativamente a uma solução *in situ*.

¹ A400, Porto, Portugal, ricardo.carrico@a400.pt

² A400, Porto, Portugal, patricia.carreira@a400.pt

³ A400, Porto, Portugal, amonteiro@a400.pt

Neste leque de princípios que uma solução pré-fabricada exige, passa-se a enumerar alguns dos mais importantes:

- Repetição de elementos (evitar singularidades);
- Regularidade em planta e em altura;
- Verticalidade dos pilares da fundação à cobertura;
- Acautelar juntas entre elementos para folgas e tolerâncias;
- Privilegiar soluções arquitetónicas com estrutura ocultada por revestimentos;
- Planeamento dos meios de elevação;
- Coordenação cuidada entre os prazos de fabrico e de montagem em obra;
- Assumir uma altura de degrau de escada constante em todos os pisos do edifício.

Estes princípios, sendo considerados desde as fases preliminares do projeto, podem ser conciliados com os interesses de todos os intervenientes, alcançando-se assim soluções pré-fabricadas otimizadas, tirando-se partido dos seus principais benefícios:

- Maior rapidez de execução;
- Redução da mão-de-obra necessária;
- Redução de cofragens e escoramentos em obra;
- Moldes reutilizáveis;
- Maior independência das condições atmosféricas;
- Melhor controlo de qualidade;
- Melhor qualidade do betão (resistência, durabilidade e estética);
- Redução de desperdícios de materiais e recursos;
- Redução de custos de estaleiro;
- Menor impacto ambiental.

2. DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO

O projeto apresentado é composto por 3 torres de habitação com 10 a 12 pisos acima do nível de embasamento e 3 pisos enterrados destinados a uma cave comum totalizando cerca de 22 000 m² de área bruta de construção. Duas das torres encontram-se estruturalmente ligadas, enquanto a terceira é completamente independente das outras. A evolução do projeto, desde início, foi orientada pela conceção de uma solução estrutural maioritariamente em betão pré-fabricado, por requisito do cliente.

O esqueleto estrutural exterior e as consolas das varandas dos edifícios em betão pré-fabricado são aparentes, sendo parte integrante do acabamento das fachadas. Note-se ainda que os elementos estruturais integrantes das fachadas, são dotados de um conjunto de juntas falsas de modo a criar a estereotomia pretendida pela arquitetura.



Figura 1. Planta Geral de Implantação.



Figura 2. Planta Arquitetónica do Piso Tipo.



Figura 3. Alçado Poente.

Conforme preconizado no processo de loteamento, os andares de habitação têm um pé direito entre pisos de apenas 3 metros, sendo necessário garantir o pé-direito livre mínimo regulamentar de 2,40 metros. De forma a reduzir as cargas atuantes e conseqüentemente a espessura dos elementos estruturais, foram previstas divisórias leves no interior das frações e uma camada de enchimento com apenas 8 cm de espessura.

3. CONCEÇÃO ESTRUTURAL

Uma das prioridades na conceção de edifícios multipiso em estrutura pré-fabricada prende-se com a definição do sistema de contraventamento às ações horizontais (vento e sismo). Para o edifício em causa, numa primeira abordagem, considerou-se apenas os núcleos de escadas e de elevadores como elementos de contraventamento, no entanto, como estes se localizam numa zona central das plantas não são capazes de conferir a rigidez torsional necessária à estrutura. Por esta razão foi fundamental a incorporação de paredes resistentes nas fachadas de empena. Tanto os núcleos de escadas e de elevadores como as paredes de empena foram betonados *in situ*, por motivos técnicos e económicos face às circunstâncias à data da realização do projeto.

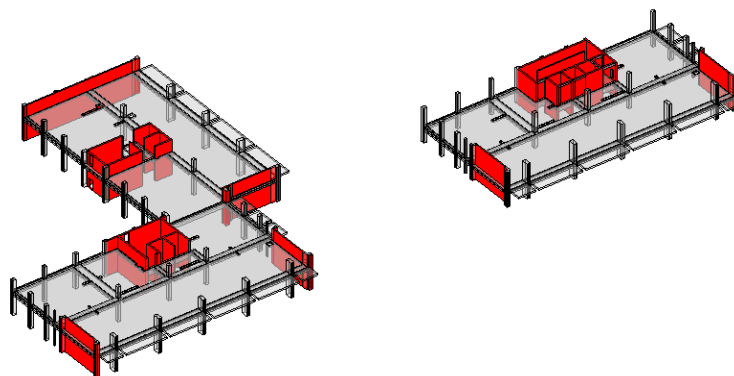


Figura 4. Vista 3D do Piso Tipo (Sistema de contraventamento evidenciado a vermelho).

Ao assegurar o contraventamento do edifício exclusivamente com paredes e núcleos, é possível articular as ligações viga-pilar, simplificando consideravelmente o processo de execução e de montagem da estrutura, assumindo vigas simplesmente apoiadas nos pilares/paredes.

3.1 Pilares

A definição da malha de pilares foi condicionada pelo requisito do exoesqueleto estrutural aparente, resultando em pilares perimetrais e um alinhamento de pilares interiores de forma a dividir o vão interior de 15 metros, permitindo assim maximizar o pé-direito.

Foi feito um estudo de forma a otimizar a quantidade de pilares a fabricar, tendo em conta a relação entre moldes a produzir, unidades a transportar e o peso final da peça, tendo-se optado por pilares com 2 pisos de desenvolvimento.

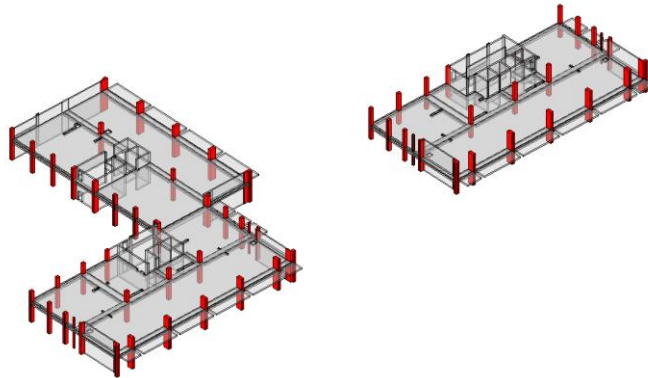


Figura 5. Vista 3D do Piso Tipo (Pilares evidenciados a vermelho).



Figura 6. Pilar de fachada.



Figura 7. Pilar interior.

3.2 Lajes e Vigas

Em função da malha de pilares assumida, resultam vãos máximos para as lajes e vigas na ordem dos 7/8m. Para esta gama de vãos, dentro das soluções de lajes pré-fabricadas disponíveis no mercado, os painéis alveolares apresentam-se como a solução mais competitiva em comparação com as demais, sendo mais vantajosa do ponto de vista económico em relação às pré-lajes e lajes TT, revelando-se também mais vantajosa ao nível de esbelteza comparativamente às lajes de vigotas e *lajes minos*.

Dada a importância que os pavimentos têm no comportamento sísmico global da estrutura, assumiu-se uma lâmina de compressão com 7cm de espessura, garantindo assim um comportamento de diafragma ao nível de cada piso [2].

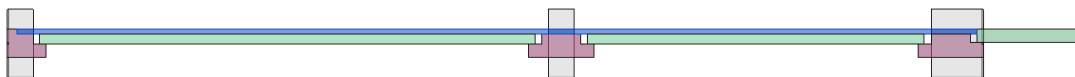


Figura 8. Corte estrutural parcial (lâmina de compressão a azul).

As soluções adotadas para as vigas tiveram em conta as condicionantes bastante restritas ao nível de pé-direito livre, tendo-se optado por secções em T invertido ou L. Apesar de este tipo de secções não ser ótimo do ponto de vista de consumo de material, e consequentemente económico e do peso das peças, são aqueles que proporcionam uma altura mais reduzida do conjunto viga + laje.



Figura 9. Viga Pré-fabricada em estaleiro.



Figura 10. Viga montada em obra.

A orientação dos painéis alveolares e vigas teve por base algumas condicionantes, nomeadamente a necessidade de orientar os painéis alveolares com as consolas das varandas de modo a criar continuidade com estas, bem como orientar os painéis alveolares segundo a maior dimensão (longitudinal) das couretes previstas (como verificado na Figura 12).

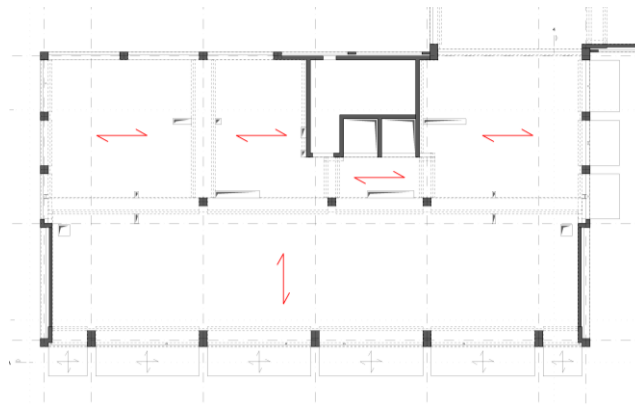


Figura 11. Excerto da Planta Estrutural.

No que respeita às ligações entre elementos pré-fabricados, é crucial que estas tenham o menor impacto visual possível ao nível da estrutura exterior, dado esta ser aparente, bem como o menor impacto possível no pé-direito livre, pelo que a opção recai em cachorros ocultos nas ligações viga-pilar e soluções embainhadas nas ligações pilar-pilar.



Figura 12. Vista da estrutura do teto de um piso tipo.

3.3 Escadas

As escadas são também elementos pré-fabricados apoiados em cantoneiras metálicas ferrolhadas às paredes.



Figura 13. Elemento de escada em obra.



Figura 14. Apoio das escadas nas paredes do núcleo.

3.4 Varandas

Os elementos de varanda foram realizados de duas formas: em conjunto com a viga que liga os pilares de fachada, sendo uma peça pré-fabricada única; um elemento de laje maciça pré-fabricada que apoia sobre uma viga em T invertido.



Figura 15. Elemento de viga com varanda embutida em obra.



Figura 16. Laje maciça pré-fabricada para varanda em estaleiro.

3.5 Ligações

Num edifício com elementos pré-fabricados, as ligações com os restantes elementos, sejam estes pré-fabricados ou betonados *in situ*, são da maior relevância, de forma a garantir que o comportamento das ligações executadas corresponda ao modelo numérico.

As ligações podem ser divididas em três tipos, consoante a continuidade de esforços a transmitir entre elementos: ligações rígidas, ligações semi-rígidas e ligações simplesmente apoiadas [3].

Em edifícios multipiso sujeitos a ações horizontais significativas, pode haver a necessidade de as ligações viga-pilar funcionarem como rígidas, caso as paredes e os núcleos não sejam suficientes para garantir o contraventamento da estrutura.

Como já referido, as paredes e os núcleos projetados garantem o contraventamento do edifício, não sendo necessária a criação de ligações rígidas viga-pilar.

3.5.1 Ligação Pilar-Pilar

As ligações de arranque e de continuidade entre os pilares em altura é assegurada através do embainhamento dos varões de espera do pilar superior no pilar inferior, sendo as bainhas preenchidas com *grout*. Desta forma, garante-se uma ligação rígida com a transmissão de todos os esforços entre os diferentes tramos dos pilares.



Figura 17. Bainhas na face superior do pilar pré-fabricado para ligação de continuidade



Figura 18. Varões em espera na face inferior do pilar pré-fabricado para ligação à fundação/continuidade entre pilares

O contraventamento da estrutura ao ser assegurado pelo núcleo e pelas paredes, associado ao facto de as ligações viga-pilar serem articuladas, resulta em momentos flectores relativamente reduzidos nos pilares, sendo o esforço axial o predominante nestas ligações em particular.

3.5.2 *Ligação Viga-Pilar*

As ligações viga-pilar são materializadas através do apoio das extremidades das vigas em consolas curtas salientes nos pilares. Na zona do apoio as consolas curtas vêm providas de dois ferrolhos nos quais se inserem as bainhas das vigas, sendo estas posteriormente seladas com *grout*.

No edifício em causa as consolas curtas assumem dois tipos de configurações. Nos pisos de estacionamento, onde não existem tantas limitações de pé-direito e os requisitos estéticos são menos relevantes, assumem-se consolas curtas aparentes abaixo da base das vigas pré-fabricadas.

Já nos pisos de habitação, optou-se por consolas curtas ocultas, criando-se entalhes nas extremidades das vigas fazendo com que a face inferior da viga coincida com a face inferior da consola curta, evitando limitações no pé-direito das habitações.



Figura 19. Consola curta aparente no piso de estacionamento.



Figura 20. Consola curta oculta nos pisos de habitação.



Figura 21. Ferrolhos numa consola curta em pilar.



Figura 22. Bainhas corrugadas na viga.

3.6 Sistema de Cintagem

As estruturas pré-fabricadas, pelo facto de habitualmente serem executadas com ligações simplesmente apoiadas entre elementos, apresentam uma redundância inferior às estruturas betonadas *in situ*. Porém, existem diversas medidas que podem ser tomadas no sentido de aumentar esta redundância, evitando que uma ação, de natureza acidental, que provoque a rotura local de um determinado elemento se propague à restante estrutura resultando num colapso global, conforme ocorreu no edifício *Ronan Point* (Londres) no dia 16 de maio de 1968.

Como medida para evitar o colapso progressivo da estrutura, foi adotado um sistema de cintagem a atravessar os pilares que, em caso de rotura de um pilar, este sistema desenvolve um efeito de catenária ao nível de cada piso evitando colapso dos pisos superiores [4].

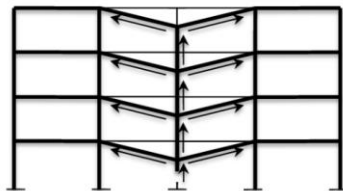


Figura 23. Efeito de catenária resultante da rotura de um pilar [5].

Para o desenvolvimento pleno do efeito de catenária, é fundamental que as cintas horizontais se encontrem devidamente amarradas para lá dos pilares adjacentes ao pilar colapsado. Para este efeito, serão previstos negativos nos pilares interiores que permitam o atravessamento das cintas, nos pilares extremos serão previstos dispositivos de ancoragem compostos por acopladores de rosca cónica à face do pilar e a ligação entre as cintas será garantida através de acopladores de aperto e de rosca cónica.



Figura 24. Armadura de cintagem a atravessar um pilar e acopladores da armadura de cintagem.

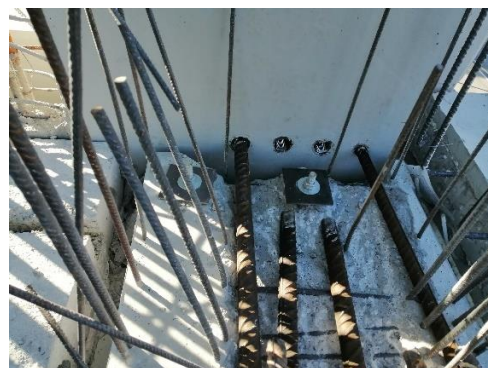


Figura 25. Varões roscados e acopladores.

4. CONCLUSÕES

Ao longo da execução da obra foram constatadas diversas vantagens da pré-fabricação:

- Dado que se trata de uma estrutura aparente, a qualidade das peças produzidas foi de encontro ao esperado pela arquitetura;
- Maior controlo de qualidade dos elementos que entram em obra, uma vez que são produzidos num ambiente controlado de fábrica e não em obra;
- Redução do desperdício de material, de poeira e de ruído em obra;
- Em certas fases, constatou-se uma redução significativa dos prazos de execução;
- Redução da mão-de-obra necessária em obra;
- Solução mais sustentável comparativamente à solução *in situ*.

Porém, neste projeto em particular não se verificaram alguns dos princípios fundamentais mencionados no capítulo introdutório, nomeadamente:

- A existência de demasiadas singularidades;
- A falta de regularidade entre a malha estrutural dos pisos de habitação e a malha dos pisos de estacionamento;
- O facto de o fabrico dos elementos pré-fabricados ter iniciado numa fase demasiado tardia relativamente aos prazos previstos para a montagem em obra.

O incumprimento destes princípios fundamentais resultou em prazos de execução globais relativamente semelhantes aos de uma solução *in situ*. No entanto, toda a equipa envolvida, nomeadamente promotor, empreiteiro e projetistas perceberam as potencialidades e os benefícios de uma solução pré-fabricada, ficando evidente que, sendo pensada, projetada e executada com o devido planeamento, tem capacidade para ser mais vantajosa que uma solução tradicional.

Prova disto é o facto de o promotor ter decidido avançar com um segundo empreendimento, dentro dos mesmos moldes, que à data se encontra em construção, respeitando os princípios não verificados no primeiro empreendimento.

Para este efeito a equipa envolvida identificou uma série de aspetos a melhorar, resultando na implementação futura das seguintes medidas:

- Reduzir os elementos *in situ*, uma vez que estes condicionam o avanço da estrutura pré-fabricada devido ao tempo gasto na montagem de armaduras e cofragens, juntamente com o período de cura do betão e posterior descofragem. Como medida de melhoria, no segundo empreendimento as paredes de contraventamento nas empenas serão pré-fabricadas e os núcleos serão executados com cofragens trepantes, andando sempre à frente da montagem dos elementos pré-fabricados;
- Reduzir ou eliminar as singularidades uma vez que cada elemento pré-fabricado necessita de um molde que é preparado para a produção da peça e simultaneamente de uma preparação detalhada do respetivo elemento. Ou seja, quantas mais unidades puderem ser executadas com os mesmos moldes, mais expeditos será o detalhe e fabrico das mesmas, levando assim à redução do custo das peças produzidas;
- Compatibilizar a malha estrutural dos pisos de habitação com a malha dos pisos de estacionamento, evitando assim um piso de transição *in situ*, como verificado no primeiro empreendimento;
- O fabrico dos elementos pré-fabricados deve iniciar com a antecedência suficiente para garantir a entrega das peças em obra nos prazos de montagem pretendidos.

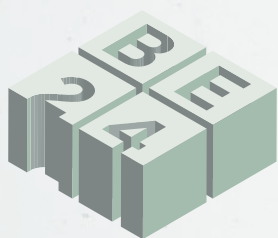
Estas melhorias permitirão aumentar os rendimentos de montagem e execução da estrutura, possibilitando a entrada antecipada das habitações no mercado.

Importa agora dar continuidade ao processo de aprendizagem e de partilha de conhecimento e experiências entre os diversos intervenientes do setor da construção para que cada vez se pense mais e melhor pré-fabricado.

REFERÊNCIAS

- [1] ANIPB. (2008). *A Indústria de Prefabricação em Betão em Portugal*.
- [2] CEN, Comité Europeu de Normalização (2010) *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings*, 5.10.
- [3] FIB – International Federation for Structural Concrete (2012) *Structural Connections for Precast Concrete Buildings*.
- [4] FIB – International Federation for Structural Concrete (2012) *Design of Precast Concrete Structures against Accidental Actions*, pag 39 a 47.
- [5] Smith, Peter P (2016) *An investigation into tensile membrane action as a means of emergency load redistribution*. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:66513433>

TEMA 4
REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS.
MANUTENÇÃO E GESTÃO
DO CICLO DE VIDA.



Roteiro para adaptação climática de pontes de betão armado: Ponte sobre o Rio Angueira

E. Figueiredo¹

I. Moldovan²

L.O. Santos³

L. Dias⁴

RESUMO

A maioria dos colapsos de pontes ocorre devido à combinação simultânea de vários fatores, muitas vezes durante ou após um evento natural extremo, que tem a particularidade de explorar vulnerabilidades estruturais escondidas. Foi assim em Portugal com o colapso da Ponte Hintze Ribeiro, cuja vulnerabilidade ao nível das fundações foi exposta durante um período de cheia, e em Itália com a Ponte Morandi, cuja vulnerabilidade ao nível da ligação dos tirantes ao tabuleiro foi manifestada durante a ocorrência de chuva intensa. De acordo com um relatório da Comissão Europeia, o impacto da pressão climática já representa 30% a 50% dos custos atuais de manutenção de estradas na Europa. Entretanto, o número de fenómenos climáticos extremos parece estar a aumentar, em virtude de alterações no sistema climático provocadas pelas emissões de gases com efeito de estufa. Estarão as pontes mais vulneráveis a colapsos em função dos fenómenos climáticos extremos? Será a adaptação às alterações climáticas uma nova dimensão na reabilitação? Este artigo pretende sintetizar um roteiro para adaptação climática de pontes de betão armado, bem como apresentar um plano de adaptação com base na realidade da ponte sobre o Rio Angueira.

Palavras-chave: Pontes; Betão Armado; Alterações Climáticas; Adaptação; Resiliência.

1. INTRODUÇÃO

A maioria das pontes colapsam devido à combinação simultânea de vários fatores, frequentemente na sequência de um evento natural extremo [1]. O evento natural tem a particularidade de explorar vulnerabilidades estruturais escondidas. Foi assim em Portugal em 4 de março de 2001 com o colapso da Ponte de Hintze Ribeiro, em Entre-os-Rios, cuja vulnerabilidade ao nível das fundações foi exposta com o aumento do caudal da água no rio Douro durante um período de cheia. A queda do tabuleiro deveu-se ao colapso de um dos pilares em resultado do fenómeno de erosão localizado no leito aluvionar, resultando na formação de cavidades junto da fundação do pilar. Note-se que a erosão resulta da existência de obstáculos (pilares e encontros) no seio do escoamento da água do rio. Em Itália, a 14 de agosto de 2018, a ponte de Génova colapsou parcialmente durante a ocorrência de chuva intensa, em virtude da vulnerabilidade ao nível da ligação dos tirantes ao tabuleiro.

¹ Faculdade de Engenharia, Universidade Lusófona, Lisboa, Portugal, eloi.figueiredo@ulusofona.pt | CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

² Faculdade de Engenharia, Universidade Lusófona, Lisboa, Portugal, dragos.moldovan@ulusofona.pt | CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

³ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal. luisosantos@lnec.pt

⁴ cE3c: Centre for Ecology, Evolution and Environmental Changes, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, 1749-016 Lisboa, Portugal. lfdias@ciencias.ulisboa.pt

Em julho de 2021, as cheias e inundações na Alemanha mostraram a vulnerabilidade das infraestruturas à precipitação extrema de curta duração. Várias pontes foram destruídas e estradas interditadas. Em julho de 2022, a onda de calor na Europa expôs a vulnerabilidade das infraestruturas aos extremos máximos diários da temperatura. Por exemplo, no Reino Unido alguns elementos estruturais da ponte centenária de Hammersmith foram envolvidos com película de alumínio de forma a refletir os raios solares e minimizar dilatações térmicas e fissuração do material; nas linhas férreas, alguns segmentos de carris foram pintados de branco de forma a reduzir os danos relacionados com as expansões térmicas.

Em Portugal, a 30 de maio de 2023, e de acordo com os órgãos de comunicação social, a queda intensa de granizo provocou "prejuízos imensos" nas vinhas na zona de Porrais. A subida das águas de um ribeiro derrubou uma ponte rodoviária na Ribeirinha, concelho de Murça. A 17 de junho de 2023, uma ponte no centro da Sérvia desabou após dias de chuva forte; os pilares cederam sob a pressão da quantidade de água que o rio teve de escoar.

Esta vulnerabilidade tem um custo para a sociedade. Por exemplo, de acordo com um relatório da Comissão Europeia, o impacto da pressão climática representa já 30% a 50% dos custos atuais de manutenção de estradas na Europa [2]. Então, como e quando adaptar? Como podemos aumentar a resiliência estrutural, isto é, reduzir a perda de funcionalidade e o tempo para recuperação devido a danos? A adaptação das pontes às alterações climáticas deverá ser feita tanto para as pontes a construir como para as existentes.

Para as pontes a construir, a resiliência climática pode ser garantida através da escolha da localização e do dimensionamento em fase de projeto, tendo como base o clima atual e as projeções futuras. Isso é particularmente importante no caso de infraestruturas com vida útil superior a 20 anos e, em particular, as pontes com vida útil de projeto de 100 anos [3], cujas decisões de investimento influenciam o bem-estar e a segurança das gerações futuras. Nestes casos, ajustes aos regulamentos podem resolver o problema, pois em boa verdade a periodicidade de revisão dos mesmos combina com o período necessário para identificar alterações climáticas. Para as infraestruturas de transporte, de acordo com a Comissão Global para a Adaptação, estudos mostram que uns ligeiros aumentos dos custos iniciais de 3% podem alavancar benefícios várias vezes superiores aos custos iniciais [4]. No entanto, os mapas europeus atuais para dimensionamento térmico de edifícios e pontes são baseados em dados climáticos que, com algumas exceções, têm na sua maioria mais de 15 anos e ignoram os efeitos potenciais das alterações climáticas [5]. Não obstante, em 1997 no Canadá surgiu um bom exemplo de adaptação em fase de projeto, onde o tabuleiro da Ponte da Confederação foi construído mais alto para acomodar uma possível subida de um metro do nível médio da água do mar. Na Suécia em 2012, no vale do rio Gota, uma nova estrada e uma linha férrea foram elevadas até um máximo de 1,5 m para acomodar possíveis subidas do nível médio da água do mar. Para as pontes existentes, a resiliência climática pode ser garantida de forma pró-ativa através de atividades de manutenção, conservação e reforço estrutural.

2. ROTEIRO PARA ADAPTAÇÃO CLIMÁTICA DAS PONTES DE BETÃO ARMADO

2.1 Impacto das alterações climáticas nas pontes

As pontes são normalmente construídas de forma a serem resilientes às condições climáticas do passado. O que acontecerá se o clima deixar de ser estável? Uma ação de adaptação antecipada e bem planeada pode economizar dinheiro e, eventualmente, salvar vidas humanas.

De acordo com o AR5-IPCC [6], a influência humana no sistema climático é clara. Emissões antropogénicas recentes de gases com efeito de estufa têm tido impactos generalizados nos sistemas humanos e naturais. Embora a magnitude dessas alterações esteja envolvida em grande incerteza, o facto de que o nosso clima está a mudar é inequívoco. Apesar de haver “certeza das incertezas”, devemos “esperar para ver” até entendermos tudo sobre alterações climáticas? Esta é uma opção científica inaceitável e extremamente perigosa.

As alterações climáticas são atualmente uma das maiores preocupações para a integridade das pontes existentes, pois é um fator que pode contribuir para a deterioração acelerada dos materiais (ex. carbonatação do betão), introdução de esforços internos e aumentos de tensões, alteração das condições de apoio (ex. erosão do leito dos rios). A Figura 1 resume os principais impactos das alterações climáticas nas pontes em função das alterações projetadas.

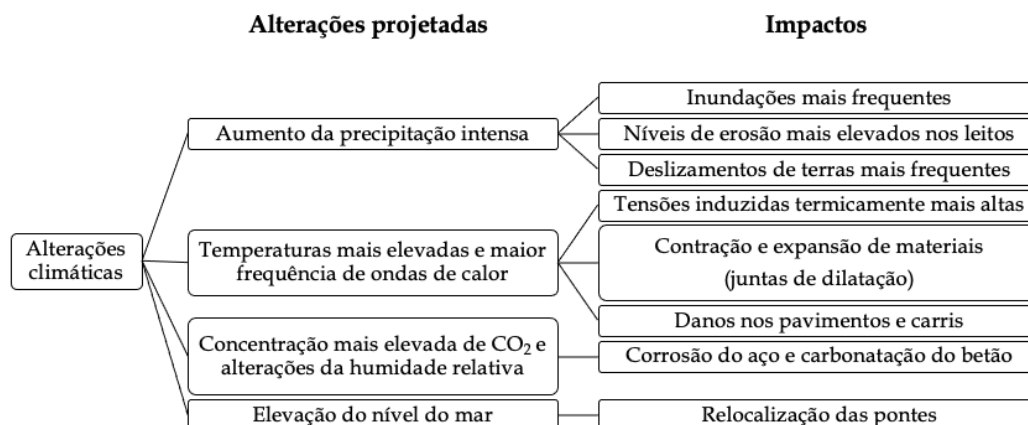


Figura 1. Impactos das alterações climáticas em pontes de betão armado [7].

Devido ao período de vida útil (>100 anos), ao custo de construção significativo (ex. Ponte Vasco da Gama ±1000 milhões de euros) e ao grande valor económico, tornar as pontes resistentes às alterações climáticas é um desafio importante.

Não são as alterações médias no clima que geralmente são perceptíveis, mas sim os eventos extremos associados (tais como cheias, inundações e ondas de calor), que causam o maior impacto na segurança, funcionalidade e durabilidade das nossas pontes. As projeções dos modelos climáticos indicam maior frequência e intensidade de tais eventos à medida que o século XXI avança. Por exemplo, no caso da temperatura, o aumento da média e da variação levam à existência de mais casos extremos de temperatura (temperaturas máximas muito altas e ondas de calor).

2.2 Cenários de alterações climáticas

Existem vários cenários de alterações climáticas (Figura 2) que consideram as emissões e concentrações de gases com efeito de estufa e aerossóis e gases quimicamente ativos, bem como alterações nos usos dos solos. Estes cenários são definidos através de trajetórias de concentração representativas (RCPs - *Representative Concentration Pathways*). Cada RCP fornece apenas um dos muitos cenários possíveis que levariam a modificações específicas do forçamento radiativo, nomeadamente: RCP 8.5 – é o pior cenário de alteração climática, apesar de sua relativa improbabilidade (cenário de emissões elevadas); RCP 6.0 – as emissões atingem o pico por volta de 2080, depois declinam; RCP 4.5 – é um cenário intermediário de alteração climática (cenário mais provável); RCP 2.6 – exige que as emissões de dióxido de carbono (CO₂) comecem a diminuir até 2020 e cheguem a zero até 2100 (cenário de mitigação de baixas emissões).

2.3 Modelos climáticos

Os modelos climáticos (Figura 3) atualmente disponíveis para representar o sistema climático são os modelos de circulação geral atmosfera-oceano (AOGCM - *atmosphere-ocean global climate models*). Modelos climáticos regionais (RCMs) são determinados a partir de modelos climáticos globais (GCMs), utilizando técnicas de redução de escala, que permitem obter simulações climáticas de maior resolução para regiões limitadas.

Os modelos climáticos são construídos em função da nossa compreensão da física básica e dos processos da Terra e são fundamentados em observações e medições. Os modelos consistem em diferentes

módulos que descrevem a atmosfera, oceanos, gelo/neve e a superfície terrestre, procurando representar o clima global em termos de caixas empilhadas lado a lado e umas sobre as outras. Cada caixa contém equações matemáticas que representam as características físicas e os processos. As equações são convertidas em código computacional de forma a definir variáveis climáticas e/ou indicadores de saída em forma de projeções.

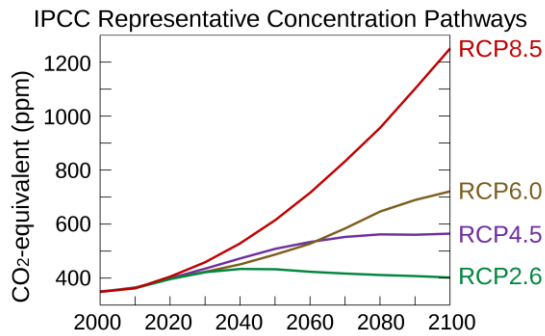


Figura 2. Cenários climáticos

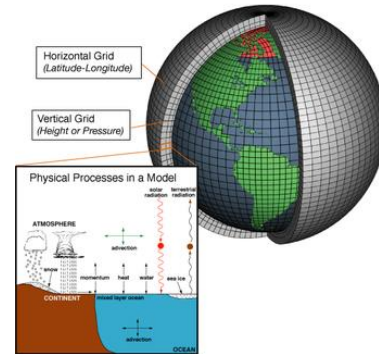


Figura 3. Modelos climáticos globais.

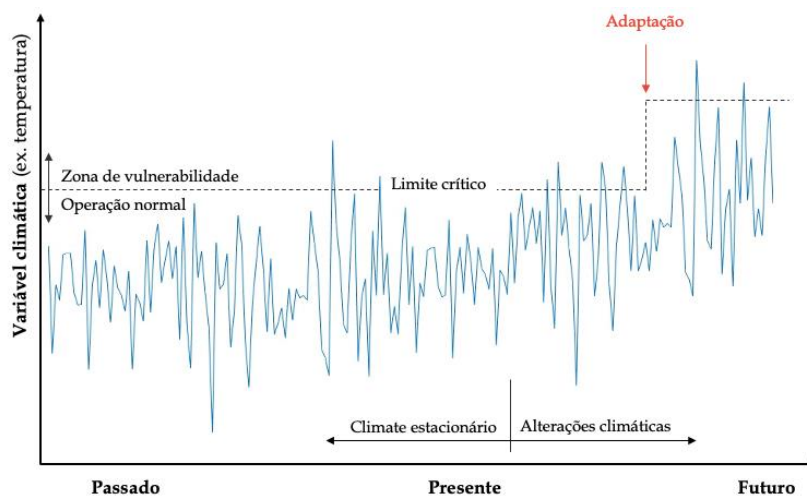


Figura 4. Operação normal e zona de vulnerabilidade antes e depois da adaptação [7].

2.5 Resiliência estrutural

A resiliência estrutural de pontes é genericamente definida pela capacidade das pontes de absorver, resistir e recuperar rapidamente de eventos adversos severos. Em particular, a resiliência estrutural pode ser definida pelo "triângulo de resiliência" que representa a perda de funcionalidade (ou serviço) devido à interrupção (ou dano) provocada por um evento adverso e o tempo de recuperação, tal como esquematizado na Figura 5. A resiliência refere-se à área cinzenta: quanto menor a área, maior a resiliência.



Figura 5. Resiliência estrutural de pontes

2.5 Adaptação às alterações climáticas

Neste contexto, adaptação significa intervir nas pontes (ou na envolvente) de forma a diminuir a vulnerabilidade e aumentar a sua resiliência às alterações climáticas. Por exemplo, a temperatura, enquanto variável climática, pode aumentar os seus valores extremos (levando, por exemplo, a ondas de calor mais frequentes e intensas) o que irá implicar que os limites críticos de comportamento estrutural sejam ultrapassados também com maior frequência.

Enquanto medidas de adaptação incremental, podem-se expandir a operação normal, alterando esses limites críticos por forma à interrupção ser reduzida (Figura 4). O sistema é considerado 'resiliente' dentro da operação normal. Alguns exemplos de medidas de adaptação climática são [7]:

- Projetar pontes para temperaturas máximas mais elevadas;
- Projetar pontes mais altas para acomodar a subida do nível médio da água do mar;
- Instalar juntas de dilatação mais largas;
- Pintar as pontes de branco para aumentar o efeito albedo;
- Reforçar ou proteger as fundações existentes;
- Aumentar a espessura do recobrimento de betão e usar aço inoxidável.

3. PLANO DE ADAPTAÇÃO: PONTE SOBRE O RIO ANGUEIRA

A metodologia presente neste artigo é baseada na metodologia proposta pelo UK Climate Impacts Programme (UKCIP), adaptada à realidade portuguesa através da metodologia ADAM para avaliação de vulnerabilidades atuais, para elaboração de estratégias municipais de adaptação às alterações climáticas [8].

3.1 Localização e descrição estrutural

A ponte sobre o rio Angueira (Figura 6) está inserida na estrada nacional N219, ligando os concelhos de Vimioso e Mogadouro, no distrito de Bragança (região de Trás-os-Montes).



Figura 6. Ponte sobre o Rio Angueira.

Estruturalmente, trata-se de uma ponte de betão armado e pré-esforçado com um comprimento total de 230 m dividido em três tramos (Figura 7): um tramo central com 115 m e dois tramos extremos com 57,5 m cada. A largura total do tabuleiro é de 11,8 m, sendo 9 m dedicados à faixa de rodagem. A secção transversal do tabuleiro é composta por um caixão monocelular com almas verticais de altura variável entre 7 m sobre os pilares e 2,5 m no meio vão central e nas zonas contíguas aos encontros. A espessura da laje inferior varia de 1,10 m nas secções junto aos pilares a 0,2 m nas secções de menor altura. A laje

superior, cuja espessura no eixo da secção é de 0,29 m, prolonga-se lateralmente, para além das almas do caixão, por duas consolas com vãos de 2,90 m. As fundações são diretas e os pilares possuem uma secção retangular oca de 5,50 m por 4,60 m. A altura dos pilares, medida desde a face inferior do tabuleiro até à face superior das sapatas, é de 42 m. Todo o tabuleiro foi construído pelo método dos avanços sucessivos em consola, partindo do coroamento dos pilares, tendo o fecho do tramo central sido efetuado no início de 1994.

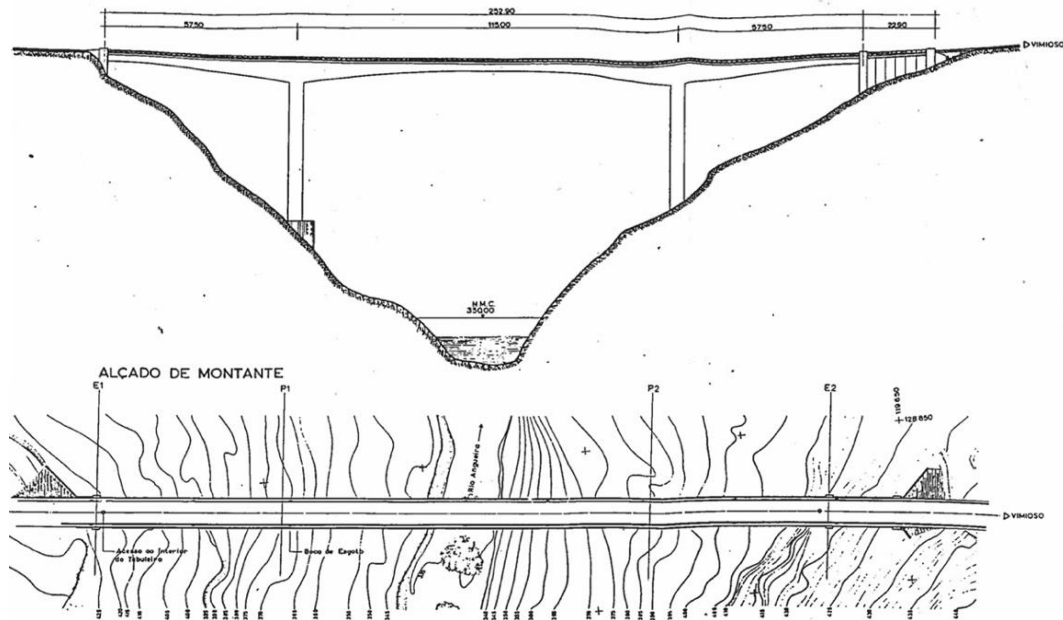


Figura 7. Esquema em alçado e planta da ponte sobre o Rio Angueira.

3.2 Projeções climáticas

As variáveis climáticas (temperatura, humidade relativa, precipitação) ou índices (ondas de calor) de estudo, foram definidas em função da experiência técnica de engenharia de pontes e dos impactos observados nos últimos anos nas pontes. Todas as projeções apresentadas nesta secção foram obtidas através do Portal do Clima (<http://portaldoclima.pt/>), na área geográfica da ponte sobre o Rio Angueira no distrito de Bragança.

O Quadro 1 resume as principais variáveis climáticas e índices, em termos de anomalia, para o caso em estudo, ao nível da temperatura máxima, humidade relativa média do ar, número de dias com temperatura superior a 35 °C, número de ondas de calor e precipitação. Uma anomalia é definida como a diferença do clima futuro projetado (2071-2100) em comparação com o período de referência (1971-2000). Os resultados presentes no Quadro 1 baseiam-se em nove modelos regionais. Os valores máximos e mínimos correspondem aos valores do modelo com maior e menor sinal das alterações. A análise das *variáveis climáticas* e dos *índices* permite concluir que:

- O aumento da temperatura (e índices associados) é a variável climática mais significativa. Para o cenário RCP 8.5 projeta-se (2071-2100) um aumento médio da temperatura máxima de 5,4 °C e um aumento máximo de 25 ondas de calor;
- As anomalias na humidade relativa ($\leq 5\%$) e precipitação não terão impacto significativo na ponte. Em termos de precipitação, constata-se uma redução do número de dias com precipitação (-39) e um pouco significativo (7) aumento do número de dias com precipitação ≥ 20 mm; a estes valores, junta-se a particularidade de o rio assumir um caudal muito baixo ao longo do ano e as fundações estarem fundadas em terreno rochoso e elevadas em relação ao nível médio da água do rio.

Quadro 1. Principais variáveis climáticas e índices para o caso de estudo.

<i>Variável ou índice</i>	<i>1971-2000</i>	<i>2071-2100</i>	
	<i>Referência</i>	<i>RCP 4.5 Anomalia</i>	<i>RCP 8.5 Anomalia</i>
Temperatura máxima (°C)			
Máximo	21,7	+2,5	+5,4
Média	20,4	+2,1	+5
Mínima	18,8	+1,4	+4,6
Humidade relativa média do ar (%)			
Máximo		0	-1
Média		-1	-4
Mínima		-4	-5
Número de dias com temperatura $\geq 35^{\circ}\text{C}$			
Máximo		+11	+46
Média		+6	+23
Mínima		+1	+9
Ondas de calor: Número dias consecutivos muito quentes (35°C)			
Máximo		+15	+25
Média		+7	+15
Mínima		+4	+8
Precipitação			
Número máximo de dias ≥ 20 mm		+1	+5
Número máximo de dias ≥ 50 mm		0	+2
Número de dias com precipitação (≥ 1 mm)		-12	-39

3.3 Impactos climáticos

O Quadro 2 resume os impactos climáticos associados aos principais eventos (em função das variáveis climáticas e índices) para o caso em estudo. Um evento é definido como uma percepção qualitativa de vulnerabilidade em pontes, obtida através do levantamento histórico e recorrendo a referências bibliográficas e meios de comunicação social. Os principais eventos definidos para o caso em estudo são: ondas de calor, temperaturas elevadas e precipitação excessiva com potencial de inundações e cheias. Os impactos esperados são: fissuração do betão causada por gradientes térmicos, juntas de dilatação com abertura insuficiente para acomodar dilatações, inundações na envolvente e cheias provocadas pela subida da água do rio. Foi atribuída uma importância baixa, com valor unitário, aos impactos provocados pela precipitação, pois as fundações estão sobre rocha a meia encosta e o tabuleiro está sobre pilares com mais de 40 m de altura o que evita o galgamento do ponto de vista prático.

3.4 Vulnerabilidades climáticas e matrizes de risco

O Quadro 3 resume o nível de risco associado aos impactos climáticos identificados Quadro 2. A frequência da ocorrência do evento no presente está associada ao número de casos identificados no levantamento realizado. Por outro lado, nos períodos futuros, a frequência é obtida em função das anomalias identificados no Quadro 1. A Figura 8 ilustra as matrizes de risco, com referência aos impactos climáticos na ponte, em função da magnitude e frequência para cada período (presente, 2041-2070 e 2071-2100). Observa-se um aumento do risco ao nível da ocorrência de ondas de calor e temperaturas elevadas, com impacto na fissuração do betão e insuficiência das juntas de dilatação.

Quadro 2. Principais impactos climáticos para o caso de estudo.

		Impactos / Consequências							
		Clima Presente			Clima futuro			7. Importância (impactos) (1-3)	
Ref. ^a	1. Tipo de evento climático	2. Impactos passados	3. Projeções climáticas (2071-2100)	4. Impactos negativos diretos (ameaças)	5. Impactos negativos indiretos	6. Impactos positivos (oportunidades)	Presente	2041-2070	2071-2100
A	Ondas de Calor	Fissuração do betão	25	Redução da segurança estrutural	Aumento dos custos de manutenção	-	1	2	3
B	Temperaturas Elevadas	Juntas de dilatação	5,4	Esmagamento do betão estrutural no tabuleiro e nos encontros	Perturbação da via	-	1	2	3
C	Precipitação excessiva	Inundações	2	Galgamento/Rotura do tabuleiro	Custos de reconstrução	-	1	1	1
D	Precipitação excessiva	Cheias	2	Erosão do leito do rio/Perda de estabilidade das fundações	Custos de reconstrução	-	1	1	1

Quadro 3. Nível de risco associado aos impactos climáticos.

Ref. ^a	1. Tipo de evento climático	2. Impactos	3. Frequência da ocorrência do evento	4. Magnitude da consequência (1-3)	5. Risco (3.) x (4.)	6. Frequência da ocorrência do evento	7. Magnitude da consequência (1-3)	8. Risco (6.) x (7.)	9. Frequência da ocorrência do evento	10. Magnitude da consequência (1-3)	11. Risco (9.) x (10.)
			Presente			Período futuro (2041-2070)			Período futuro (2071-2100)		
			A	Ondas de Calor	Fissuração do betão	2	1	2	2	2	4
B	Temperaturas Elevadas	Juntas de dilatação	2	1	2	2	2	4	3	2	6
C	Precipitação excessiva	Inundações	1	1	1	1	1	1	1	1	1
D	Precipitação excessiva	Cheias	1	1	1	1	1	1	1	1	1

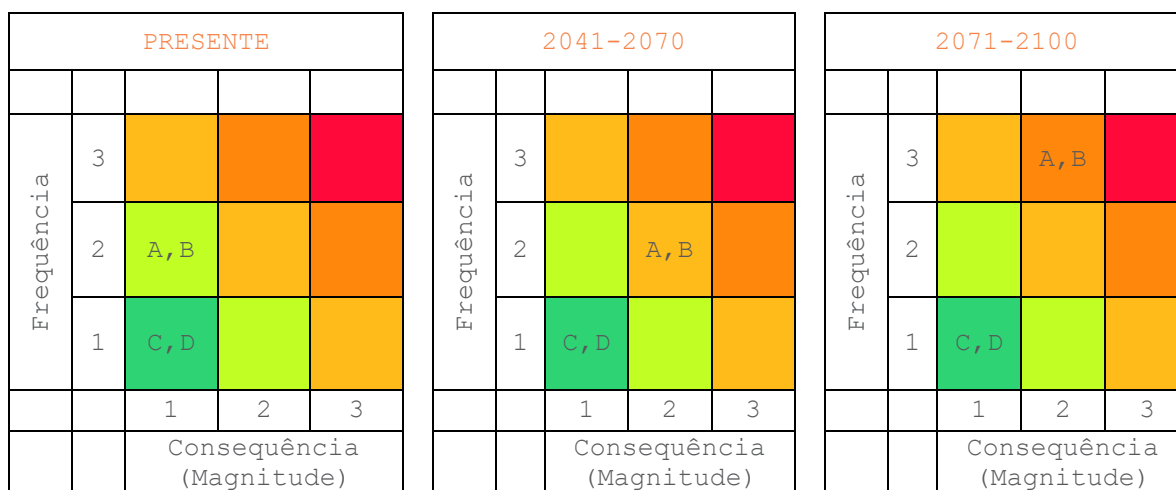


Figura 8. Matrizes de risco.

3.5 Identificação e avaliação das medidas de adaptação

O Quadro 4 identifica e descreve sumariamente algumas medidas de adaptação correntes em função do impacto esperado na fonte. O Quadro 5 resume a avaliação das medidas de adaptação em função de uma análise multicritério.

Quadro 4. Identificação das medidas de adaptação.

1. ID	2. Medida de adaptação	3. Descrição da medida	4. Tipo de medida	5. Característica face à incerteza	6. Observações
1	Pintar a ponte de branco	Aumentar o efeito albedo - aumentar a reflexão dos raios solares de forma a evitar a expansão do tabuleiro.	Infraestruturas cinzentas	Low-regret*	-
2	Alterar as juntas de dilatação	Aumentar o campo de movimentação das juntas de dilatação, de forma a acomodar as dilatações do tabuleiro.	Infraestruturas cinzentas	Low-regret*	-
3	Proteção da fundação	Proteger a fundação da ponte com enrocamento, de forma a evitar a erosão acelerada do leito do rio.	Infraestruturas cinzentas	Low-regret*	-
4	Reconverter as margens do rio	Aumentar a capacidade de vazão do rio e assim diminuir o efeito de erosão junto das fundações.	Infraestruturas verdes	Win-win**	Criação de zonas de recreio associadas à reconversão.
5	Selar as fissuras no betão	Injetar calda de cimento nas fissuras do betão	Infraestruturas cinzentas	Low-regret*	-

* Baixo arrependimento, ** Sempre vantajosa

Quadro 5. Avaliação das medidas de adaptação: análise multicritério.

1. ID	2. Opção de adaptação	Critério (Prioridade)							12. Média final (1 a 5)	13. Número de ordem
		5. Eficácia (1 a 5)	6. Eficiência (1 a 5)	7. Equidade (1 a 5)	8. Flexibilidade (1 a 5)	9. Legitimidade (1 a 5)	10. Urgência (1 a 5)	11. Sinergias (1 a 5)		
1	Pintar a ponte de branco	3.00	2.00	3.00	1.00	5.00	2.00	4.00	2.86	5
2	Alterar as juntas de dilatação	5.00	5.00	3.00	2.00	5.00	2.00	3.00	3.57	1
3	Proteção da fundação	5.00	4.00	3.00	4.00	2.00	1.00	3.00	3.14	4
4	Reconverter as margens do rio	3.00	3.00	5.00	5.00	1.00	1.00	5.00	3.29	3
5	Selar as fissuras no betão	4.00	4.00	3.00	4.00	5.00	2.00	3.00	3.57	1

As medidas de adaptação identificadas oferecem, do ponto de vista prático, resultados através da minimização dos riscos associados à sua implementação, ou por outras palavras, através de melhores rácios custo-eficácia face às incertezas. As infraestruturas “cinzentas” correspondem a intervenções físicas de engenharia com o objetivo de tornar as pontes melhores preparados para lidar com eventos extremos. As infraestruturas “verdes” (ex. zonas de recreio) contribuem para o aumento da resiliência dos ecossistemas e utilizam as funções dos ecossistemas para alcançar soluções de adaptação mais facilmente implementáveis e de melhor custo-eficácia que as infraestruturas “cinzentas”.

Em termos de medidas de adaptação, observa-se que a reconversão das margens do rio é uma solução de infraestrutura verde com maximização de proveitos, ao nível do aumento da capacidade de vazão do rio e ao nível da criação de zonas de recreio para a população. No entanto, através da análise multicritério simplificada, observa-se que a alteração das juntas de dilatação e a selagem de fissuras são as medidas de adaptação mais expectáveis em função da variável climática associada à temperatura.

CONCLUSÕES

Este artigo sintetiza um roteiro para adaptação climática de pontes de betão armado e apresenta um plano de adaptação com base na realidade da ponte sobre o Rio Angueira. A análise das variáveis climáticas e dos índices permitiu concluir que o aumento da temperatura (e ondas de calor associadas) é a variável climática mais significativa. Para o cenário mais desfavorável (RCP8.5) prevê-se (2071-2100) um aumento médio da temperatura máxima de 5,4 °C (e um aumento máximo de 25 ondas de calor por ano). Desta forma, para o cenário mais desfavorável, os impactos mais expectáveis na ponte são a fissuração do betão e insuficiência das juntas de dilatação. Assim, em termos de medidas de adaptação, prevê-se que possa haver necessidade de selagem das fissuras no betão e substituição das juntas de dilatação.

Neste trabalho, a metodologia foi implementada através da avaliação dos níveis de risco em função eventos definidos como perceções qualitativas de vulnerabilidade de pontes. Contudo, no futuro deverá implementar-se uma metodologia robusta, tendo em conta as propriedades mecânicas da estrutura e de forma a aumentar o rigor da adaptação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia através do financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS (DOI: 10.54499/UIDB/04625/2020).

REFERÊNCIAS

- [1] E. Figueiredo and J. Brownjohn, “Three decades of statistical pattern recognition paradigm for SHM of bridges,” *Struct Health Monit*, vol. 21, no. 6, pp. 3018–3054, 2022, doi: 10.1177/14759217221075241.
- [2] European Commission, “Adapting infrastructure to climate change. An EU strategy on adaptation to climate change,” European Commission, Brussels, 16.4.2013 SWD(2013) 137 final, 2013. [Online]. Available: <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/TXT/PDF/?uri=CELEX:52013SC0137&from=en>
- [3] NP EN 1990, *Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas*. 2009.
- [4] GCA, “Adapt Now: A global call for leadership on climate resilience,” 2019.
- [5] A. Athanasopoulou *et al.*, “Thermal design of structures and the changing climate,” EUR 30302 EN, Publications Office of the European Union, JRC Technical Report, JRC121351, 2020. doi: 10.2760/128894.
- [6] IPCC, “Climate Change 2013: The Physical Science Basis- Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change.” 2013. [Online]. Available: <http://www.ipcc.ch/report/ar5/>
- [7] E. Figueiredo *et al.*, “A Roadmap for an Integrated Assessment Approach to the Adaptation of Concrete Bridges to Climate Change,” *Journal of Bridge Engineering*, vol. 28, no. 6, p. 3123002, Jun. 2023, doi: 10.1061/JBENF2.BEENG-5735.
- [8] L. Dias, T. Capela Lourenço, and V. Karadzic, “ClimAdaPT.Local – Manual Avaliação de Vulnerabilidades Atuais.” Lisboa, ISBN: 978-989-99084-8-2., 2016.

Aplicação de telemóvel para monitorização da integridade estrutural: Ponte Edgar Cardoso

E. Figueiredo¹ **I. Moldovan**² **N. Peres**³ **P. Alves**⁴ **P. Cabral**⁵

RESUMO

A Ponte Edgar Cardoso sobre o rio Mondego foi a primeira ponte de tirantes construída em Portugal, tendo sido aberta ao tráfego em 1982. O seu projeto é da autoria do Professor Engenheiro Edgar Cardoso. A importância histórica e a conceção diferenciada da obra de arte, no contexto da engenharia de estruturas portuguesa, justificam as preocupações com a sua preservação e a manutenção em funcionamento, tal como evidenciam as diversas intervenções a que a ponte foi submetida nos últimos 20 anos. Entretanto, fruto das inspeções periódicas a que a ponte é submetida, constatou-se nos últimos tempos uma crescente existência de fios lassos e partidos nas zonas das ancoragens no tabuleiro. Este cenário justificou a substituição integral dos tirantes, dotando a obra de uma segurança acrescida e facilitando a manutenção e futuras reparações no sistema de atirantamento. De forma a aferir a evolução da rigidez global antes, durante e após as obras de substituição dos tirantes, neste artigo demonstra-se a aplicabilidade dos telemóveis para monitorização da integridade estrutural (SHM) do tabuleiro e dos tirantes, tirando vantagem da evolução da rigidez e da massa global da ponte causada pelas obras. Em particular, o estudo recorre à App4SHM, desenvolvida recentemente com a intenção de simplificar o processo de SHM em pontes.

Palavras-chave: Monitorização da integridade estrutural, pontes, reconhecimento de padrões, identificação de dano, telemóveis.

1. INTRODUÇÃO

A construção civil enfrenta hoje uma série de desafios e iniciativas que transformarão a forma como concebemos, projetamos, (re)construímos e conservamos infraestruturas. A quarta revolução industrial e as alterações climáticas estão a mudar o paradigma da construção civil, desafiando-a a adaptar-se aos vários desafios globais, nomeadamente: (i) na digitalização, colocando a tecnologia ao serviço dos seres humanos; (ii) na procura de soluções mais sustentáveis a nível económico e da gestão de recursos naturais; e (iii) na resiliência, de forma a responder com celeridade e flexibilidade às ações não previsíveis e/ou intensas, através de soluções de previsão e de resposta em tempo real que ajudam, assim, a implementar medidas de adaptação como resposta a eventos extremos. A necessidade de procurarmos soluções mais confiáveis, para dar resposta a esses desafios, tem levado ao advento da monitorização da integridade estrutural (SHM) em quase todas as especialidades de engenharia [1].

¹ Faculdade de Engenharia, Universidade Lusófona, Lisboa, Portugal, eloi.figueiredo@ulusofona.pt | CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

² Faculdade de Engenharia, Universidade Lusófona, Lisboa, Portugal, dragos.moldovan@ulusofona.pt | CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

³ Faculdade de Engenharia, Universidade Lusófona, Lisboa, Portugal, nuno.peres@ulusofona.pt | CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

⁴ COPELABS, Universidade Lusófona, Campo Grande 376, 1749-024, Lisboa, Portugal, pedro.alves@ulusofona.pt

⁵ Armando Rito Engenharia, Lisboa, Portugal, pedro.cabral@arito.com.pt

Na engenharia civil, a SHM ganhou tração nas barragens construídas após a 2.^a Guerra Mundial, integrou-se nas pontes no final do século XX com o advento dos computadores e da tecnologia de comunicação móvel, e ganhou inteligência no século XXI através da incorporação de algoritmos provenientes da inteligência artificial [2]. SHM não é apenas o ato de medir a resposta estrutural, mas sim o de caracterizar de forma inteligente a condição das estruturas com reduzida intervenção humana [3]. Pretende-se que a inovação tecnológica seja capaz de minimizar as incertezas na identificação de dano, sem substituir a imprescindível avaliação humana.

No caso das pontes, os sistemas de SHM têm sido instalados para auxiliar as autoridades na gestão da condição estrutural, nomeadamente na identificação atempada de anomalias (ou danos), de forma a evitar colapsos estruturais e a perda de vidas humanas, bem como na proposta de soluções estruturais otimizadas para a correção dessas anomalias [4]. Estes sistemas podem ainda ser úteis para avaliar a segurança estrutural logo após a ocorrência de eventos catastróficos, naturais ou provocados pelo ser humano, tais como sismos e explosões. Em Portugal, há várias pontes com sistemas de SHM, nas suas diversas variantes. Destaca-se, por exemplo, o sistema da Ponte 25 de Abril a funcionar há quase três décadas. Atualmente estes sistemas são bastante complexos e podem custar cerca de 0,5% do valor total da construção da ponte [3]. Portanto, é atualmente inviável a massificação desta tecnologia em todas as pontes devido aos custos elevados e complexidade dos sistemas de SHM (tais como sensores, sistemas de aquisição de dados, sistemas de transferência de dados, computadores, etc.) e da mão-de-obra especializada. Torna-se, portanto, necessário desenvolver sistemas de SHM mais simples, mais baratos e móveis, capazes de serem utilizados potencialmente por técnicos integrados nos quadros das autoridades de pontes, sem recorrer à contratação de equipas especializadas sempre que há necessidade de obter respostas mais concretas sobre a integridade estrutural.

A App4SHM é um sistema de SHM simples, barato e móvel, capaz de ser utilizado por inspetores de pontes em qualquer momento. Após a criação de uma base de dados de referência para caracterizar o comportamento ‘normal’ da estrutura não danificada, qualquer técnico com um telemóvel poderá efetuar a monitorização periódica da estrutura para diagnosticar a condição estrutural recorrendo à inteligência artificial e, no caso de se registar algum dano, lançar um aviso de alerta. Esta aplicação é resultado de um esforço de simplificação e sistematização da SHM de pontes. Como funciona? Basta colocar o telemóvel na ponte, registar uma série temporal de acelerações e, após alguns segundos, poderá avaliar a condição estrutural com técnicas integradas de inteligência artificial. Porquê inteligente? Porque aplica algoritmos de aprendizagem automática para aprender (ou modelar) o comportamento estrutural através da experiência (ou dados anteriores) e fazer previsões, seguindo o mesmo princípio que o cérebro humano. Qual a arquitetura? É composta por dois componentes: uma aplicação móvel e uma plataforma computacional alojada num servidor remoto. A aplicação móvel é desenvolvida em Flutter e é compatível com dispositivos iOS e Android. Os dispositivos devem ter instaladas versões iguais ou superiores a iOS 11 ou Android 5.

De forma a ilustrar a aplicabilidade da App4SHM, nos passados dias 13 de setembro de 2023 e 17 de janeiro de 2024 uma equipa efetuou um conjunto de ensaios dinâmicos em vibração ambiental sobre a Ponte Edgar Cardoso na Figueira da Foz, ao abrigo de um protocolo entre a Universidade Lusófona e a Infraestruturas de Portugal, com o objetivo de testar e comparar a App4SHM [5] com sistemas tradicionais de monitorização.

2. TELEMÓVEIS NA MONITORIZAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL

2.1 Telemóveis e sensores

A tecnologia sensorial incorporada, bem como a capacidade de processamento, memória e transmissão de dados, fazem dos telemóveis potenciais alvos para simplificar os sistemas de SHM. Os telemóveis têm hoje uma série de sensores incorporados, tais como acelerómetros, giroscópicos, termómetros e GPS disponíveis para serem explorados em certas aplicações específicas. Mas pode, por exemplo, um acelerómetro de 2€ incorporado num telemóvel substituir um acelerómetro tradicional de 1000€?

Obviamente que os telemóveis são acarretam o milagre tecnológico, mas há aplicações onde a precisão de ambos é comparável [6].

Com este tipo de tecnologia, qualquer técnico com um telemóvel poderá efetuar a monitorização estrutural periódica de uma ponte, lançar uma aplicação para diagnosticar a condição estrutural e, no caso de se registar algum dano, atualizar o risco de colapso. Os telemóveis poderão ser uma preciosa ajuda em toda a operação de gestão e manutenção estrutural pois não exigem mão-de-obra altamente especializada e têm um preço relativamente acessível. É uma tecnologia que pode ser utilizada durante as inspeções periódicas de pontes levadas a cabo pelas autoridades, ou sempre que necessário. Por exemplo, as explosões no porto de Beirute em 4 de agosto de 2020 causaram danos a centenas de estruturas naquela cidade. Com um telemóvel, seria possível convocar técnicos de primeira linha espalhados pela cidade para avaliar a condição e o risco estrutural de determinadas pontes imediatamente após a ocorrência das explosões, permitindo auxiliar as autoridades na tomada de decisões, de forma rápida, sobre a abertura ou o fecho das mesmas ao tráfego.

2.2 App4SHM: Arquitetura e modo de funcionamento

App4SHM é uma aplicação inteligente de telemóvel para SHM de pontes ou outras estruturas civis, com o objetivo de avaliar a condição depois de um evento extremo ou quando requisitado pelas autoridades [5]. Esta aplicação utiliza ferramentas emprestadas da inteligência artificial e funciona um pouco como o cérebro humano. Primeiro aprende com a experiência, isto é, cria uma base de dados de referência através de várias medições efetuadas durante um determinado período de referência. Depois, em qualquer instante, a aplicação pode ser utilizada para medir e comparar uma nova resposta estrutural com a base de dados de referência, emitindo um indicador de dano. Se o indicador de dano estiver acima de um determinado nível de confiança, a aplicação emite uma mensagem de alerta que pode desencadear uma inspeção mais atenta por parte das autoridades.

A App4SHM é composta por duas componentes: aplicação no telemóvel e plataforma computacional num servidor remoto. A aplicação de telemóvel é desenvolvida em Dart/Flutter e é compatível com dispositivos equipados com o sistema operativo iOS 11 ou posterior e Android 5 ou posterior. A plataforma computacional no servidor é desenvolvida em Python/Django e liga-se a uma base de dados MySQL. No telemóvel, a aplicação é composta por um mecanismo de navegação formada por quatro passos:

- *Structure Identification* – definição da estrutura a monitorizar para construção de uma base de dados de referência;
- *Data Acquisition* – medição de série temporal em acelerações na direção ortogonal ao visor por um período de tempo controlado pelo utilizador;
- *Feature Extraction* – estimativa de três frequências naturais de vibração através de um espectro de potência derivado da série temporal;
- *Damage Detection* – para cada observação (conjunto de três frequências) é determinado um indicador de dano em função da distância quadrada de Mahalanobis, tendo a base de dados da estrutura como referência (ver [7]) e um limite superior definido para um nível de significância de 5%. O indicador de dano é representado a verde se a observação é estatisticamente semelhante às observações da base de dados ou a vermelho em caso contrário.

A aplicação comunica com um servidor remoto, através do qual são efetuadas as operações matemáticas mais pesadas, incluindo o cálculo do conteúdo espectral das séries temporais e o cálculo do indicador de dano através de um algoritmo de aprendizagem automática. Utilizadores credenciados têm acesso ao servidor através de qualquer navegador de internet utilizando uma interface web de administração, onde podem gerir todas as medições (séries temporais, espectros de potência e frequências naturais), exportá-las em formato Excel e até importar frequências medidas fora da aplicação. Essa última opção é interessante no caso, bastante comum, de se ter acesso ao histórico da monitorização da respetiva ponte, que poderá ser utilizado para treinar os algoritmos de deteção de dano sem que haja necessidade de uma nova campanha de medições.

A aplicação está disponível publicamente na Google Play e App Store, podendo ser experimentada por qualquer utilizador em modo “guest”, que dá acesso a todas as funcionalidades da aplicação no telemóvel (mas as leituras são descartadas ao fim do dia). Para utilização mais profissional, os utilizadores devem contactar a equipa da AppSHM que lhes atribuirá um acesso autenticado. Para mais informações, consulte <https://www.app4shm.com>.

3. PONTE EDGAR CARDOSO

3.1 Descrição estrutural

A Ponte Edgar Cardoso (Figura 1) sobre o rio Mondego foi a primeira ponte de tirantes construída em Portugal, tendo sido aberta ao tráfego em 1982. O seu projeto é da autoria do Professor Engenheiro Edgar Cardoso. Tem uma extensão total de 1421 m e é composta por dois viadutos de acesso e pela ponte de tirantes com 405 m.

A ponte de tirantes possui dois tramos extremos de 90 m de comprimento e um tramo central com 225 m. O seu tabuleiro (Figura 2), misto de aço e betão, é suportado por duas torres, dois pilares de transição e seis pares de tirantes que divergem a partir dos topos das torres e se ligam ao tabuleiro em secções afastadas de 30 m entre si. O Quadro 1 resume as propriedades físicas e mecânicas dos tirantes longos e médios [8]. A importância histórica e a conceção diferenciada da obra de arte, no contexto da engenharia de estruturas portuguesa, justificam as preocupações com a sua preservação e a manutenção em funcionamento, tal como evidenciam as diversas intervenções a que a ponte foi submetida nos últimos 20 anos. Destacam-se os estudos de reabilitação efetuados entre 1998 e 2001, que conduziram à reabilitação concluída em 2006, e a intervenção adicional nas bases das torres realizada em 2013 [9].



Figura 1. Vista lateral da Ponte Edgar Cardoso.

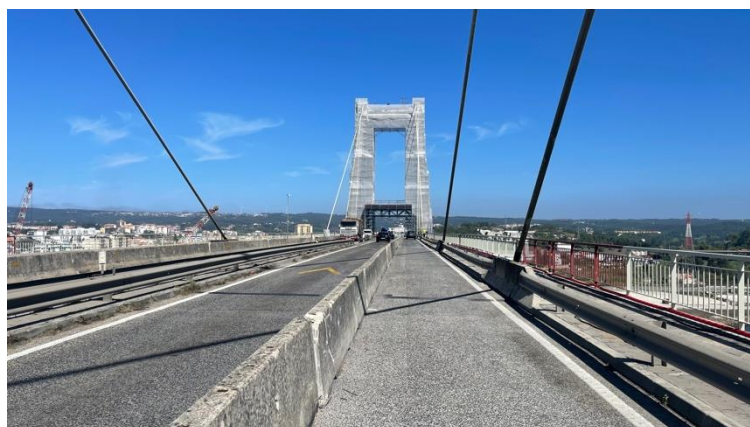


Figura 2. Vista de uma das torres a partir do tabuleiro.

Quadro 1. Propriedades físicas e mecânicas dos tirantes.

Tirante	Comprimento da corda (m)	Nº fios de aço 5 mm	Área secção transversal (cm ²)	Massa secção transversal (kg/m)	Massa revestimento (estimativa) (kg/m)	Massa total (kg/m)
Longo	100,62	900	176,72	138,7	9,4	148,1
Médio	75,00	540	106,03	83,2	8,2	91,4

3.2 Inspeções periódicas e necessidade de manutenção

Fruto das inspeções periódicas a que a ponte é submetida, constatou-se, nos últimos tempos, a existência de um número crescente de fios dos tirantes lassos e partidos nas zonas próximas das ancoragens no tabuleiro. Embora estas deficiências afetem, ainda, um número relativamente reduzido face ao total de fios que constituem cada tirante, trata-se de uma situação que tenderá a agravar-se com o decorrer do tempo, podendo pôr em causa a segurança da obra.

A solução adotada no projeto original, fruto do conhecimento e tecnologia existentes na altura, levou a que determinadas zonas dos tirantes ficassem muito expostas ao ambiente agressivo e à água em particular, despoletando um processo que começa a ser de corrosão acelerada. Acrescenta-se, ainda, que o tipo de atirantamento existente, contrariamente aos que se usam atualmente, não permite a reparação dos tirantes impondo, assim, a sua substituição integral.

Esta circunstância ditou a decisão tomada pela Infraestruturas de Portugal (IP) de proceder à substituição integral dos tirantes, o que permitirá dotar a ponte de uma segurança acrescida e facilitará, quer a manutenção quer a execução de futuras reparações no sistema de atirantamento. Com o novo sistema de atirantamento continua a ser impossível substituir as ancoragens sem colocar outras provisórias, mas tem a vantagem de o novo sistema permitir a substituição de cordões individualmente.

4. SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO

A Figura 3 representa os pontos de medição estrutural, nomeadamente em quatro tirantes no vão central do lado Este/Nascente (montante) e o tabuleiro.

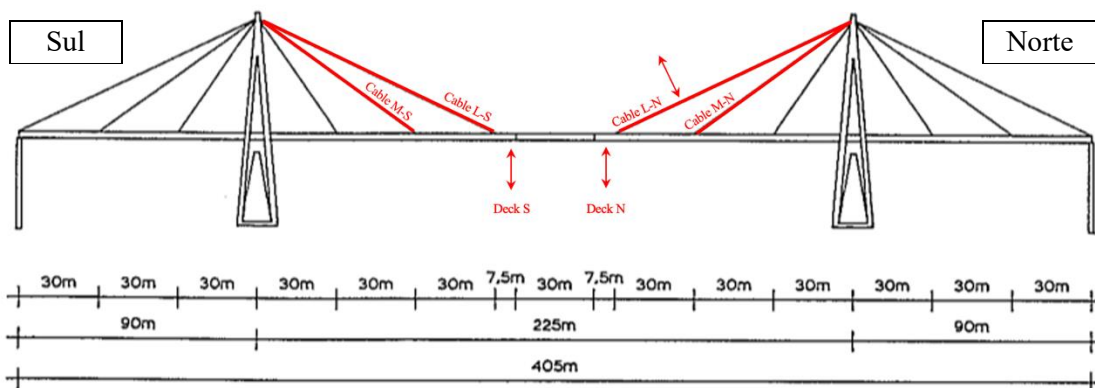


Figura 3. Plano de monitorização (vista de montante para jusante).

A Figura 4 mostra o sistema tradicional de monitorização, composto por um sistema de aquisição (DAQ) da National Instruments e por três acelerómetros da PCB Piezotronics. A Figura 5 ilustra o posicionamento do telemóvel no tirante e um dos operadores a auxiliar o processo de obtenção de observações. Cada observação é definida pelo conjunto das três primeiras frequências naturais de vibração obtidas num dado instante. A Figura 6 ilustra várias interfaces da App4SHM referentes à aquisição de acelerações e estimativa de frequências naturais de vibração, num dado instante, para

criação da base de dados de referência. As frequências naturais específicas dos tirantes são isoladas em função do conhecimento prévio das frequências naturais de vibração estimadas a partir do tabuleiro.



Figura 4. DAQ tradicional.

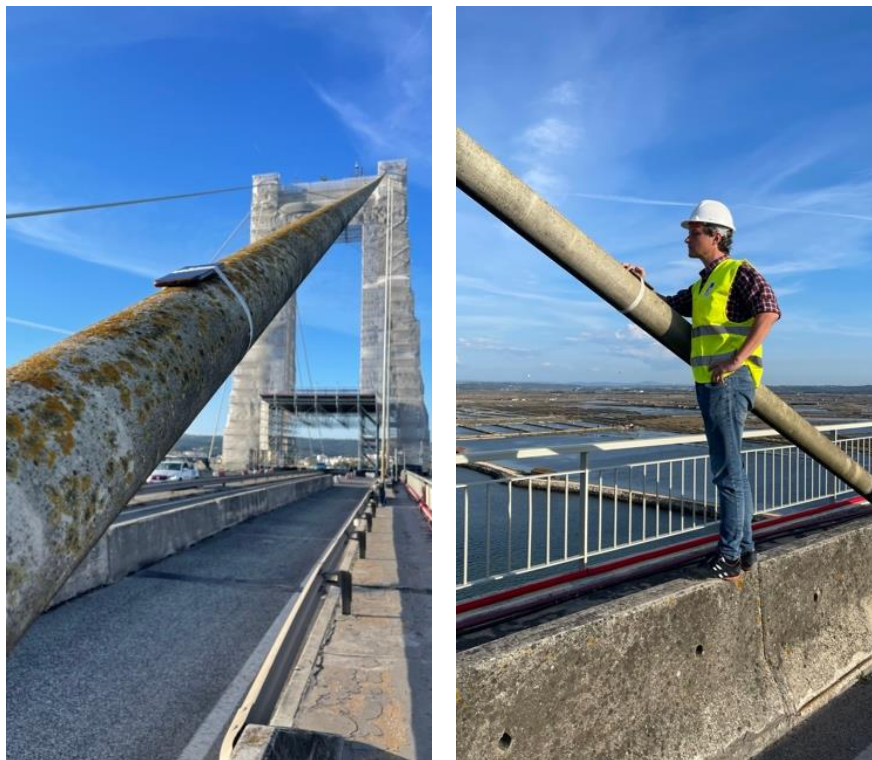
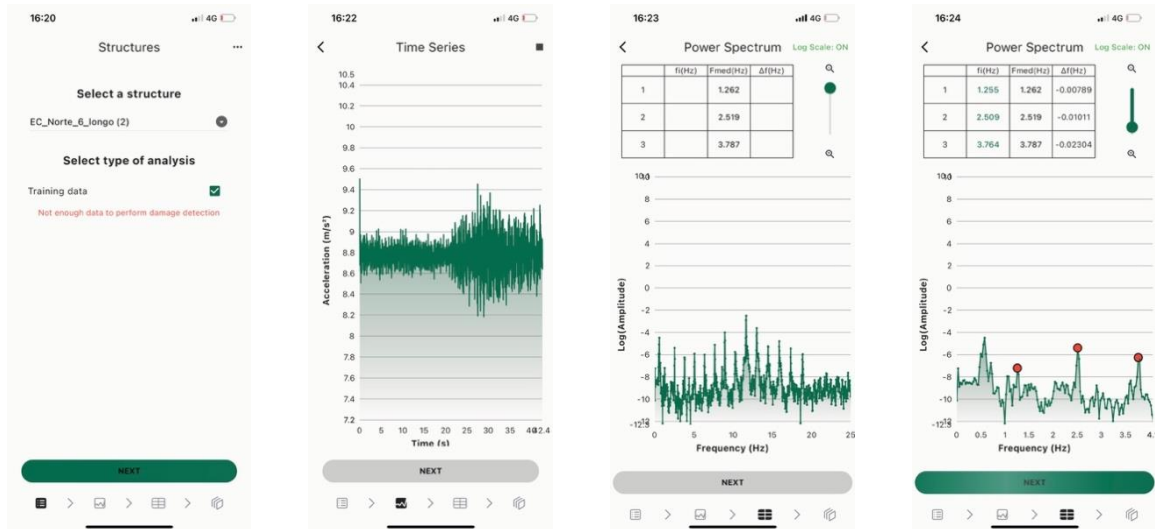


Figura 5. Fixação do telemóvel a um dos tirantes e controlo das medições por parte do operador.



Definição do elemento estrutural a ser monitorizado, de forma a criar uma base de dados

Visualização de uma série em acelerações no domínio do tempo

Espetro de resposta com indicação dos valores médios das três primeiras frequências naturais

Exemplo da seleção das três primeiras frequências naturais

Figura 6. Interfaces da App4SHM num dado instante para obter uma observação (tirante L-N).

5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

5.1 Tabuleiro

Relativamente ao tabuleiro, a Figura 7 ilustra as três primeiras frequências naturais de vibração referentes a uma observação obtida em 27 de março de 2024. Cada conjunto de três frequências constitui uma observação num dado instante. Adicionalmente, o Quadro 2 compara as frequências médias obtidas através da App4SHM em três momentos (13-Set-2023, 22-Jan-24 e 27-Mar-2024) com as obtidas em 1997 pelo LNEC através de um sistema de monitorização tradicional [10]. Observa-se uma redução significativa das frequências naturais de vibração (ex. -4,5% para f_1) de 1997 a 2013. Esta alteração deverá ser devida ao acréscimo de massa no tabuleiro, em resultado da colocação adicional de separadores do tipo New Jersey (Figura 2) e das plataformas amovíveis sobre o tabuleiro.

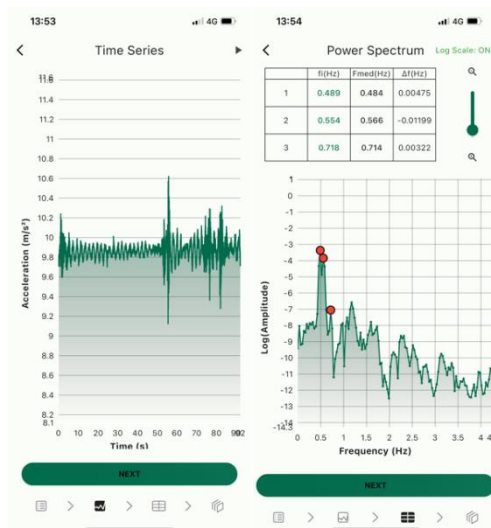


Figura 7. Interfaces da série temporal e do espetro com estimativa das três primeiras frequências do tabuleiro (27-Mar-24).

Quadro 2. Frequências naturais de vibração no tabuleiro (Tabuleiro N).

Modo n	1997	13-Set-23		22-Jan-24		27-Mar-24	
	DAQ Tradicional (Ref.)	App4SHM		App4SHM		App4SHM	
	f_n (Hz)	f_n (Hz)	Δf_n	f_n (Hz)	Δf_n	f_n (Hz)	Δf_n
1	0,510	0,487	-4,5%	0,482	-1,0%	0,487	1,0%
2	0,600	0,568	-5,3%	0,562	-1,1%	0,560	-0,4%
3	0,730	0,712	-2,5%	0,696	-2,2%	0,715	2,7%

5.2 Tirantes

5.2.1 Análise comparativa das frequências

O Quadro 3 compara as frequências naturais de vibração obtidas através do sistema tradicional (cerca de 10 min em vibração ambiental) e a App4SHM (cerca de 90 s em vibração ambiental), com diferenças inferiores a 0,2%. Esta diferença valida, do ponto de vista prático, a robustez da App4SHM para estimar as frequências naturais de vibração em tirantes.

Quadro 3. Comparação (Setembro 2023) do sistema DAQ tradicional e App4SHM em termos de frequências naturais.

Modo n	DAQ tradicional	App4SHM	
	f_n (Hz)	f_n (Hz)	Δf_n
1	1,294	1,292	-0,2%
2	2,586	2,580	-0,2%
3	3,882	3,880	-0,1%

5.2.2 Estimativa das forças

Uma estimativa das forças de tração nos tirantes baseada na teoria das cordas vibrantes é dada por:

$$F = 4mL^2 \left(\frac{f_n}{n} \right)^2 \quad (1)$$

onde m = massa (kg/m), L = comprimento do cabo (m), f_n = frequência natural de vibração associada com o modo n e F = força de tração (N). Alternativamente, a força nos tirantes pode ser obtida através da média de k frequências:

$$F = 4mL^2 \left(\frac{1}{k} \sum_{n=1}^k \frac{f_n}{n} \right)^2 \quad (2)$$

Os Quadro 4, Quadro 5 e Quadro 6 resumem estimativas das três primeiras frequências naturais de vibração e das forças nos tirantes L-N, M-N e M-S obtidas através da Eq. (2), para três momentos no tempo: 2021, 13 de setembro de 2023 e 22 de janeiro de 2024. Para além daqueles três momentos, o Quadro 7 resume as frequências e forças no tirante L-S em 27 de março de 2024. As variações são determinadas sempre relativamente ao momento precedente de leitura.

Em todos os tirantes observa-se um aumento generalizado das forças em 2023 comparativamente a 2021. Por exemplo, no tirante L-S (Quadro 7) apresenta em 2023 uma força de 10008 kN, isto é, um aumento de 5,5% comparativamente a 2021. Estes resultados estão alinhados com os obtidos no tabuleiro e validam a diminuição das frequências naturais de vibração no tabuleiro provocadas pelo acréscimo de massa.

Relativamente a 2024, os resultados demonstram uma estabilização das forças nos tirantes M-N e L-S e um aumento nos tirantes L-N e M-S, com especial destaque para o tirante L-N, com um aumento de 4,3% em 2023 e 7,9% em 2024.

Quadro 4. Tirante L-N.

Modo n	2021, DAQ Tradicional		13 Set 2023, App4SHM				22 Jan 2024, App4SHM			
	f_n (Hz)	F (kN)	f_n (Hz)	Δf_n	F (kN)	ΔF	f_n (Hz)	Δf_n	F (kN)	ΔF
1	1,237	9177	1,261	1,9%	9537	3,9%	1,314	6,2%	10356	8,6%
2	2,456	9044	2,512	2,3%	9462	4,6%	2,614	6,4%	10246	8,3%
3	3,700	9123	3,780	2,2%	9522	4,4%	3,906	5,6%	10167	6,8%
	9115		9507 4,3%				10256 7,9%			

Quadro 5. Tirante M-N.

Modo n	2021, DAQ Tradicional		13 Set 2023 App4SHM				22 Jan 2024 App4SHM			
	f_n (Hz)	F (kN)	f_n (Hz)	Δf_n	F (kN)	ΔF	f_n (Hz)	Δf_n	F (kN)	ΔF
1	1,600	15354	1,658	3,6%	16487	7,4%	1,651	3,2%	16348	-0,8%
2	3,219	15537	3,311	2,9%	16438	5,8%	3,315	3,0%	16477	0,2%
3	4,831	15553	5,003	3,6%	16680	7,2%	4,976	3,0%	16501	-1,1%
	15481		16535 6,8%				16442 -0,6%			

Quadro 6. Tirante M-S.

Modo n	2021, DAQ Tradicional		13 Set 2023, App4SHM				22 Jan 2024, App4SHM			
	f_n (Hz)	F (kN)	f_n (Hz)	Δf_n	F (kN)	ΔF	f_n (Hz)	Δf_n	F (kN)	ΔF
1	1,581	5140	1,619	2,4%	5390	4,9%	1,663	5,2%	5687	5,5%
2	3,150	5101	3,243	3,0%	5407	6,0%	3,330	5,7%	5701	5,4%
3	4,744	5143	4,874	2,7%	5428	5,6%	5,005	5,5%	5724	5,4%
	5128		5409 5,5%				5704 5,5%			

Quadro 7. Tirante L-S.

Modo n	2021, DAQ Tradicional		13 Set 2023, App4SHM				22 Jan 2024, App4SHM				27 Mar 2024, App4SHM			
	f_n (Hz)	F (kN)	f_n (Hz)	Δf_n	F (kN)	ΔF	f_n (Hz)	Δf_n	F (kN)	ΔF	f_n (Hz)	Δf_n	F (kN)	ΔF
1	1,256	9462	1,292	2,9%	10012	5,8%	1,302	3,7%	10167	1,6%	1,303	0,0%	10183	0,2%
2	2,513	9469	2,580	2,7%	9981	5,4%	2,606	3,7%	10183	2,0%	2,618	0,0%	10277	0,9%
3	3,781	9527	3,880	2,6%	10032	5,3%	3,909	3,4%	10183	1,5%	3,911	0,0%	10193	0,1%
	9486		10008 5,5%				10178 1,7%				10218 0,4%			

CONCLUSÕES

Os resultados preliminares da análise dinâmica obtidos, durante os trabalhos de substituição dos tirantes na Ponte Edgar Cardoso, já permitem validar a utilização de telemóveis para SHM de pontes atirantadas.

Através da análise dos resultados no tabuleiro, observa-se uma redução significativa das frequências naturais de vibração (ex. 4,5% para f_1) de 1997 a 2023. Esta alteração deverá ser o resultado do acréscimo de massa no tabuleiro, em resultado da colocação dos separadores do tipo New Jersey e das plataformas amovíveis sobre o tabuleiro.

Através da análise dos resultados dos tirantes, conclui-se que a App4SHM fornece estimativas das frequências naturais de vibração muito semelhantes às fornecidas pelo sistema DAQ tradicional, registando diferenças inferiores a 0,2%. Observa-se ainda um aumento generalizado, em cerca de 5,5%, das forças nos tirantes em 2023 comparativamente a 2021, em linha com os resultados observados no tabuleiro.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia através do financiamento UIDB/04625/2020 da unidade de investigação CERIS (DOI: 10.54499/UIDB/04625/2020). Um agradecimento especial à Infraestruturas de Portugal (IP) e todos os seus colaboradores, pela abertura sempre demonstrada na recolha dos resultados.

REFERÊNCIAS

- [1] E. Figueiredo and J. Brownjohn, “Three decades of statistical pattern recognition paradigm for SHM of bridges,” *Struct Health Monit*, vol. 21, no. 6, pp. 3018–3054, 2022, doi: 10.1177/147592172211075241.
- [2] C. R. Farrar and K. Worden, *Structural Health Monitoring: A Machine Learning Perspective*. John Wiley & Sons, Ltd, 2013. doi: 10.1002/9781118443118.
- [3] E. Figueiredo, I. Moldovan, and M. Barata Marques, *Condition Assessment of Bridges : Past , Present and Future A Complementary Approach*. Lisboa: Católica Editora, 2013.
- [4] H. Wenzel, *Health Monitoring of Bridges*. John Wiley & Sons, Ltd., 2009. doi: 10.1002/9780470740170.
- [5] E. Figueiredo, I. Moldovan, P. Alves, H. Rebelo, and L. Souza, “Smartphone Application for Structural Health Monitoring of Bridges,” 2022, *Sensors*. doi: 10.3390/s22218483.
- [6] G. Grouios, E. Ziagkas, A. Loukovitis, K. Chatzinikolaou, and E. Koidou, “Accelerometers in Our Pocket: Does Smartphone Accelerometer Technology Provide Accurate Data?,” *Sensors*, vol. 23, no. 1, Jan. 2023, doi: 10.3390/s23010192.
- [7] E. Figueiredo and E. Cross, “Linear approaches to modeling nonlinearities in long-term monitoring of bridges,” *J Civ Struct Health Monit*, vol. 3, no. 3, pp. 187–194, 2013, doi: 10.1007/s13349-013-0038-3.
- [8] “Determinação das forças instaladas nos tirantes da Ponte Edgar Cardoso na Figueira da Foz,” Relatório Técnico, Porto, 2021.
- [9] A. Rito, P. Cabral, L. Xavier, and T. Abecasis, “O Projecto de Substituição dos Tirantes da Ponte Edgar Cardoso,” in *Reabilitar & Betão Estrutural 2020, LNEC, 3 a 5 de novembro de 2021*,
- [10] “Inspeção e elaboração de estudo de reabilitação da Obra de Arte,” Anexo 8 – Caracterização Dinâmica Experimental (LNEC), A2P Consult, Lda, 1997.

Técnicas de inspeção e diagnóstico de estruturas de betão

J. Santos¹

J. A. Silva²

J. Pina-Prata³

N. Molho⁴

RESUMO

Agora mais do que nunca a sustentabilidade é um vetor que está presente nos diferentes sectores da sociedade. Também na Engenharia Civil, a procura por processos otimizados que permitam, de forma cada vez menos invasiva, estudar as estruturas de betão armado existentes, têm evoluído, permitindo abordagens cada vez mais sustentáveis, relativamente à utilização, manutenção e reforço de estruturas, infraestruturas e equipamentos existentes. Neste artigo procuramos resumir algumas das abordagens que têm vindo a dar bons resultados, permitindo estender o tempo de vida útil de estruturas existentes, ou aferir a verdadeira condição de elementos estruturais sobre os quais não existem elementos de projeto ou registos de execução. Importa registar que alguns dos ensaios aqui descritos representam abordagens das mais recentes tecnologicamente, com utilização de equipamentos de ponta, no panorama nacional.

Palavras-chave: Inspeção; Diagnóstico; NDT; Georadar; Ultrassons.

1. INTRODUÇÃO

A evolução do estado de conservação de uma estrutura em betão armado, seja ela de qualquer tipo, por exemplo um edifício, um viaduto, uma barragem, um tanque vertical de pasta, ou um depósito de produtos químicos, pode conduzi-la a estados críticos de integridade estrutural. A necessidade de aferir o estado de conservação destes elementos recolhendo diversas informações tais como, confirmar as suas seções resistentes e representar as características dos elementos constituintes é essencial para avaliar a sua adequabilidade às condições a que estão sujeitos e, portanto, se deverão ou não permanecer em serviço. Numa ótica de sustentabilidade, é vital que o tempo de serviço das estruturas seja estendido tanto quanto possível, permitindo até o recondicionamento destas estruturas para acomodar a alteração das condições de carregamento. Estas alterações ocorrem frequentemente e por diferentes motivos, tal como o exemplo da instalação de painéis fotovoltaicos sobre uma cobertura, a alteração de um processo químico que implica um aumento de temperatura de um fluido, a necessidade de substituição de um equipamento que apoia na estrutura em betão, com novas cargas ou geometrias, ou ainda a necessidade de implementar soluções de reforço estrutural em pontes com mais de 40 anos de serviço para acomodar novas condições de utilização.

A tecnologia tem-se aproximado cada vez mais do mundo da Engenharia Civil ajudando a superar diversas barreiras naturais ou impostas pela constante mudança do panorama.

Neste contexto, os ensaios não destrutivos (NDT) em estruturas de betão têm sofrido constante inovação, mostrando dia após dia vantagens na sua utilização, assim como uma crescente capacidade de extrair informações dos ensaios e responder às necessidades de cada particularidade.

¹ ISQ – SIE, Porto, Portugal, jadsantos@isq.pt

² ISQ – SIE, Porto, Portugal, jantsilva@isq.pt

³ ISQ – SIE, Lisboa, Portugal, jpprata@isq.pt

⁴ ISQ – SIE, Porto, Portugal, nmolho@isq.pt

2. ENSAIOS NDT EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO

A gama de ensaios NDT disponível para utilizar em estruturas de betão armado e/ou pré-esforçado, tem vindo a crescer com os desenvolvimentos tecnológicos, permitindo a aplicação em vários contextos.

Os ensaios mais correntes procuram dar resposta a pontos principais como:

1. deteção de armaduras ordinárias, armaduras de pré-esforço, tubagens e infraestruturas embebidas em elementos de betão ou no solo;
2. aferir se elementos de pré-esforço embainhados estão selados, ou se apresentam vazios;
3. determinação de características do betão, de forma não invasiva, tal como resistividade, módulo de elasticidade, resistência à compressão;
4. identificação de anomalias e quantificação da sua intensidade/gravidade, como medição da profundidade de fissuras, ou a determinação do volume de vazios dentro ou sob um elemento de betão;
5. avaliação da condição das armaduras embebidas no betão, quanto ao seu potencial de corrosão.

Para cada tipo de ensaios, existem equipamentos no mercado que dão uma resposta adequada às suas características e tipo de inteligência que apliquem no seu *software*. Desta forma, os erros e tolerâncias são ajustados em função do equipamento, sempre sujeitos ao espírito crítico do seu utilizador. Torna-se essencial que toda abordagem de investigação da estrutura, desde a inspeção inicial à realização dos ensaios e análise dos seus resultados seja levada a cabo por técnicos formados em Engenharia Civil, garantindo assim a adequada execução dos ensaios com a compreensão do funcionamento da estrutura e o conhecimento dos seus processos de construção, guiando as conclusões na direção certa.

Tendo em atenção que os resultados dos ensaios não dependem apenas dos equipamentos, mas das condições de execução do ensaio, assim como da sensibilidade do seu operador, esta área de investigação de estruturas requer experiência e atualização constante dos conhecimentos de forma a ultrapassar as barreiras e desafios para cada particularidade.

3. CASOS PRÁTICOS

São apresentados alguns casos práticos, cuja aplicação destes NDT apresentou papel fundamental dadas as exigências ou restrições.

3.1 Tomografia 3D com deteção de armaduras ou vazios:

- Exemplo de viga pré-esforçada de um viaduto

Quando se trata de estruturas como viadutos ou pontes, a utilização de ensaios NDT são um bom complemento aos ensaios convencionais permitindo reduzir tempo, recursos e custos, principalmente porque se trata de estruturas de grande envergadura e complexidade, onde o leque de informação a recolher torna-se elevado e crucial para a sua análise.

Numa solicitação de inspeção a um viaduto que apresentava um tabuleiro em betão armado vigado, com aplicação de pré-esforço nas longarinas, foram detetadas várias fissuras ao longo dos elementos tendo sido identificado um padrão de fissuração no betão coincidente com o traçado das bainhas, o que suscitou algumas dúvidas quanto à sua causa.

O trabalho de NDT começou pela tomografia 3D, para localização das armaduras presentes nesse elemento, aferindo o posicionamento da armadura corrente e das bainhas do pré-esforço.

A utilização de ondas rádio para a localização de armaduras de pré-esforço é uma abordagem já muito explorada, no entanto, o que se afigura como inovador é a possibilidade de em tempo real obter uma tomografia a 3 dimensões, que permite ao técnico no local verificar se o seu ensaio devolve a informação necessária, ou se carece de reposicionamento.

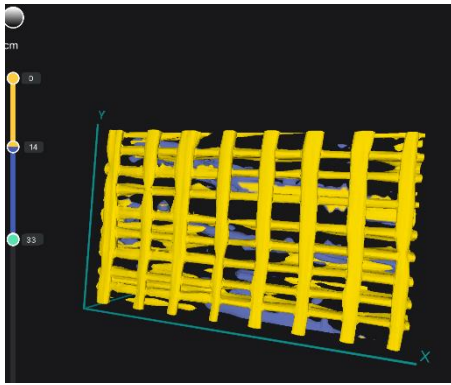


Figura 1. Tomografia 3D com clara visualização das armaduras ordinárias (a amarelo).

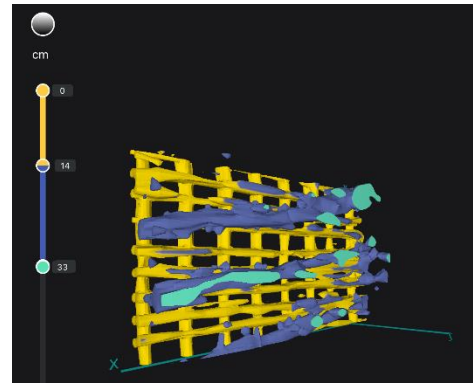


Figura 2. Tomografia 3D com clara visualização de 3 cabos de pré-esforço (a violeta).



Figura 3. Fotografia da superfície ensaiada com marcação da posição dos cabos.

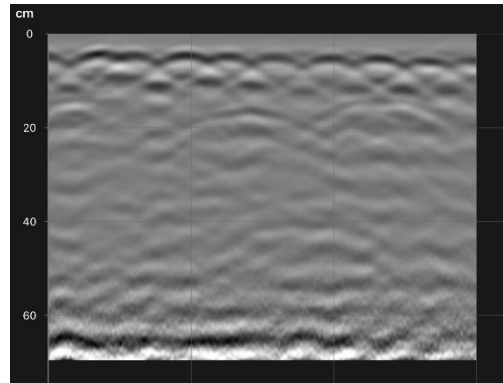


Figura 4. Vista tradicional de um radargrama.

- Exemplo de bacia de contenção de líquidos

Em diversas indústrias nacionais encontram-se frequentemente estruturas de betão armado e pré-esforçado executadas nas décadas de 70 e 80, sendo estruturas que funcionam em condições exigentes, pela sua envergadura e pela agressividade do meio em que se encontram. Considerando o seu tempo de serviço e estado atual de conservação, torna-se essencial aferir a sua condição, distinguindo por meio de inspeções detalhadas e ensaios avançados, as anomalias mais correntes e de fácil reparação, das que implicam diretamente com a integridade da estrutura, logo com a segurança dos trabalhadores, meio envolvente e atividade fabril.

Nesta situação foram realizadas campanhas com NDT, mais especificamente tomografias, aos cabos de pré-esforço, para aferir o seu posicionamento e de seguida verificar a existência de vazios no interior das mesmas, o que condicionaria certamente o estado de conservação dos cabos no seu interior. Esta abordagem, além de ser inovadora, permite a realização dos ensaios com as estruturas em funcionamento, o que se afigura uma grande mais-valia para os clientes que mostram sempre dificuldade em gerir tempos de paragem das suas instalações.

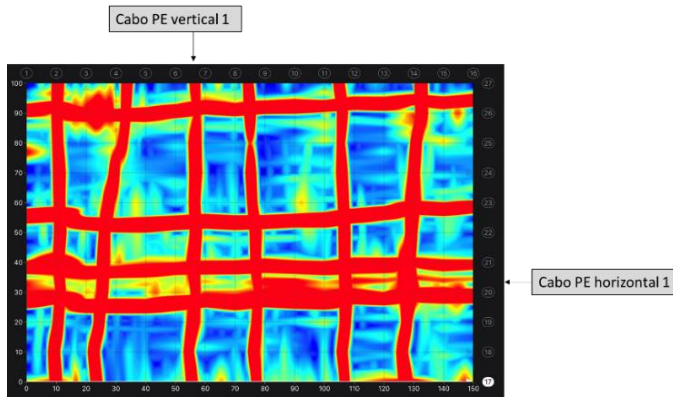


Figura 5. Mapa de cores de ensaio Georadar, com identificação de dois cabos de pré-esforço.

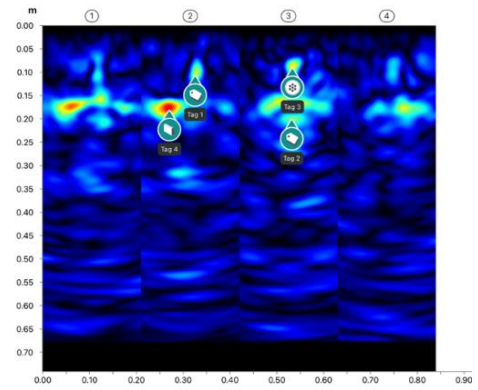


Figura 6. Leituras em corte transversal com PD8050, identificando cabo de pré-esforço com algumas bolsas de ar na bainha.

- Exemplo de pré-esforço em viaduto de secção em caixão

Para o controlo do enchimento de um troço de bainhas de pré-esforço num viaduto em construção, de secção em caixão, foram realizados ensaios de tomografia dos elementos, com foco na deteção de vazios nas bainhas. Para tal, foram realizados varrimentos para identificação dos cabos e, posteriormente, executados ensaios com equipamento de ultrassons para detetar a presença de vazios nas respetivas bainhas, mostrando dessa forma a ausência de calda cimentícia.

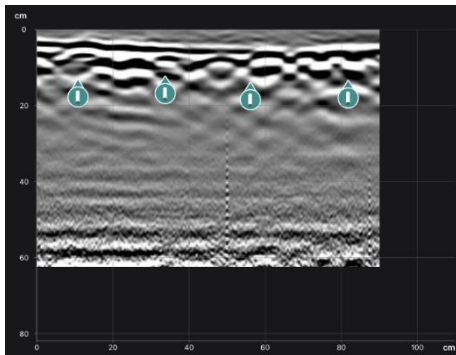


Figura 7. Deteção de 4 bainhas de pré-esforço.

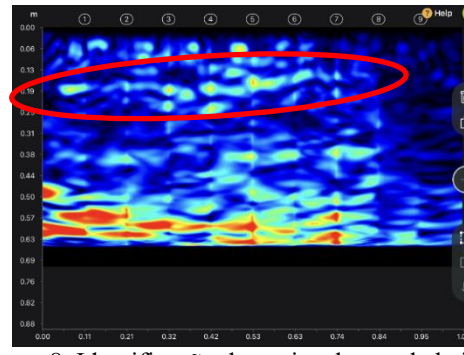


Figura 8. Identificação de vazios dentro da bainha selada.

- Exemplo de laje pré-esforçada

A utilização de pré-esforço em lajes de edifícios torna-se uma prática cada vez mais comum dadas as exigências arquitetónicas atuais. No caso de estudo seguinte, foram posicionadas as ancoragens sobre malha de armadura muito densa. Aquando do tensionamento dos cabos sucedeu que uma cabeça de ancoragem deslocou-se para o interior do elemento, fruto da existência de vazios na envolvente das armaduras. Desta forma, foi necessário realizar-se uma confirmação de todos os pontos de ancoragem do pré-esforço para detetar a eventual presença de vazios que poderiam colocar em causa o funcionamento e a durabilidade dos elementos.

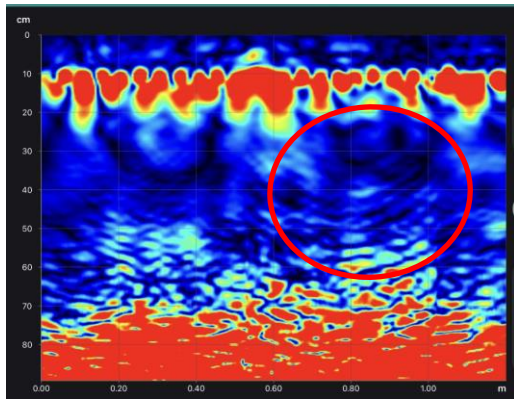


Figura 9. Radargrama dos elementos.

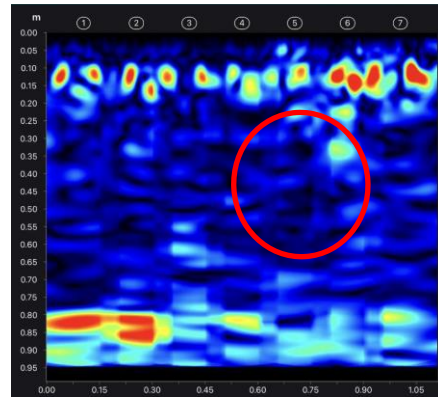


Figura 10. Detecção de vazios nos elementos, sob as armaduras.

3.2 Medição de profundidade fissuras:

- Exemplo de Tanque de armazenamento de fluidos

Perante a identificação de várias fissuras na parede de betão de uma bacia de retenção de líquidos em idade jovem de construção, houve a necessidade de recorrer a ensaios NDT de forma a caracterizar as fissuras, sem danificar os elementos e interromper o processo fabril. Desta forma foram realizadas várias medições de profundidades de fissuras para determinação deste indicador com intuito de perceber se havia atingido/ultrapassado as armaduras, que haviam sido previamente identificadas com ensaios de tomografia 3D. Constatou-se que as fissuras tinham uma profundidade de 16,8cm, tendo claramente ultrapassado a profundidade da camada de armadura mais próxima da superfície que tinha valores de recobrimento médio de 6,0cm.



Figura 11. Equipamento de ensaio "in situ".

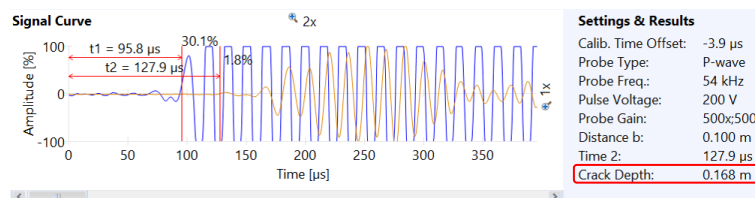


Figura 12. Resultado de uma medição.

3.3 Identificação de estruturas/infraestruturas enterradas

A falta de informação atualizada de cadastros de infraestruturas em diversos parques empresariais, leva à frequente realização de trabalhos com risco acrescido, tais como escavações, cravação de elementos, entre outros.

Neste sentido, o recurso a um georadar de superfície que permita a deteção, por reflexão de ondas rádio, de tubagens, ou estruturas de betão enterradas no solo é uma mais-valia, garantindo a demarcação de áreas onde os trabalhos não devem ocorrer, ou devem proceder de forma cuidadosa a fim de evitar a destruição de elementos existentes.

- Determinação de infraestruturas enterradas

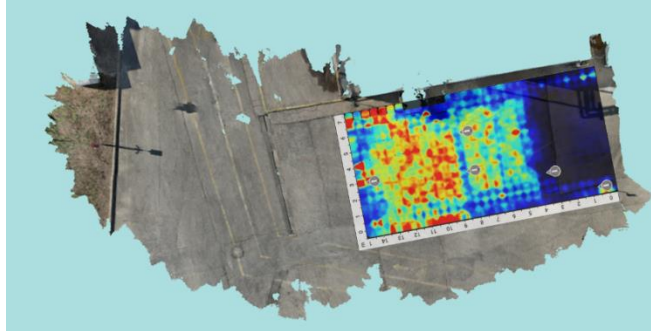


Figura 13. Identificação em ortofotomapa do levantamento realizado com GS8000.

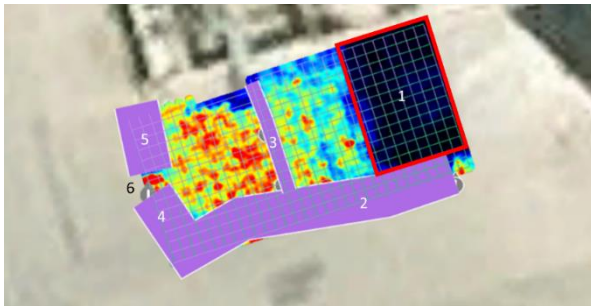


Figura 14. Resultados obtidos após tratamento dos dados.

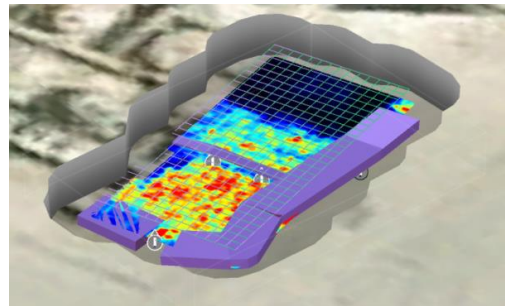


Figura 15. Representação 3D.

Resultados:

- (1) laje de betão armado;
- (2) tubagens existentes a 0,50 m da superfície;
- (3) tubagem colocada a 0,30 m da superfície;
- (4 e 5) zonas com tubagens oblíquas, com ligação a um ponto (6) que aparenta ser uma caixa de reunião enterrada, a cerca de 0,40 m de profundidade.

3.4 Determinação da configuração de armaduras de uma ponte

Com recurso ao radar de superfície e a software complementar foi possível a criação de uma visualização em 3 dimensões, georreferenciada, das armaduras ordinárias e de pré-esforço de uma ponte. Esta funcionalidade torna-se particularmente importante quando é necessário dimensionar soluções de reforço para uma obra de arte existente, já que é essencial ao projetista a confirmação do posicionamento das armaduras em comparação com a reduzida informação disponível do projeto original.

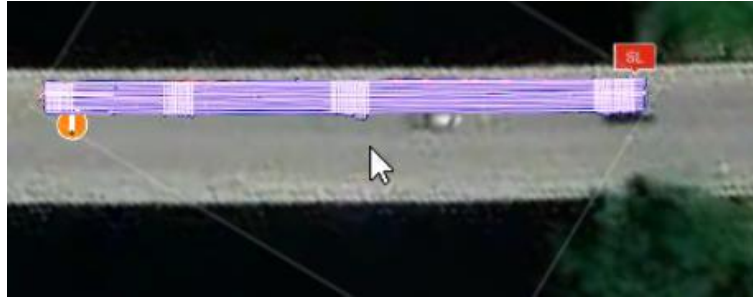


Figura 16. Identificação em ortofotomapa do levantamento realizado com GS8000 sobre o tabuleiro de uma ponte.

Os varrimentos para colheita dos dados estão representados pelas linhas brancas, tendo sido realizados longitudinalmente e transversalmente em alguns pontos. A georreferenciação realizou-se através da colheita das coordenadas GPS do primeiro ponto do varrimento (SL).

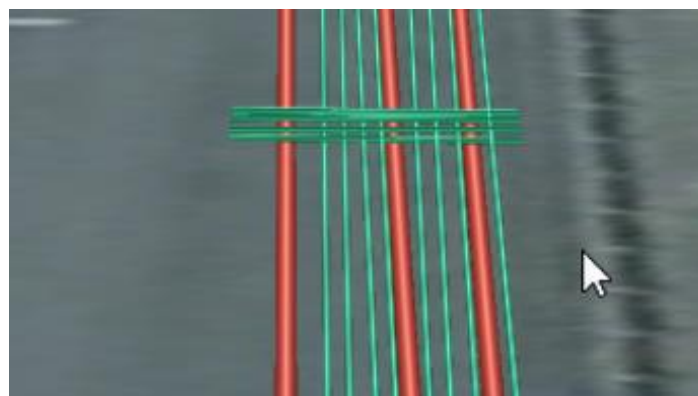


Figura 17. Representação 3D de um trecho do tabuleiro.

Nesta representação, a vermelho estão ilustrados os cabos de pré-esforço e a verde a camada superior das armaduras, identificados pela análise dos cortes dos radargramas obtidos, tal como a Fig. 18 apresenta.

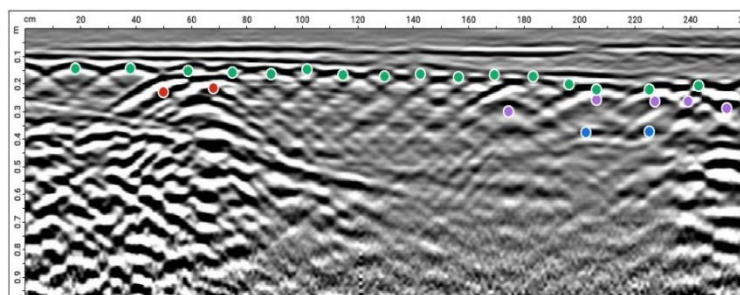


Figura 18. Vista em corte de um radargrama, com identificação das diferentes armaduras.

3.5 Avaliação da condição de armaduras embebidas no betão:

A avaliação de estruturas de betão armado existentes, implica entre diversos procedimentos e ensaios, a verificação do estado de conservação das armaduras embebidas, aferindo se estão ou não em processo ativo de corrosão. Além da medição de recobrimentos, a sua comparação com a profundidade da frente de carbonatação e o perfil de variação do teor de cloretos na pasta de ligante, são realizados dois ensaios não destrutivos relevantes que permitem balizar a maior ou menor probabilidade de corrosão instalada. Estas técnicas permitem a pesquisa em vastas áreas de estrutura, limitando assim a realização de sondagens mais invasivas apenas nas zonas onde existam fortes indícios da corrosão estar em curso.

- Medição do potencial elétrico do betão

A medição de potenciais elétricos da superfície betão, com objetivo de formular uma imagem característica do estado da corrosão da superfície do aço, segundo valores de referência da ASTM C876-91 [1], revelou os resultados seguintes onde é possível observar a totalidade dos valores superiores a -350 mV, indiciando que o processo de corrosão das armaduras apresenta 90% de probabilidade de estar já instalada.

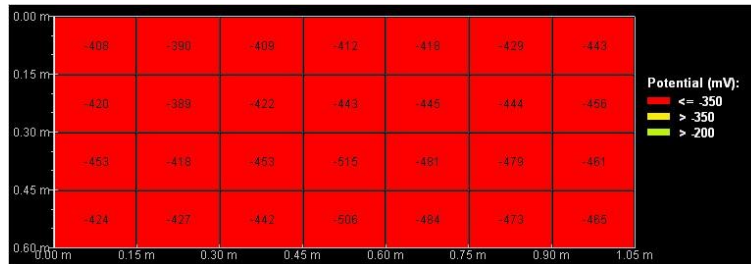


Figura 19. Resultados obtidos após tratamento dos dados.

A imagem acima revela um ensaio de 1.05m por 0.6m, numa estrutura de betão armado, que apesar de recente (com apenas 5 anos de idade) apresentava todos os valores com potenciais elétricos abaixo dos 350mV, ou seja, em toda a área existia uma probabilidade de corrosão em curso superior a 90%, pelo que foi realizada uma pequena sondagem para expor uma porção de varão, comprovando-se que estavam efetivamente já em processo de corrosão.

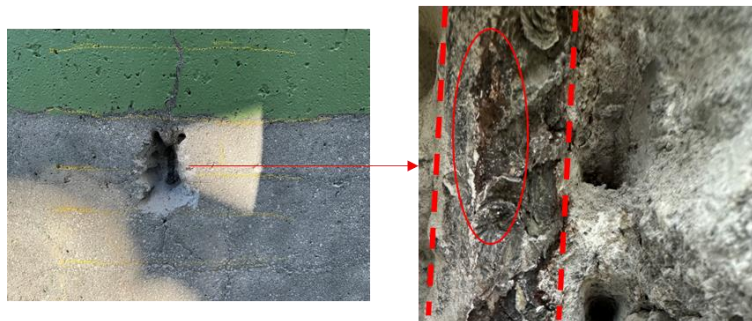


Figura 20. Resultado da sondagem realizada.

3.6 Determinação de resistência superficial de betão

Complementarmente aos ensaios de compressão simples de carotes de betão [2], pode realizar-se o ensaio não destrutivo para a medição da resistência superficial - Ressonância (R) -, através da utilização de um Esclerómetro [3]. Realizando este ensaio, por amostragem, na estrutura em betão somos capazes de obter a uniformidade dos restantes elementos da mesma família de betão e a sua resistência característica segundo a norma EN 13791 [4].

Desta forma, num caso prático de aplicação deste ensaio, foi possível caracterizar-se uma parede de betão armado, de contenção de aterro de um edifício industrial, que apresentou anomalias tais como deformação para fora do plano e fissuração de abertura acima do definido pela regulamentação. A campanha de ensaios permitiu caracterizar a resistência do betão, adequando o nº. de extração de carotes e o ensaio esclerométrico ao exigido pela norma, reduzindo tempo e custos, principalmente pelo processo mais complexo de extração de carotes.

Assim, correlacionando os valores dos ensaios com esclerómetro e os resultados do ensaio de compressão simples nas carotes extraídas, obtém-se uma curva e respetiva fórmula de conversão linear que permite extrapolar para os restantes valores de esclerómetro obtidos.

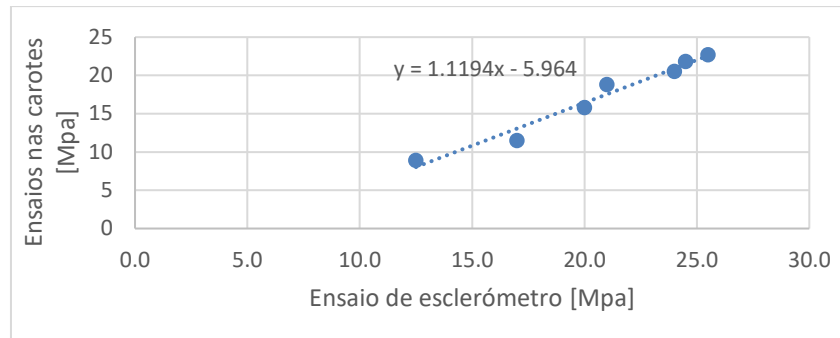


Figura 21. Correlação entre valores do ensaio com Esclerómetro e ensaio de compressão em carotes extraídas.

Desta feita, a amostra de resultados permite que, aplicando o critério previsto na EN13791, parte 8.1, se obtenha uma tensão característica em carotes de relação entre altura e diâmetro 1:1, de 12MPa.

Considerando a fórmula de conversão também prevista na norma descrita anteriormente, entre tensão em ensaios de carotes e a tensão característica do betão, obtemos a classe de betão a assumir, C12/15.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Os vários casos de estudo com ensaios NDT acima descritas permitem ilustrar uma diversidade imensa de situações onde se conseguiram obter inúmeras vantagens na aplicação destes métodos, retratando em parte o estado de arte destes campo de ensaios NDT.

A inovação e o desenvolvimento tecnológico permitem, dia após dia, elevar o grau de confiança dos resultados dos ensaios, além de ser possível encarar mais e diferentes cenários.

Dando seguimento aos trabalhos que aqui foram apresentados, procura-se no futuro aplicar estas tecnologias a novas estruturas, em busca de alargar o conhecimento e adquirir mais experiência em estruturas com particularidades próprias, de forma a ser cada vez mais fácil a resposta aos desafios colocados por cada obra.

Em curso, está já a ser testada a capacidade de um equipamento ultrassónico com transdutores pulso-eco em elementos de betão [5], para a determinação do módulo de elasticidade do elemento “*in situ*”, sem a necessidade de extrair carotes e evitar constrangimentos na atividade das estruturas.

Uma das valências que será certamente uma grande mais-valia, e que provavelmente estará disponível em breve, será a capacidade de determinar com precisão, o diâmetro dos varões e cabos de pré-esforço detetados dentro das peças de betão armado.

Observando o panorama da Engenharia Civil em Portugal e respondendo às exigências do mercado, outro desenvolvimento em curso será a capacidade de mapear estruturas por nuvem de pontos com precisão através da utilização de equipamento de última geração, criando modelos digitais de estruturas para a integração nos modelos BIM, enriquecidos com o mapeamento dos elementos invisíveis obtidos nos ensaios NDT aqui expostos.

REFERÊNCIAS

- [1] ASTM C876-91. 1999. Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. <https://doi.org/10.1520/C0876-91R99>
- [2] EN 12504-1. 2022. Testing concrete in structures – Part 1: Cored specimens – Taking, examining and testing in compression.

- [3] EN 12504-2. 2021. Testing concrete in structures - Part 2: Non-destructive testing - Determination of rebound number.
- [4] EN 13791. 2019. Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components. ISBN 9780580960611
- [5] EN 12504-4. 2007. Testing concrete in structures - Part 4: Determination of ultrasonic pulse velocity.

Evolução e inovação na gestão de obras de arte: uma visão de futuro

S. Costa ¹

F. Milhazes ²

V. Brito ³

T. Mendonça ⁴

RESUMO

Apresenta-se a mais recente evolução do Sistema de Gestão de Obras de Arte (GOA), que, após 25 anos de adoção, tem desempenhado um papel fundamental na gestão de mais de 20.000 pontes tanto em Portugal como a nível internacional, promovendo a segurança e uma gestão otimizadas destas estruturas. Perante o atual desafio da gestão de infraestruturas, marcado pela escassez de recursos, a necessidade de práticas de gestão sustentáveis e o envelhecimento das estruturas, abordam-se as ferramentas e tendências emergentes na gestão de ativos. Detalham-se as novidades da nova versão do sistema e uma perspetiva de futuro com a apresentação dos resultados de um projeto de I&D financiado pelo programa PT2020.

No que respeita à nova versão do sistema, apresentam-se novas metodologias desenvolvidas em colaboração com a Infraestruturas de Portugal, que incluem uma nova abordagem na caracterização das anomalias, o acompanhamento explícito do ciclo de vida da anomalia em inspeções consecutivas até à resolução e a implementação de uma ferramenta de gestão de manutenção integrada. Avalia-se o impacto destas novas ferramentas, em termos de produtividade, eficácia e em termos da riqueza acrescida de informação recolhida, e de como essa informação pode ser aplicada.

O artigo examina também um projeto de I&D liderado pela Betar, em parceria com a Universidade do Minho e Centro de Computação Gráfica, focado na transformação digital do GOA, incorporando tecnologias como *Building Information Modeling* (BIM) e Realidade Aumentada, bem como a aplicação de Inteligência Artificial na deteção de anomalias e algoritmos de previsão e otimização. O artigo destaca não só as capacidades e resultados das novas ferramentas e metodologias, mas também os processos decisórios e desafios enfrentados, bem como as direções futuras para a inovação em sistemas de gestão, de pontes e outras estruturas que integram as nossas infraestruturas de transportes.

Palavras-chave: Sistemas de Gestão de Ativos, Inspeção de Pontes, Transformação Digital, IA, BIM

1. INTRODUÇÃO

1.1 Contexto

As infraestruturas de transportes, como a rodovia, a ferrovia, os aeroportos e os portos desempenham um papel crucial no desenvolvimento das sociedades, apoiando o bem-estar das pessoas e o crescimento económico. Os ativos que as compõem são vitais para o desenvolvimento nacional e internacional, tanto a nível social como económico, contribuindo indiretamente para esse desenvolvimento segundo vários vetores, destacando a sua importância na geração de riqueza [1].

¹ Betar Consultores, Lisboa, Portugal. scosta@betar.pt

² Betar Consultores, Lisboa, Portugal. fmilhazes@betar.pt

³ Betar Consultores, Lisboa, Portugal. vbrito@betar.pt

⁴ Betar Consultores, Lisboa, Portugal. tmendonca@betar.pt

No final do século XX e início do século XXI, os países desenvolvidos investiram fortemente em infraestruturas de transportes. Em Portugal, após a adesão à União Europeia em 1986, o sector dos transportes, em especial as rodovias e os seus eixos principais, sofreram melhorias significativas para responder às necessidades de desenvolvimento socioeconómico [2]. A conceção tradicional das infraestruturas centrava-se na minimização dos custos de investimento inicial, conduzindo frequentemente a elevados custos de manutenção.

A introdução da análise do custo do ciclo de vida marcou uma mudança no sentido de equilibrar os custos de investimento e de manutenção [3]. Apesar das restrições financeiras, os investimentos em infraestruturas estratégicas têm sido cruciais para o sector dos transportes em Portugal. A crise financeira de 2008, no entanto, levou à redução dos investimentos públicos neste sector.

Atualmente, o envelhecimento das infraestruturas de transportes em Portugal coloca desafios de manutenção. O Tribunal de Contas identificou necessidades urgentes de manutenção, em especial na ferrovia, onde os ativos são geralmente mais antigos do que na rodovia [4]. Apesar destas questões, Portugal ocupa uma posição elevada na qualidade global das suas infraestruturas, embora enfrentando problemas nas infraestruturas ferroviárias, com uma parte significativa da ferrovia e pontes abaixo dos níveis de qualidade adequados [4].

A diminuição dos investimentos públicos é um problema comum em todo o mundo desenvolvido, afetando a qualidade das infraestruturas de transportes [5]. As estruturas modernas têm períodos de vida mais curtos devido a restrições económicas e de tempo na construção. O colapso da ponte *Morandi* é um exemplo recente que evidencia as consequências de uma manutenção inadequada [6].

O Fórum Económico Mundial recomenda o relançamento do investimento público e privado em infraestruturas, educação e inovação para impulsionar o crescimento económico nacional [5]. A sustentabilidade ambiental tornou-se uma consideração fundamental nos projetos de infraestruturas, afetando a viabilidade e o apoio público a novas construções.

A existência de um sistema nacional de gestão de ativos para as infraestruturas de transportes é essencial [4]). Estes sistemas apoiam a tomada de decisão e ajuda os decisores políticos a recolher dados de alta qualidade para a definição de prioridades de investimento, o que é crucial sob restrições orçamentais apertadas. A OCDE assinala a necessidade de um quadro analítico transnacional para avaliar o impacto das infraestruturas de transportes no desenvolvimento económico, salientando os desafios na gestão de dados em diferentes sistemas [1].

Uma renovação da gestão de ativos deste tipo deverá, muito provavelmente, ser feita com a ajuda de ferramentas de digitalização e dos avanços da indústria 4.0. De facto, a inspeção de pontes é ainda uma tarefa que requer bastante mão de obra, envolvendo por vezes riscos de segurança para os inspetores e exigindo um grande investimento na formação de especialistas. A introdução da inteligência artificial (IA) nas atividades de inspeção, nomeadamente a aprendizagem automática e a visão computacional, é um caminho evidente, permitindo um apoio significativo nas atividades de diagnóstico. A visão computacional tem sido um tema muito atual numa grande variedade de aplicações e indústrias, e o seu contínuo desenvolvimento tem progredido rapidamente com os avanços na sofisticação algorítmica e com o aumento das capacidades de computação, cada vez mais acessíveis. Existem vários modelos de *deep learning* disponíveis, sendo importante ressaltar que grande parte da eficiência do algoritmo depende da qualidade do conjunto de dados de treino.

Qualquer referência à digitalização no sector da construção remete imediatamente para o tópico de Building Information Modelling (BIM). Tem sido um dos grandes tópicos da indústria da construção e acredita-se que seja uma das soluções mais importantes na transição digital do sector [7]. A recolha e partilha de informação sobre estruturas sempre foi um desafio na engenharia civil, existindo um potencial transformador no BIM que traz uma abordagem holística ao projeto, construção e manutenção, englobando não só os aspetos geométricos, mas também as características funcionais da estrutura, criando um recurso de conhecimento partilhado. A integração do BIM em *Bridge Management Systems*

(BMS) está ainda numa fase inicial, mas à medida que a utilização do BIM ganha força nas fases de projeto e construção, será inevitavelmente utilizada na fase de exploração, em que os sistemas BMS são uma ferramenta fundamental.

1.2 Sistemas de Gestão de Pontes existentes

O GOA.BI (sistema de Gestão de Obras de Arte – *Bridge Intelligence*) é um projeto tecnológico concebido para enfrentar os desafios da gestão das infraestruturas rodoviárias e ferroviárias. O seu objetivo é estabelecer uma interface inteligente para ajudar os diferentes intervenientes, incluindo donos de obra, concessionárias e demais gestores na gestão do ciclo de vida das infraestruturas de transportes. Estas infraestruturas incluem um conjunto diversificado de ativos, começando pelas pontes, viadutos e túneis, e contemplando também outros ativos estruturais. A base do projeto é a promoção de um Sistema Integrado de Gestão de Ativos, tendo como base o sistema nacional GOA.

A importância de um BMS na conservação das infraestruturas tem sido reconhecida por muitos donos de obra, dada a complexidade estrutural e o investimento significativo necessário ao longo das diferentes fases do ciclo de vida das pontes. O software *BMS* deve apoiar a gestão da manutenção através do desenvolvimento de cronogramas e estratégias de manutenção que equilibrem a eficiência de custos com o desempenho, considerando os impactos sociais, económicos e ambientais.

A nível mundial, foram desenvolvidos numerosos *BMS*, incluindo o *BRIDGIT*, o *Pontis*, o FinnRABMS, entre outros [8]. A evolução dos *BMS* começou na década de 1960, impulsionada pela necessidade de fazer face à crescente deterioração das pontes. Os Estados Unidos foram pioneiros nesta abordagem após o colapso da ponte *Silver Bridge*, que levou à criação da Norma Nacional de Inspeção de Pontes (*NBIS*) em 1968. Inicialmente, a gestão de pontes baseava-se na teoria da substituição e em modelos matemáticos básicos, que mais tarde evoluíram para incorporar os dados das inspeções num planeamento de manutenção mais sofisticado. Na década de 1990, os *BMS* americanos, como o *BRIDGIT* e o *Pontis*, utilizavam estados de condição detalhados derivados de inspeções para orientar as decisões de manutenção [9][10].

Em Portugal, o sistema de gestão de pontes GOA® - Gestão de Obras de Arte, desenvolvido pela Betar, Lda. tornou-se uma ferramenta de relevo no mercado nacional. Lançado em 1997, o GOA veio colmatar uma lacuna do mercado nacional, tendo sido implementado pela Câmara Municipal de Lisboa e, posteriormente, pela Refer, a Companhia de Caminhos-de-Ferro Portugueses. A queda da ponte Hintze Ribeiro em 2001, uma tragédia de grandes repercussões a nível nacional, sublinhou a importância de sistemas eficazes de gestão de pontes e levou a uma adoção mais generalizada das GOA [11]. Ao longo de duas décadas, este sistema evoluiu com melhorias contínuas e várias versões.

O GOA inclui um inventário abrangente para a caracterização de ativos, incluindo dados administrativos e técnicos, identificação de componentes e detalhes dos materiais. O sistema está estruturado para receber continuamente informações atualizadas, principalmente a partir de vários tipos de inspeções: principal, rotina, subaquática e de componente. As inspeções de rotina incidem sobre a qualidade do serviço e a segurança do tráfego, recomendando tarefas de manutenção preventiva. As inspeções principais, realizadas de quatro em quatro ou de seis em seis anos, são mais pormenorizadas, avaliando os danos estruturais e atribuindo estados de conservação aos componentes. Também estão disponíveis módulos para o planeamento de inspeções e atividades de monitorização e para a gestão da manutenção, permitindo o acompanhamento completo do ciclo de vida de uma anomalia na estrutura. Outros módulos de apoio, como funcionalidades de *reporting* extensivas e integração de *dashboards* e mapas online constituem uma ferramenta completa para a gestão de pontes e ativos estruturais.

2. PROJETO GOA.BI

Ao longo de vinte anos de evolução e ampla adoção, o GOA tem ajudado os donos de obra a garantir a segurança e uma melhor gestão de mais de 20.000 pontes. O GOA permite a recolha de dados e a sua

disponibilização para utilização através de um sistema testado e bem-sucedido, que nos últimos anos tem sido implementado com sucesso também a nível internacional.

No entanto, vários desafios latentes têm vindo a crescer em importância, o que constituiu a razão para este projeto. Existe uma procura crescente por mais e melhor informação acionável por parte dos gestores, que possa ajudar o processo de tomada de decisão, priorizar estratégias e reduzir custos. A maturidade e eficácia dos sistemas de gestão de ativos para pontes também levou os donos de obra a olhar para outros ativos relevantes, na sequência de uma crescente consciência dos riscos económicos, de segurança, ambientais e de reputação, tanto por parte dos donos de obra como da sociedade em geral. A ideia principal subjacente a este projeto é que a introdução de ferramentas digitais de ponta pode dar resposta a muitos dos desafios emergentes.

Muitos dos dados estão organizados e prontamente disponíveis, mas há ainda áreas da atividade para as quais se regista insuficiências de informação, muitas vezes porque novas práticas e ferramentas criaram novas necessidades. Além disso, os processos no terreno, como a inspeção, ainda apresentam um grau de digitalização reduzido. Os dados de caracterização dos ativos continuam a ser difíceis e dispendiosos de obter e manter de forma a trazer valor acrescentado para o utilizador. Estes envolvem visitas prolongadas ao local, são suscetíveis a erros e, muito frequentemente, exigem um pós-processamento da informação para extrair os dados necessários ao gestor (por exemplo, a estimativa da área de um pilar para pintura pode exigir um processamento intermédio dos dados relativos à altura e à sua secção transversal). Neste capítulo, a tecnologia de *Bridge Information Modelling* (BrIM) facilita a visualização, a caracterização e a recuperação de dados geométricos, utilizados nas diferentes atividades de gestão de ativos. A tecnologia BrIM facilitará também a extensão do sistema a outros ativos estruturais. Os registos estáticos tradicionais têm de ser completamente alterados (mudando os modelos de dados e muitas vezes também a interface de utilizador) quando um novo ativo é caracterizado. Com os modelos BrIM, a flexibilidade de caracterização de diferentes ativos estruturais é muito superior, flexibilizando o software e o seu potencial retorno para o utilizador.

A inspeção é uma das principais atividades de um sistema de gestão e continua a exigir visitas demoradas das equipas de inspeção. Os inspetores devem registar todos os dados relevantes associados à ponte ou estrutura de forma descritiva, e as ferramentas móveis ainda incluem grandes obstáculos a uma inspeção eficaz e rápida. A tecnologia BrIM móvel simplificada pode facilitar o trabalho das equipas no terreno, simplificando a localização e a caracterização dos defeitos. A tecnologia BrIM também mostra o potencial para permitir a inspeção autónoma por drones, correlacionando facilmente a informação entre os sensores dos drones e o modelo.

A extração de informações relevantes dos dados, nomeadamente no que diz respeito à localização da anomalia, a sua caracterização, evolução ao longo do tempo e rastreio entre diferentes registos de inspeção sempre foi difícil de realizar com métodos analógicos tradicionais. Estas ineficiências nos dados recolhidos também têm condicionado a implementação de modelos de previsão da degradação e outras ferramentas similares. A utilização da tecnologia BrIM durante o registo dos dados de inspeção resolve muitos dos problemas subjacentes e contribui para implementar ferramentas mais fiáveis.

2.1 Objetivos e soluções propostas

Tendo em conta o contexto exposto, a Betar liderou um consórcio com a Universidade do Minho e o Centro de Computação Gráfica (instituição de I&I), com apoio financeiro ao abrigo do programa PT2020, que definiu como principal objetivo o desenvolvimento de um protótipo para um novo sistema de gestão de pontes designado por GOA.BI “GOA Bridge Management System – Bridge Intelligence”.

Este novo sistema está acessível no formato de uma plataforma desktop baseada na web e é complementado por uma aplicação móvel de suporte às atividades de campo. A primeira destina-se à equipa de gestão central; trata-se, portanto, de uma versão completa do sistema, incluindo todos os seus módulos. A segunda destina-se a ser utilizada pelos inspetores *in situ*, que a ela acederão através de

smartphones ou *tablets*. Trata-se, portanto, de uma versão mais ligeira, que inclui apenas um menor número de funcionalidades e um número reduzido de módulos.

Para além dos objetivos diretamente relacionados com o desenvolvimento de um novo sistema de gestão de pontes, as principais ferramentas desenvolvidas são as seguintes:

- Implementação e treino de um algoritmo de *computer vision* para a deteção de anomalias em pontes, trabalhando em conjunto com o inspetor para uma identificação precisa;
- Desenvolvimento de um mecanismo de conversão de modelos BIM para 3D e estrutura de dados do GOA, que facilite a integração de modelos BIM no sistema;
- Desenvolvimento de uma ferramenta expedita de construção de modelos 3D de fácil utilização, especificamente concebida para lidar com cenários em que não existem modelos BIM;
- Uma aplicação móvel, suportada no modelo 3D da estrutura, para uma inspeção mais rápida e rica;
- Implementação de modelos de previsão da degradação e de uma ferramenta de otimização da manutenção;

2.2 Implementação

O sucesso de um projeto desta natureza depende em grande parte de uma boa coordenação entre todos os copromotores intervenientes. Nesse sentido, as atividades para cada objetivo foram concebidas de forma a extrair o melhor de cada promotor, ativando sinergias.

No total, foram previstas oito atividades, partindo da investigação industrial ao desenvolvimento experimental e teste do protótipo. As principais ferramentas desenvolvidas são descritas nas secções seguintes.

2.2.1 Módulo BrIM

No desenvolvimento do módulo BrIM para o projeto, foi adotada uma abordagem abrangente, com ênfase nas metodologias de conceção orientadas por dados. O módulo foi estruturado em torno de um fluxo de dados detalhado, que delineou os requisitos para a troca e armazenamento de informação.

A característica fundamental do módulo é a integração de modelos BIM. Isto permitiu a aplicação de vários protocolos de modelação, aumentando a versatilidade e a eficácia do módulo na criação de representações digitais de infraestruturas de pontes.

Tecnologicamente, o módulo utilizou ferramentas como o *IfcOpenShell-python*, combinadas com ferramentas algorítmicas comerciais para modelação digital 3D. Esta combinação permitiu a extração e o processamento dos dados do modelo, tendo como base o formato Industry Foundation Classes (IFC), e atuando sobre parâmetros como IDs de elementos, dimensões e localizações específicas. A fase de processamento utilizou quatro conjuntos de algoritmos distintos, cada um dedicado ao tratamento de diferentes aspetos dos dados: identificação, localização, dimensão e geometria. Estes algoritmos permitem o desenvolvimento de um modelo paramétrico que se adaptasse dinamicamente a diferentes entradas de dados. O módulo BrIM é composto por duas ferramentas: a descrita previamente, que constitui uma ferramenta assistida para a importação de modelos BIM para o GOA, e uma segunda ferramenta, que permite a construção de modelos 3D da ponte, focados num nível de detalhe virado para as atividades de operação e manutenção. Uma vez que as pontes e estruturas atualmente sob gestão raramente dispõem de um modelo BIM (sobretudo no caso de um modelo específico de manutenção), era fundamental que a nova plataforma permitisse a criação de modelos 3D adequados. No geral, as duas ferramentas são complementares e garantem que um modelo 3D da estrutura é fácil de obter ou criar, de modo a ser utilizado na aplicação, quer durante a inspeção quer em atividades de manutenção pós-inspeção.

2.2.2 Detecção de anomalias recorrendo a inteligência artificial (IA)

Este módulo foi concebido para permitir a deteção automática de anomalias em pontes utilizando algoritmos de *deep learning* avançados de *computer vision*. A fase inicial do desenvolvimento envolveu a construção de uma base de dados de imagens abrangente.

Esta base de dados foi crucial para treinar os algoritmos de aprendizagem profunda e foi inicialmente preenchida com uma gama diversificada de imagens provenientes da Betar. Visou seis tipos diferentes de anomalias normalmente encontrados em pontes. Seguiu-se o tratamento manual das imagens para preparação ao processo de treino do algoritmo. As imagens foram anotadas e categorizadas para facilitar uma aprendizagem automática eficaz.

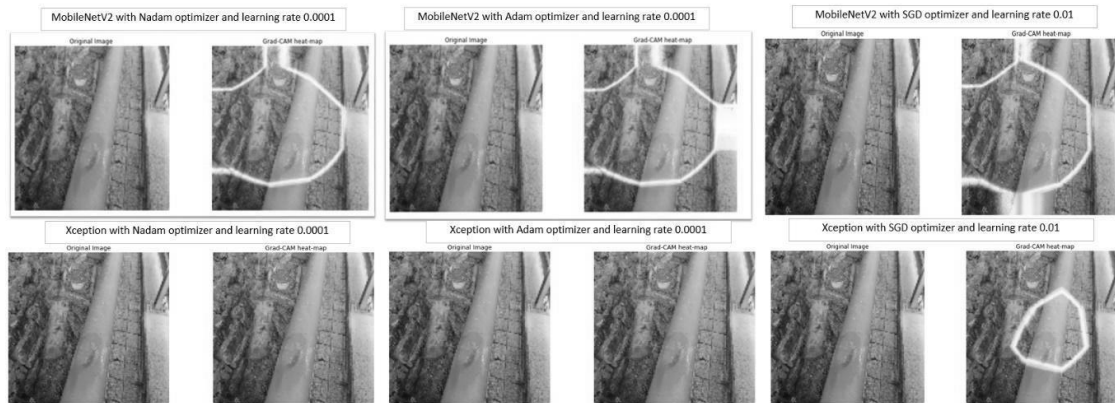


Figura 1. Comparação de desempenho do modelo.

De seguida, o conjunto de dados foi segmentado em três partes: conjuntos de treino, de teste e de validação. Esta segmentação é necessária para o treino adequado dos algoritmos e para avaliar a sua eficácia e precisão em cenários reais. Além disso, foram utilizadas técnicas de *data augmentation* para aumentar a diversidade e a robustez do conjunto de dados. Estas técnicas envolveram a modificação das imagens existentes de formas que são suscetíveis de ocorrer em cenários da vida real, preparando assim os algoritmos para uma vasta gama de possíveis apresentações das anomalias.

Foi utilizado o *TensorFlow*, uma biblioteca de software de código aberto para aprendizagem automática, juntamente com várias arquiteturas de Redes Neurais Convolucionais (CNN). Estas arquiteturas foram especificamente escolhidas e otimizadas pela sua capacidade de classificar e identificar eficazmente as anomalias nas imagens.

Seguiu-se a fase de teste, sustentada nas métricas de desempenho e de precisão de classificação dos algoritmos, em particular em amostras não vistas anteriormente. Esta fase foi crucial para determinar a aplicabilidade prática e a fiabilidade do módulo em condições reais. Uma das ferramentas utilizadas na fase de teste foi a incorporação de *Grad-CAM*, uma técnica sofisticada de explicação visual. A *Grad-CAM* fornece explicações visuais claras para as decisões tomadas pelos modelos CNN, destacando as áreas específicas das imagens que influenciaram as conclusões dos algoritmos. Esta transparência foi importante para aperfeiçoar os modelos e criar confiança nos seus processos de decisão.

O algoritmo foi implementado na plataforma GOA.BI como uma funcionalidade de confirmação do trabalho do inspetor. As imagens são carregadas e classificadas no terreno pelo inspetor. No servidor, o algoritmo é executado e compara a classificação do inspetor com o seu próprio resultado. Se forem iguais, nenhuma ação é executada (com a garantia de que o defeito identificado na imagem foi verificado duas vezes!); se houver uma diferença, o inspetor é avisado, alertando para a divergência. A decisão final permanece na mão do inspetor e essa decisão é utilizada como feedback do algoritmo, garantindo um processo de aperfeiçoamento contínuo da ferramenta.

2.2.3 Aplicação móvel 3D

A interface da aplicação móvel foi desenvolvida num processo incremental de desenvolvimento e teste tendo como prioridade ao trabalho de inspeção no terreno, focada na criação de uma ferramenta centrada no utilizador, eficiente e responsiva.

A aplicação móvel inclui uma variedade de funcionalidades: multi-idioma, detalhe e seleção de campanhas de inspeção, acompanhamento e gestão de inspeções planeadas, criação e edição de inspeções, sustentadas por uma interface de utilizador visualmente rica. Em termos funcionais, o processo de desenvolvimento foi centrado em torno da integração do modelo 3D da estrutura. Esta integração não só melhora a experiência visual e interativa dos utilizadores, como também transforma a qualidade da informação que é registada.

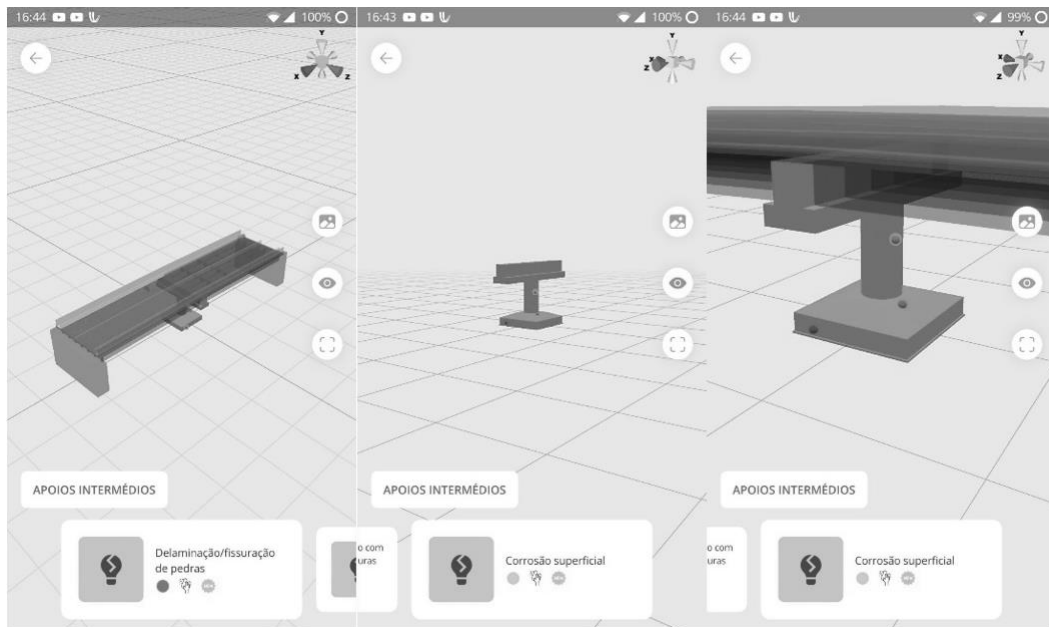


Figura 2. Vistas da aplicação móvel, representação do modelo 3D.

Ao registar informações geométricas precisas sobre a localização dos defeitos, a aplicação permite a criação aproximada de um *gêmeo digital* de manutenção, com um vasto leque de possíveis casos de utilização com impacto benéfico, começando por resultados de inspeção mais fáceis de partilhar e interpretar, passando pelas atividades de planeamento e execução de manutenção. A maior qualidade dos dados recolhidos também permite uma nova geração de algoritmos de previsão e otimização, enriquecidos por dados de localização de defeitos associados a dados geométricos e físicos de cada elemento da estrutura onde são registados.

2.2.4 Módulo de realidade mista (aplicação holográfica)

O *Unity* foi utilizado como motor de desenvolvimento para conceber os protótipos das aplicações móveis, holográficas e de ambiente de trabalho/*web*. A aplicação holográfica foi desenvolvida para o *HoloLens* da *Microsoft*, especificamente o *HoloLens 2*, e utiliza as mãos e os dedos do utilizador como interface para interagir e manipular os hologramas.

Os modelos 3D que são criados e utilizados em toda a plataforma são consumidos pelas aplicações móveis e holográficas. Através da aplicação móvel, o utilizador pode visualizar o modelo e registar as anomalias detetadas durante a inspeção, e com a aplicação holográfica pode ver e manipular o modelo 3D completo da ponte.

A aplicação holográfica foi desenvolvida utilizando a *framework* de realidade aumentada *MRKT (Mixed Reality Toolkit)* e inclui as seguintes funcionalidades:

- escolha de idioma;
- implantação da ponte em mapa 3D;

- visualização da informação da ponte;
- visualização de fotografias genéricas da ponte;
- visualização da lista de inspeções;
- visualização e interação com o modelo 3D da ponte sobreposto aos resultados das inspeções (inclui o histórico das inspeções);

2.3 Testes e projeto piloto

O desenvolvimento do projeto foi, a partir de determinada fase, acompanhado pela realização contínua de testes junto de utilizadores de validação do trabalho realizado, visando uma melhoria em paralelo da interface e funcionalidades em desenvolvimento. A ênfase nesta abordagem foi bastante benéfica no aperfeiçoamento das várias aplicações, garantindo a eficácia e adequação do resultado.

Um aspeto fundamental do processo de desenvolvimento envolveu a aplicação móvel para a realização de inspeções. Durante as diferentes fases de desenvolvimento foram realizadas diversas inspeções, o que permitiu uma avaliação exaustiva da funcionalidade da aplicação em diversos cenários.



Figura 3. Utilização da aplicação móvel.

O foco foi também colocado na avaliação da experiência do utilizador. Envolveu a medição da usabilidade da aplicação, como seja a compreensão do quão intuitiva é a interface para os utilizadores ou a determinação da facilidade com que os utilizadores podiam navegar e utilizar as várias funcionalidades. Foram recolhidas métricas de desempenho, fornecendo dados quantitativos sobre a velocidade, a capacidade de resposta e a fiabilidade da aplicação.

O feedback dos utilizadores foi uma componente essencial da fase de teste. O feedback dos utilizadores finais, que interagiram com a aplicação durante as inspeções das pontes, foi recolhido em vários momentos do projeto. Este feedback englobou aspetos de satisfação do utilizador, incluindo a facilidade de utilização, a eficiência e a usabilidade geral da aplicação. Serviu como um indicador direto do alinhamento da aplicação com as necessidades e preferências reais dos seus utilizadores.

Outra área-chave de foco foi a agilidade do sistema - a sua capacidade de funcionar eficientemente em várias condições. Foram feitas observações sobre a forma como a aplicação lidava com grandes conjuntos de dados, o seu desempenho em diferentes condições de rede e a sua adaptabilidade a vários cenários de utilização. Com base no feedback dos utilizadores e nas métricas de desempenho, foram identificadas várias áreas que foram alvo de melhoramento iterativo.

O desenvolvimento foi finalizado com a realização de uma sessão piloto executada em dois dias integrais de trabalho de campo (inspeções a pontes), tendo a aplicação sido utilizada por dois inspetores da equipa da Betar. Foram aferidas todas as fases de desenvolvimento do trabalho, desde a criação da ponte e do modelo até ao trabalho de campo. Os resultados do feedback recolhido permitiram a validação da interface, confirmando os benefícios na rapidez e rigor da recolha de dados quando comparada com fluxos de trabalho tradicionais.

3. CONCLUSÃO

No desenvolvimento de um sistema de gestão de pontes que incorpora a tecnologia BIM, surgiram numerosos desafios. O projeto teve que acomodar a instabilidade dos formatos BIM, nomeadamente o formato IFC, confrontando-se com os obstáculos colocados pela sua novidade e instabilidade. Estas condicionantes impediram o completo automatismo da ferramenta de importação do modelo BIM, que teve que ser flexibilizada através da sua semi-automatização.

O processo de treino do algoritmo de deteção de anomalias exigiu um investimento substancial na recolha e preparação das imagens. Os casos de uso implementados foram condicionados pelo estágio de desenvolvimento desta tecnologia, bem como pelas limitações na capacidade computacional em termos de *hardware*, nomeadamente no que toca a dispositivos móveis.

A manipulação de modelos 3D no terreno como caso de uso base para a ferramenta de inspeção revelou-se bastante bem-sucedida, com benefícios comprovados no rigor e rapidez com que a inspeção pode ser realizada. No entanto, com a complexidade ou dimensão da ponte são maiores, apresenta um conjunto único de desafios. No entanto, trata-se de um problema de desenho de interface de utilizador, que pode ser debelado recorrendo a ferramentas complementares de manipulação e navegação do modelo.

Em termos gerais, ficou clara a necessidade de equilíbrio entre a complexidade e o rigor da recolha de dados face à necessidade de eficiência operacional no trabalho de campo. Neste capítulo, uma abordagem tendo por base o modelo 3D da estrutura surge como o caminho mais eficiente para atingir esse equilíbrio e otimizar muitas das atividades inerentes à gestão de ativos.

REFERÊNCIAS

- [1] Fórum Internacional de Transporte, 2013. *Compreendendo o Valor da Infraestrutura de Transporte - Diretrizes para medição em nível macro de gastos e ativos*. França.
- [2] *Diário da República n.º 188/2003, SI-A. de 2003-08-16, 2003*. Decreto-Lei n.º 182/2003.
- [3] Hammervold, J., Reenaas, M., Brattebø, H., 2013. *J. Bridg. Eng.* 18, 153-161.
- [4] Simões, L., Silva, M., Patrocínio, T., Castro, Marçal, C., 2020. *Operacionalidade de Infraestruturas e Transportes*. Lisboa, Portugal.
- [5] Fórum Económico Mundial, 2019. *O Relatório de Competitividade Global 2019*.
- [6] Calvi, GM, Moratti, M., O'Reilly, GJ, Scattarreggia, N., Monteiro, R., Malomo, D., Calvi, PM, Pinho, R., 2018. <https://doi.org/10.1080/10168664.2018.1558033> 29, 198–217.
- [7] Santos, C., Coelho, M., Matos, J., Costa, S., Brito, V., 2022. BMS e BIM: o cenário português, in IABSE Symposium 2022 Prague Challenges for Existing and Oncoming Structures.
- [8] Mirzaei, Z., Adey, B., Klatter, L., Thompson, P., 2014. *Visão geral dos sistemas de gestão de pontes existentes*. Relatório do Comitê de Gestão de Pontes do IABMAS.
- [9] Neves, L., Frangopol, DM, Hogg, V., 2003. *Interação Condição-Confiabilidade-Custo na Manutenção de Pontes*, em: Nona Conferência Internacional sobre Aplicações de Estatística e Probabilidade em Engenharia Civil, ICASP9.
- [10] Santamaria, M., Fernandes, J., Matos, J., 2019. *Visão geral sobre modelos preditivos de desempenho – Aplicação a sistemas de gestão de pontes*, em: Simpósio IABSE, Guimarães 2019: Rumo a um Ambiente Construído Resiliente Gestão de Riscos e Ativos.
- [11] Carmo, J., 2021. *Colapso da ponte Hintze Ribeiro e as lições aprendidas*, em: Gestão de Bacias Hidrográficas - Questões de Sustentabilidade e Estratégias de Planeamento. IntechOpen, p. 19.

Reforço de estruturas de betão armado por pós-esforço com perfis de aço

V. Lúcio ^{1 1}

T. Luz ^{2 2}

R. Gião ^{3 3}

RESUMO

O pós-esforço, como técnica de reforço, é uma solução interessante pois a sua ação na estrutura existente pode ser pouco intrusiva, reversível, de fácil monitorização, permitindo melhorar a capacidade resistente e o comportamento em serviço. Trata-se de uma solução de reforço ativa, pois a sua aplicação introduz esforços, ou deslocamentos na estrutura existente, que contrariam os já instalados e os que serão aplicados após a execução do reforço.

Neste artigo apresenta-se um trabalho experimental cujo objetivo é validar a utilização de uma técnica de reforço por pós-esforço, introduzido através de perfis metálicos pré-esforçados contra a estrutura existente.

Foram realizados dois ensaios monotónicos de uma viga de betão armado com 4,0m de vão. No primeiro ensaio a viga de betão armado foi carregada até se atingir um determinado nível de danos por fendilhação e deformação, sendo posteriormente reforçada com pós-esforço, instalado através de um perfil metálico e varões roscados. O reforço foi instalado com a pré-carga na viga de betão armado, correspondente ao valor do ensaio de referência, simulando assim uma situação real, na qual a estrutura existente se encontra em serviço e não é possível descarregá-la na totalidade.

Os resultados experimentais obtidos demonstram que o pós-esforço exterior aumenta significativamente a capacidade de carga da estrutura, e reduz as deformações e a fendilhação das vigas de betão armado. Este sistema de reforço não altera a resistência dos elementos estruturais, mas altera o modo com as cargas são encaminhadas para os apoios da estrutura, permitindo resistir a cargas superiores. Este estudo contribui para o avanço do conhecimento sobre o pós-esforço usando perfis metálicos e varões roscados no reforço de vigas de betão.

Palavras-chave: Estruturas de betão armado; reforço com pós-esforço; reforço com viga metálica; varões roscados; ensaios experimentais.

1. INTRODUÇÃO

A necessidade de reforçar uma estrutura de betão armado pode estar relacionada a erros de projeto ou de execução, ou com a alteração da utilização do edifício para suportar maiores sobrecargas, sendo necessário corrigir o comportamento em serviço, fendilhação e/ou deformações excessivas dos

¹ FCT NOVA, Caparica, Portugal, vjgl@fct.unl.pt

² FCT NOVA, Caparica, Portugal, th.luz@campus.fct.unl.pt

³ ISEL/IPL, Lisboa, Portugal, ana.giaodec.isel.pt

elementos de betão armado, e/ou aumentar a resistência da estrutura. Antes de qualquer aplicação do reforço, é necessário identificar as anomalias e as suas causas, identificar a técnica de reforço mais eficiente na correção das anomalias, e mais económica face às condicionantes existentes na obra.

As soluções de reforço podem ser classificadas em dois tipos: *passivas*, tais como a adição de armaduras, encamisamento com betão e a alteração do sistema estrutural, que são eficientes fundamentalmente para a segurança aos estados limites últimos pois o reforço apenas entra em funcionamento para as ações aplicadas após a sua execução; *ativas*, como a utilização de pós-esforço, sendo introduzidos na estrutura esforços, ou deslocamentos, que contrariam os já instalados na estrutura e os que serão aplicados após a execução do reforço [1-5].

Dentro das técnicas de reforço com pós-esforço salientam-se a utilização de cabos/cordões de aço de alta resistência [1-3], e/ou através da alteração do sistema estrutural, com a adição de uma nova estrutura em aço, que reduz os vãos da estrutura existente e é pré-esforçada contra a esta estrutura, reduzindo a fendilhação e deformações, e aumentando a capacidade resistente do sistema [4-5].

No presente estudo pretende-se validar a técnica de reforço por pós-esforço através de perfis metálicos pré-esforçados contra a estrutura existente, usando varões roscados. Quando comparada com a técnica de pós-esforço através de cabos de aço, a técnica com pós-esforço através de vigas de aço e varões roscados tem a vantagem de não ser necessária a utilização de ancoragens para a aplicação de pós-esforço.

Como exemplos de aplicação deste tipo de reforço refere-se o *Reforço e Reparação do Edifício Visconde de Alvalade*, em Lisboa, pela empresa de projetos *Versor, Consultas, Estudos e Projetos Lda* [4] - Fig.1 - que envolveu o reforço de uma laje fungiforme. A solução adoptada compreendeu a utilização de uma viga metálica, apoiada em consolas curtas fixadas com buchas aos pilares do edifício, tendo os deslocamentos, para aplicação do pós-esforço na laje, sido impostos através do aperto dos varões roscados, que possuem um sistema de porca e contraporca na extremidade inferior, com o auxílio de uma chave dinamométrica.



Figura 1. Reforço e Reparação do Edifício Visconde de Alvalade - Alçado da viga metálica e pormenor do sistema de aplicação do pós-esforço [4]

Outro exemplo de aplicação desta técnica é o *Reforço e Reparação do Edifício dos Bombeiros Voluntários da Trafaria* pela empresa de projetos *Versor, Consultas, Estudos e Projetos Lda* [5] - Fig.2 - no qual foram detetadas anomalias e erros de projeto que comprometiam a segurança do edifício. Dadas as condicionantes locais, a solução adoptada envolveu a construção de um sistema resistente aos sismos constituído por quatro paredes resistentes em betão armado e a execução de uma estrutura porticada em

aço, reduzindo os vãos das lajes. As lajes foram pós-esforçadas através das vigas dos pórticos metálicos, impondo deslocamentos por enroscamento de porcas em varões roscados.



Figura 2. Reforço e Reparação do Edifício dos Bombeiros Voluntários da Trafaria - Vista geral e pormenor do sistema de aplicação do pós-esforço [5].

2. CAMPANHA DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS

O objetivo principal deste estudo é validar cientificamente a eficiência da utilização de uma técnica de reforço por pós-esforço de vigas de betão armado, introduzido através de perfis metálicos pré-esforçados, contra a estrutura existente, através de varões roscados. A campanha experimental compreendeu a realização de dois ensaios monotónicos, tendo sido monitorizadas as deformações e a fendilhação da viga de betão armado, a fim de obter dados quantitativos e qualitativos que permitam caracterizar o comportamento estrutural e o desempenho do sistema de reforço.

2.1 Viga de referência

No 1º ensaio pretendeu-se caracterizar o comportamento da viga de betão armado, com 4.0m de vão e seção transversal de 0,25×0,30(m) - ver Fig.3, através da realização de um ensaio monotónico de 4 pontos, sendo o carregamento imposto através de duas cargas a ¼ de vão - ver Fig. 4 - simulando a carga de serviço instalada na estrutura existente e causando danos por fendilhação e deformação excessiva.

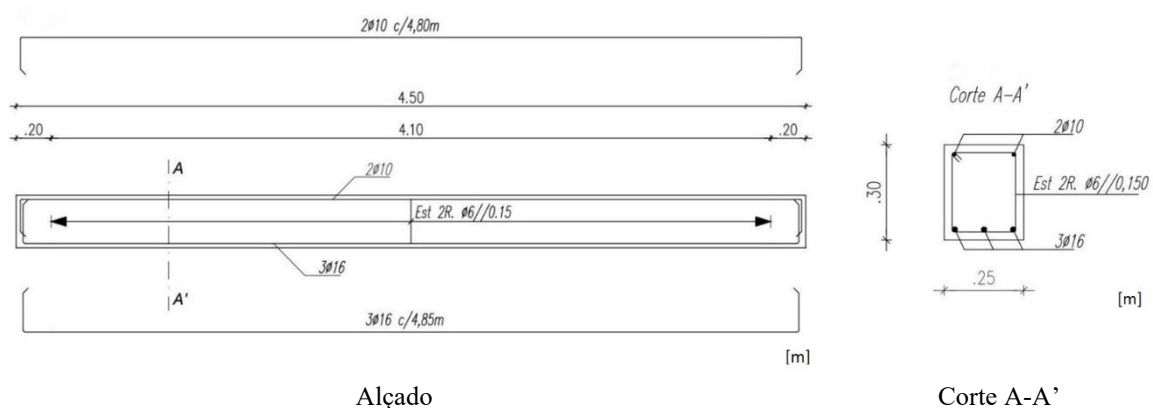


Figura 3. Pormenorização do betão armado da viga de betão armado [4].

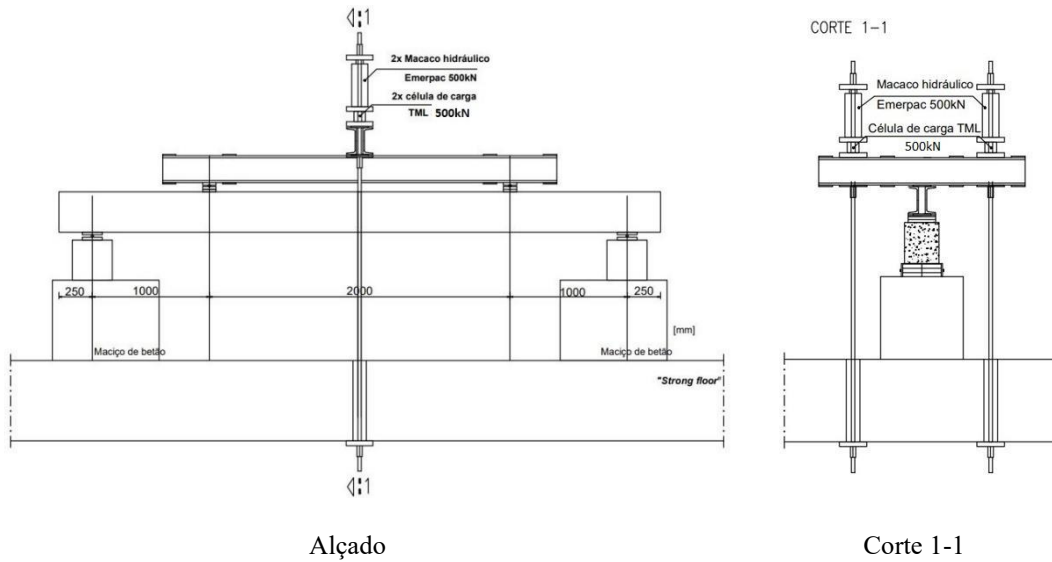


Figura 4. Sistema do 1º. Ensaio [4].

2.2 Viga Reforçada

No 2º ensaio pretendeu-se avaliar o comportamento do sistema de reforço proposto, tendo sido montada uma viga metálica HEA240, com um vão de 3,50m, que permitiu a aplicação de um pós-esforço à viga de betão armado através de varões roscados colocados a $\frac{1}{4}$ do vão da viga metálica - ver Fig. 5. Os varões apresentavam na extremidade superior uma porca soldada à viga metálica e na extremidade inferior um sistema de porca e contraporca para aperto dos varões contra a viga de betão, com o auxílio de uma chave dinamométrica. Desta forma é transmitida a força vertical à viga de betão, permitindo reduzir as flechas e a abertura das fendas apresentadas inicialmente. O pós-esforço foi aplicado após o nível de carga do ensaio de referência ser atingido, de forma a simular a carga pré-instalada na viga de betão armado, simulando assim uma situação real, na qual a estrutura existente se encontra em serviço e não é possível descarregá-la na totalidade. Posteriormente, foi realizado um ensaio monotónico de 4 pontos, sendo o carregamento imposto constituído por duas cargas aplicadas a $\frac{1}{4}$ do vão da viga de betão armado, como no ensaio anterior (Fig. 4).

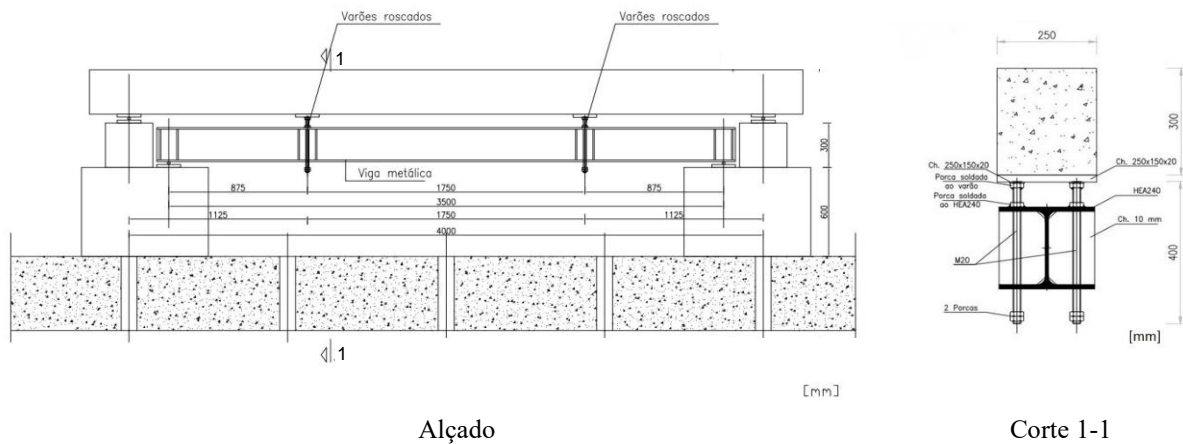


Figura 5. Sistema do 2º. Ensaio – Alçado e corte [4].

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

3.1 Viga de referência

As grandezas monitorizadas na viga de referência foram a deformação e a fendilhação. O equipamento de monitorização utilizado foi composto por 4 defletómetros que permitem registar a deformação ao longo do ensaio. Os defletómetros foram posicionados a meio e a $\frac{1}{4}$ do vão. A fendilhação da viga foi registada com auxílio de uma régua de medição de abertura de fendas. Na Fig. 6 é apresentado o diagrama carga versus deslocamento a meio vão do primeiro ensaio e a respetiva curva da resposta estimada, sendo que o deslocamento máximo registado foi de 17,46mm para uma carga aplicada de 50 kN em cada um dos dois pontos de carga (Fig. 4).

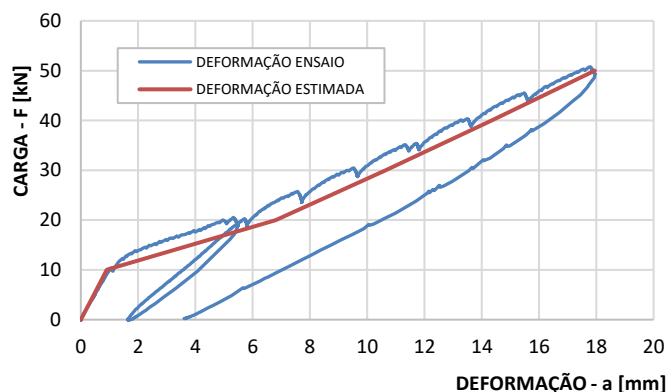


Figura 6. Diagrama carga-deformação a meio vão - 1º. Ensaio [4].

A abertura de fendas (w) foi registada através de uma régua de fendas para os valores de carga 10, 20, 30, 40 e 50kN. Sendo de referir que não foi possível identificar fendilhação na viga nos níveis de carga 0 (peso próprio e peso do equipamento de ensaio), nem para 10kN. No ensaio observou-se um espaçamento máximo entre fendas, s_{rmax} , de 0,16m, não excedendo o espaçamento máximo estimado de 0,195m. Na Tabela 1 apresentam-se os valores registados durante o ensaio:

Tabela 1. Abertura de fendas da viga de betão - 1º ensaio [2].

Carga [kN]	w [mm]	$w_{estimada}$ [mm]	Erro
10	-	0,07	-
20	0,05	0,13	0,6
30	0,15	0,20	0,25
40	0,20	0,27	0,26
50	0,30	0,34	0,12

3.2 Viga Reforçada

Após a aplicação da força $F = 50\text{kN}$ na viga de betão armado, foi aplicada a força de pós-esforço, de forma gradual (Fig. 7), até se atingir $P = 37,2\text{kN}$ em cada um dos dois pontos de aplicação do pós-esforço. O pós-esforço e a viga metálica permitiram à viga de betão reforçada resistir a cargas muito superiores, ainda assim, o ensaio terminou aos 125kN (em cada um dos dois pontos de carga) devido à instabilidade do sistema de ensaio, que comprometia a segurança. A Fig. 7 apresenta os diagramas carga-tempo nas diferentes fases do ensaio, com os valores totais e as parcelas suportadas por cada uma das vigas. Na Fig. 8 apresenta-se o diagrama carga-deslocamento registado pelo defletómetro instalado a meio vão.

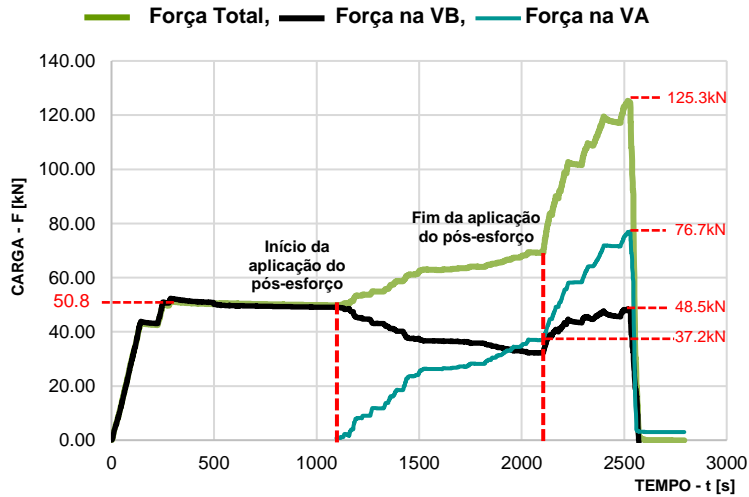


Figura 7. Diagrama carga-tempo - 2º. Ensaio [2].
VB – viga de betão armado; VM – viga metálica

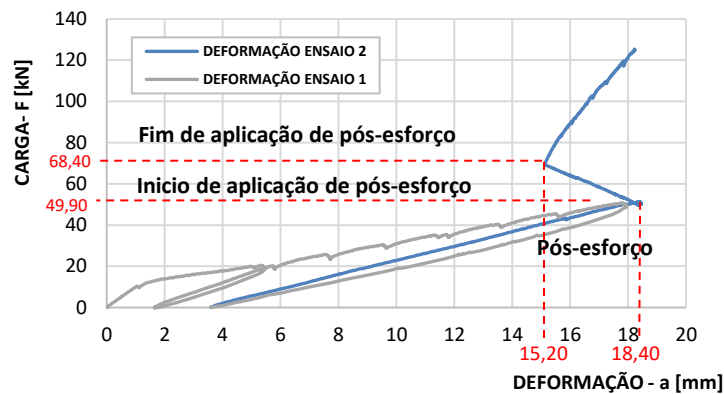


Figura 8. Diagrama carga-deslocamento a meio-vão - 2º. Ensaio [2]

Como se pode observar pelo gráfico da Fig. 8, a viga já apresentava deformação residual (3,6mm) antes do início do 2º ensaio. Aos 50kN de carga, a viga apresentava cerca de 18,4mm de flecha, foi então aplicado o pós-esforço com um valor de $P = 37,2\text{kN}$ que permitiu reduzir a força aplicada na viga de betão e a deformação em 3,2mm, passando a registar um valor de flecha de 15,2mm. No diagrama estão representadas retas a vermelho, que permitem identificar o início e o fim da aplicação de pós-esforço na estrutura. Devido ao sistema de carga usado no ensaio, a aplicação do pós-esforço causou o aumento da carga no sistema hidráulico de 49.8kN para 68.4kN, como se pode observar nos gráficos das Fig. 7 e 8.

Como já foi referido, o ensaio foi interrompido aos 125kN, tendo sido registada uma deformação a meio-vão de 18,2mm na viga de betão armado. Com o pós-esforço e a contribuição da viga metálica, conseguiu-se obter uma deformação na viga de betão semelhante à que se obteve para a carga de 50kN sem pós-esforço, para uma carga 2,5 vezes superior. Não foram identificadas fendas adicionais na viga de betão armado.

No quadro seguinte apresentam-se as principais evidências retiradas deste estudo no âmbito da deformação, fendilhação e capacidade resistente:

Quadro 1. Comparação global dos resultados.

	<i>Situação antes do reforço</i>	<i>Situação após reforço</i>
<i>Deformação</i>	Para uma carga de 50kN a $\frac{1}{4}$ de vão, foi obtido um valor de deformação a $\frac{1}{2}$ vão de 18,40mm.	Através da aplicação de pós-esforço de 37,2kN, reduziu-se a deformação a $\frac{1}{2}$ vão para 15,20mm. O valor de deformação de 18,40mm, apenas se registou com uma carga aplicada de 125kN.
<i>Fendilhação</i>	Para uma carga de 50kN a $\frac{1}{4}$ de vão, foi obtido um valor máximo da abertura de fendas de 0,30mm.	Com a aplicação do reforço não se observou aumento da abertura das fendas em qualquer nível de carga.
<i>Capacidade Resistente</i>	O momento fletor e esforço transverso resistentes calculados para a viga de betão armado foram de 80,05kNm e 84,04kN, respectivamente.	Com o reforço, o ensaio foi conduzido até ao nível de carga de 125kN, valor que é bastante superior à carga de rotura da viga de betão armado.

4. RECOMENDAÇÕES

De seguida apresentam-se os aspetos mais relevantes para a conceção e dimensionamento da solução de reforço com pós-esforço exterior.

É de referir que, em termos de conceção, uma das dificuldades inerentes a este sistema de reforço é a materialização dos apoios para a instalação da viga metálica que permite a aplicação do pós-esforço com os varões roscados, podendo estes ser conseguidos através de consolas curtas nos pilares de betão (Fig. 1), montagem de novos pilares metálicos (Fig. 2) ou a suspensão das extremidades da viga de betão, conforme ilustrado na Fig.8.

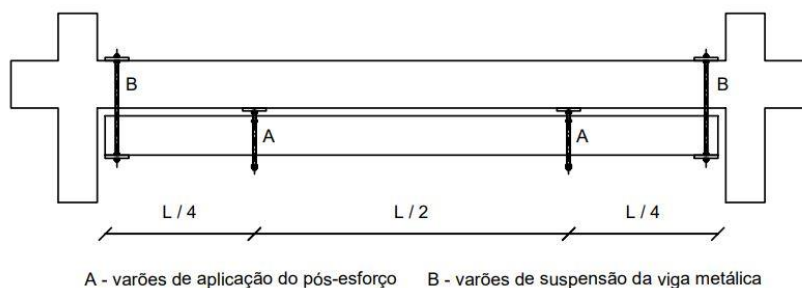


Figura 8. Esquema da montagem viga metálica [4]

O nível de reforço a aplicar está relacionado com o tipo de anomalias encontradas nas estruturas. O comportamento do sistema é ilustrado na Fig. 9, onde se mostra uma viga de betão reforçada com uma viga de aço colocada em paralelo, sem pós-esforço (a) e com pós-esforço (b).

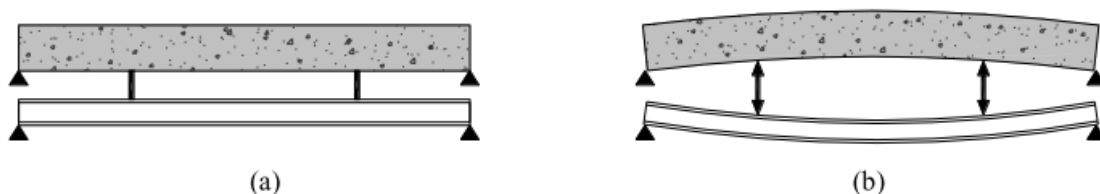


Figura 9. Comportamento do sistema (a) sem pós-esforço; (b) com pós-esforço.

Na Fig. 9 a), a viga de reforço funciona em paralelo com a viga de betão armado recebendo, através das ligações, uma parcela da carga aplicada após a instalação do reforço. Para as cargas de serviço, esta

parcela será proporcional à razão entre a rigidez da viga de aço e a rigidez do conjunto (considerando rigidez elástica da viga metálica e a rigidez da viga de betão fendilhada). Neste caso, os esforços finais na viga de betão será iguais aos esforços anteriores à inspeção do reforço adicionados da parcela referida. Por outro lado, com esta solução de reforço, a deformação e a fendilhação da viga de betão para a carga de serviço, que será próxima da carga existente aquando da instalação do reforço, não sofrem redução.

Na Fig. 9 b), o reforço é ativo, isto é, a viga metálica é pré-esforçada contra a viga de betão, a qual fica, assim, pós-esforçada. Para tal, são introduzidos deslocamentos na viga de betão para cima, afastando-a da viga de aço, reduzindo os deslocamentos da viga de betão e transferindo para a viga de aço algumas das cargas presentes aquando do reforço. A viga de aço fica assim sujeita a uma maior carga na fase de utilização do que no caso sem pós-esforço. Esta solução de reforço é mais eficiente do que a anterior, especialmente em relação aos estados limites de deformação e de fendilhação. Para efeito dos estados limites de resistência, admitindo que ambos os sistemas são suficientemente dúcteis, ambos terão capacidade de carga semelhante. O dimensionamento da viga metálica está, como referido anteriormente, dependente das condições de apoio da mesma e é condicionado pela verificação da segurança aos Estados Limites Últimos de Flexão e de Encurvadura. De facto, a aplicação do pós-esforço e as cargas posteriores provocam uma deformação na viga de aço, sendo que terá de ser verificado a priori se a viga metálica possui resistência suficiente à encurvadura lateral [6].

A título ilustrativo, na Fig.10 apresenta-se o modelo de cálculo para o caso de estudo, para o estado limite de resistência à flexão, admitindo que ambas as vigas possuem comportamento dúctil na rotura e considerando o cálculo plástico.

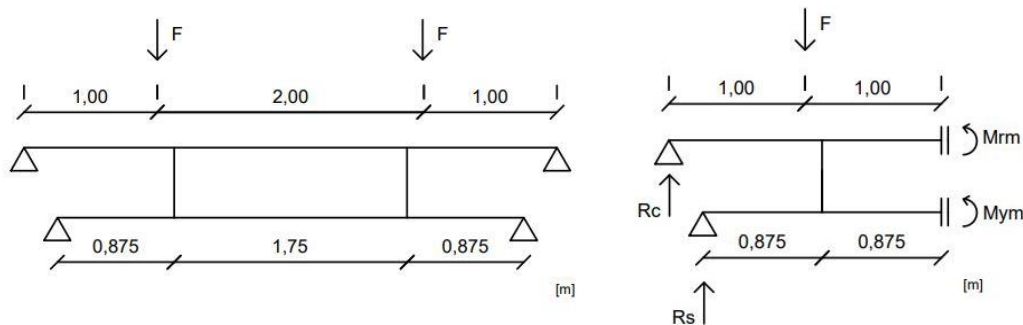


Figura 10. Modelo de comportamento do sistema viga de betão armado – viga metálica para o estado limite de resistência à flexão [4].

Neste exemplo, a força máxima resistente do sistema viga de betão armado + viga metálica pode ser obtida através da Eq.1.

$$F_{m\acute{a}x} = R_C + R_S \quad (1)$$

Sendo $R_C = \frac{M_{Rd}}{1,00m}$ em que $M_{Rd} = 80.05kNm$ corresponde ao momento resistente a meio-vão da viga de betão armado, e $R_S = \frac{M_{yd}}{0,875m}$ em que $M_{yd} = 158.0kNm$ corresponde ao momento resistente a meio-vão da viga metálica, HEA240.

Para o caso de estudo, a força máxima a que o sistema viga de betão armado + viga metálica resiste é de 261 kN, de acordo com a Eq.2:

$$F_{m\acute{a}x} = \frac{80,05}{1,00} + \frac{158}{0,875} = 261 \text{ kN} \quad (2)$$

Como se pode constatar, neste caso, a capacidade resistente à flexão mais do que duplicou com a introdução do reforço. Refere-se novamente que esta carga não foi atingida pois, devido à instabilidade do sistema, o ensaio foi interrompido aos 125 kN por razões de segurança.

Finalmente, é de salientar que a força vertical de pós-esforço que é transmitida à viga de betão, permitindo reduzir as flechas e a abertura das fendas apresentadas inicialmente, é transmitida por aperto dos varões roscados.

O dimensionamento da viga metálica de reforço está, assim, condicionado não só pelos estados limites últimos de resistência do conjunto, mas também pelo pós-esforço a aplicar. O pós-esforço a introduzir na viga de betão depende da parcela da carga de serviço que se pretende transferir para a viga metálica, tendo em consideração os estados limites de utilização da viga de betão.

Desta forma, os varões roscados terão que resistir a estas forças de compressão, devido ao pós-esforço, devendo ser contabilizadas as perdas instantâneas de pós-esforço e as perdas diferidas. As perdas instantâneas são as que se verificam durante a aplicação do pós-esforço, enquanto as perdas diferidas verificam-se após a execução do pós-esforço. Para o dimensionamento da ligação é necessário verificar ainda a resistência ao punçoamento da chapa de base [7].

Note-se também que os pontos de aplicação do pós-esforço, poderão ter distribuições diferentes das dos exemplos apresentados, que foram de: 2 pontos a 1/4 do vão do elemento a reforçar nos casos da Fig. 1 e do trabalho experimental, e 2 pontos a 1/4 do vão no exemplo da Fig. 2.

5. CONCLUSÕES

O objetivo principal do presente estudo foi a validação experimental da técnica de reforço de vigas, ou lajes fungiformes, de betão armado com aplicação de pós-esforço com viga metálica e varões roscados. No caso das lajes fungiformes, esta uma solução para as transformar em lajes vigadas, solucionando questões relacionadas com os estados limites de deformação, fendilhação e estados limites de resistência à flexão e ao punçoamento.

Os ensaios experimentais permitiram concluir que este sistema de reforço aumenta a capacidade de carga da estrutura, e reduz as deformações e a fendilhação dos elementos de betão para as cargas de serviço. Este sistema de reforço não altera a resistência dos elementos estruturais, mas altera o modo como as cargas são encaminhadas até aos apoios da estrutura, permitindo resistir a cargas superiores. A utilização dos varões roscados para aplicação de pós-esforço na viga de betão, permite ajustar a força aplicada de acordo com as necessidades específicas de cada estrutura, tendo em conta as deformações e a fendilhação que apresenta, proporcionando assim um método de reforço flexível e versátil. Esta adaptabilidade torna esta técnica de reforço adequada para estruturas existentes, onde as condições e as restrições podem variar. A implementação do reforço requer uma análise cuidada e detalhada das condições de carga, geometria da estrutura, propriedades dos materiais e ainda das anomalias existentes.

REFERÊNCIAS

- [1] Lúcio, V.J.G. (2007); Sistema de pós-tensão com ancoragens por aderência para estruturas de betão – patente Nacional INPI – Instituto Nacional de Propriedade Industrial nº PAT 103 785 (B), pedido (prioridade) em 12/07/2007.
- [2] Faria, D.V.; Lúcio, V.J.G; Ramos, A.M.P. (2011); Strengthening of flat slabs with post-tensioning using anchorages by bonding; *Engineering Structures*, Elsevier; Volume 33, Issue 6, June 2011, pp. 2025–2043; <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.02.039>
- [3] Faria, D.V.; Lúcio, V.J.G; Ramos, A.M.P. (2012); Post-punching behaviour of flat slabs strengthened with a new technique using post-tensioning; *Engineering Structures*, Elsevier, Volume 40, July 2012, pp. 383-397; <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.0143443>.

- [4] Luz, T.H.N. (2023); Reforço de vigas de betão armado com pós-esforço aplicado com recurso a vigas metálicas. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, FCT Nova. Lisboa.
- [5] Ferreira, J.M.T. (2012); Reforço de Estruturas de Betão Armado por Alteração do Sistema Estrutural. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, FCT Nova. Lisboa.
- [6] NP EN 1993-1-1 (2010): Eurocódigo 3- Projeto de estruturas de aço, Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- [7] NP EN 1993-1-8 (2010): Eurocódigo 3- Projeto de estruturas de aço, Parte 1.8: Projeto de ligações. Instituto Português da Qualidade.

Limites da precisão e da resolução temporal na observação de barragens com o GNSS: o caso da barragem do Baixo Sabor

J.N. Lima¹

RESUMO

O *Global Navigation Satellite System* (GNSS) tem sido amplamente utilizado, a nível mundial, na monitorização de estruturas de engenharia civil. No caso particular das barragens de betão, em que os seus deslocamentos observados são caracterizados por serem de pequena amplitude e de variação muito lenta, a solução GNSS de frequência diária tem sido mais do que suficiente para a monitorização deste tipo de estruturas. Sobretudo quando se compara com a frequência anual das soluções dadas pelos métodos geodésicos clássicos, ou quinzenal no caso das observações dos fios de prumo em modo manual.

A barragem do Baixo Sabor encontra-se bastante bem instrumentada, com a possibilidade de recolha automática de dados (RAD) nalguns instrumentos, noutros ainda com a observação manual. A análise mais detalhada das séries temporais das bases dos fios de prumo RAD, cuja frequência de amostragem é de seis valores por hora, permitiu detetar pequenas variações na componente radial com períodos diários. Estas pequenas variações, de período diário, também foram observadas nas séries temporais GNSS horárias, suavizadas com médias móveis de ordem seis. A concordância das séries temporais obtidas destes dois métodos de observação, completamente independentes, é assinalável, cujas divergências de maior amplitude são em média da ordem de 1 a 2 mm. E estas verificam-se nos picos das séries temporais, ou seja, quando a barragem se encontra ou mais para montante ou mais para jusante. Podendo ser justificadas em parte pelas diferenças de cotas entre as antenas GNSS e as bases dos fios de prumo mais próximas do coroamento.

A precisão submilimétrica e a elevada resolução temporal (soluções sub-horárias) destes dois sistemas de observação já será relevante para o acompanhamento atual do comportamento estrutural das barragens?

Palavras-chave: Monitorização; GNSS; Barragens; Séries Temporais; Baixo Sabor

1. INTRODUÇÃO

A primeira tentativa que se conhece de utilização do GNSS para monitorizar barragens de betão data de 1989 [1], mas a primeira a ser monitorizada com sucesso foi a barragem de Pacoima (Califórnia, EUA). De facto, em 1998 Hudnut e Behr [2] publicam um artigo sobre a monitorização desta barragem com o GPS em contínuo onde mostram que este tipo de observação mede os deslocamentos desta barragem com bastante rigor entre 1995 e 1998. Numa tese de mestrado defendida no Massachusetts Institute of Technology (MIT) em 2002, Piboon [3] conclui que o GPS pode ser utilizado para detetar deslocamentos de pequena amplitude, como aqueles que são devidos ao efeito térmico. Chegando

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, jnplima@lnec.pt

mesmo a quantificar que a variação de 1° C pode causar um deslocamento de 1 mm no centro do coroamento, na direção radial, na barragem de Pacoima.

Após esta primeira experiência bem-sucedida, muitas barragens foram monitorizadas também com GNSS, por vezes, recorrendo a sistemas automáticos de monitorização [4 – 11]. Duma maneira geral, os deslocamentos estimados a partir das medições são utilizados para desenvolver ou validar modelos estruturais das barragens monitorizadas. Já não sendo tão frequente, contudo, a comparação direta dos resultados obtidos com o GNSS com os deslocamentos observados por outros instrumentos, como, por exemplo, fios de prumo [4] e [12]. Desde 2016 que se monitorizam barragens de betão em Portugal com sucesso utilizando o GNSS em contínuo [12].

Neste trabalho, são efetuadas análises com o objetivo de avaliar a precisão da posição que pode ser obtida com o GNSS. Isto é, comparam-se os deslocamentos observados pelo GNSS com os deslocamentos provenientes de fios de prumo colocados mais próximos dos instrumentos GNSS. Na Secção 2, a barragem do Baixo Sabor é descrita juntamente com o seu sistema de monitorização tradicional e com o seu sistema de monitorização com o GNSS. Na secção 3, é apresentada a definição de médias móveis que se aplicam como filtros do tipo *passa baixo* nas séries temporais. Na Secção 4, são apresentados e analisados os deslocamentos observados com o GNSS. Finalmente, na Secção 5 aplicou-se a análise espectral nas séries temporais observadas com o fio de prumo e com o GNSS para validar alguns resultados mostrados na secção anterior.

2. A BARRAGEM DO BAIXO SABOR E O SEU SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO

Localizando-se no trecho inferior do rio Sabor, já perto da confluência com o rio Douro, a barragem do Baixo Sabor é constituída por uma abóbada de dupla curvatura com uma altura máxima acima da fundação de 123 m, um coroamento de 6,00 m de espessura e 505 m de desenvolvimento, à cota de 236,00 m (Fig. 1). A barragem é fundada num maciço granítico de boa qualidade.



Figura 1. Barragem do Baixo Sabor (vista da margem direita).

O projeto desta barragem foi desenvolvido pela EDP Produção, tendo a sua construção decorrida entre 2009 e 2015 [13].

2.1 Sistemas de observação tradicional com recolha manual e automática

Na barragem do Baixo Sabor foi implementado um sistema de observação com recolha manual de dados e, em alguns dos dispositivos, com recolha automática [13]. Assim, foram instalados: 27 bases de leitura de deslocamentos horizontais em cinco fios de prumo (nos três fios de prumo centrais existe uma conjugação de um fio direito, entre a galeria superior e a galeria geral de drenagem, e de um fio invertido, entre esta galeria e um ponto profundo no maciço de fundação; os dois fios de prumo laterais são invertidos); 15 extensómetros de varas na fundação, a partir das galerias geral de drenagem (GGD) e de

drenagem de jusante (GDJ), 12 verticais, dois horizontais e um subvertical, sendo seis simples (uma vara), localizados nas encostas a cotas mais elevadas, e os restantes nove duplos, para medição de deslocamentos da fundação; 152 medidores de movimentos de junta de resistência elétrica, embebidos no betão, e 103 bases tridimensionais nas galerias, para medição de deslocamentos relativos entre blocos; 232 extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson, dispostos em 40 pontos de amostragem mais relevantes para tensões, segundo 17 secções, em oito grupos unidireccionais, 26 grupos planos e seis grupos tridimensionais, para medição de extensões no betão; 10 células tensométricas, dispostas em cinco secções junto de grupos de extensómetros, para medição direta de tensões nas zonas onde se prevê que sejam de maior magnitude (fecho dos arcos, rins e base da consola central); 52 termómetros de resistência elétrica, 26 dos quais junto aos paramentos de montante e de jusante, que em conjunto com os extensómetros e os medidores de movimentos de junta permitem a obtenção da temperatura em 252 pontos do corpo da barragem; seis células de pressão, para quantificação da pressão da água nos poros do betão; 42 piezómetros na fundação, de câmara manométrica única, para quantificação de subpressões; e 215 drenos na fundação (cinco por bloco, em média), a partir das GGD e GDJ, e 18 bicas totalizadoras, para coletar caudais drenados e infiltrados. A recolha automática de dados (RAD) cobre praticamente todas os tipos de aparelhos, correspondendo a 284 grandezas, 25% do total das grandezas medidas manualmente [13].

2.2 Sistema GNSS para monitorização contínua de deslocamentos

Para além do sistema de observação geodésica tradicional (para a medição de deslocamentos em pontos previamente selecionados no coroamento e nas galerias horizontais, através de poligonais e linhas de nivelamento, com a periodicidade anual) foi instalado um sistema GNSS para monitorização contínua de deslocamentos do coroamento da barragem.

Este sistema é constituído por quatro estações GNSS: três das quais foram instaladas no coroamento da barragem, nos blocos 10-11, 16-17 e 23-24 (Figura 2) e a quarta instalada na margem direita, para funcionar como estação de referência (REFM). A antena GNSS desta última estação foi montada no topo dum pilar com 4 m de altura de betão armado, ficando o seu recetor GNSS instalado no interior de um armário técnico na base deste pilar.

As três estações GNSS permanentes localizadas no coroamento da barragem são pontos objeto e foram designadas, no ambiente do *software* que processa as observações e faz a gestão da rede (Spider da Leica Geosystems), por: FP2M (localizada no bloco 10-11, por se encontrar mais próxima do fio de prumo FP2, a letra “M” provém de montante, para se distinguir do antigo nome da barragem de jusante), FP3M (localizada no bloco 16-17, próxima da vertical do fio de prumo FP3) e FP4M (localizada no bloco 23-24, por se encontrar mais próxima do fio de prumo FP4).



Figura 2. Localização das estações GNSS na Barragem do Baixo Sabor: FP2M, FP3M e FP4M no coroamento.

3. AS MÉDIAS MÓVEIS COMO FILTRO LINEAR

Considere-se a Eq. (1) que exprime uma combinação linear dos termos de uma série temporal x_0, x_1, \dots, x_n :

$$y_k = \sum_{-q}^r w_j x_{k+j} \quad (k = q + 1, \dots, n - r) \quad (1)$$

onde os coeficientes w_j são os pesos e são em número $m (= q+r+1)$. Diz-se que esta combinação linear é de ordem m . Se $q = r$ e $w_j = w_{-j}$ o filtro é simétrico. Se a soma dos pesos é igual a 1, o filtro é designado por média móvel pesada. Se os pesos são todos iguais e a soma deles for igual a 1, o filtro é designado por média móvel simples [14].

A aplicação de um filtro a uma série temporal x_0, x_1, \dots, x_n , designada por série temporal de entrada, vai originar uma nova série temporal y_0, y_1, \dots, y_n , designada por série temporal de saída. As características espectrais da série temporal de saída relacionam-se com as características espectrais da série temporal de entrada através da função de transferência do filtro. A função transferência é uma função complexa com argumentos do domínio da frequência. O módulo da função transferência é designado por ganho do filtro [15].

Se o ganho do filtro, para uma determinada frequência angular ω , for maior do que 1 o filtro amplia a série temporal de entrada na frequência ω . Por outro lado, se o ganho do filtro, para a frequência angular ω , é menor do que 1 o filtro reduz a série temporal de entrada nessa frequência.

Além disso, a variação na amplitude do filtro pode também introduzir um desfasamento (atraso) na série temporal de saída em função da frequência. Se bem que os filtros simétricos não introduzam desfasamentos significativos, os filtros assimétricos, pelo contrário, podem introduzir desfasamentos consideráveis.

Na sequência de vários testes com longas séries temporais GNSS numa base curta materializada no Campus do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil), conseguiu-se mostrar experimentalmente que aumentando a duração da sessão de observação diminui-se o nível de incerteza na medição de deslocamentos com o GNSS. Por exemplo, o nível de incerteza obtido em sessões de 1 hora e de 24 horas de duração é de 2 mm e 0,4 mm respetivamente [12].

Conclui-se que a duração mínima da sessão de observação deverá ser de 1 hora com a aplicação de filtros do tipo *passa baixo*, para redução do ruído, como as médias móveis, conforme se apresentou na Eq. (1).

4. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS OBSERVADOS COM O GNSS

A incerteza estimada para as soluções horárias das componentes horizontais é cerca de 5 vezes maior do que a incerteza estimada para as soluções diárias das componentes horizontais. Contudo, a série temporal das soluções horárias tem uma maior resolução temporal do que a das soluções diárias. A aplicação das médias móveis simétricas à série temporal das soluções horárias permite reduzir significativamente a incerteza sem prejuízo da resolução temporal. As médias móveis funcionam como filtros do tipo *passa baixo* e são muito fáceis de implementar nas séries temporais.

A Figura 3 mostra os resultados da aplicação das médias móveis simétricas de ordem 25 às séries temporais dos deslocamentos horários observados, nas componentes horizontais, na estação FP3M da barragem do Baixo Sabor. Os pontos a verde-escuro representam os deslocamentos observados pelo GNSS (soluções horárias) na componente radial. Os pontos a vermelho representam os deslocamentos observados pelo GNSS (soluções horárias) na componente tangencial. Os pontos a azul representam as médias móveis de ordem 25 dos deslocamentos observados pelo GNSS (soluções horárias) na componente radial. Os pontos a laranja representam as médias móveis de ordem 25 dos deslocamentos observados pelo GNSS (soluções horárias) na componente tangencial. Como se pode ver na Figura 3, a suavização das soluções horárias obtidas pela aplicação das médias móveis permite diminuir a incerteza sem perda da resolução temporal. No entanto, aplicação das médias móveis não elimina só ruído, uma vez que se trata de um filtro do tipo *passa baixo*, pode eliminar, também, algum sinal. Neste caso concreto, elimina qualquer sinal que seja de período inferior ao período diário [16].

Há uma contribuição importante da variação térmica anual nos deslocamentos observados na direção radial, atingindo-se amplitudes de 44 mm (Figura 4). Além disso, conforme se pode ver também na

Figura 4, existe uma forte correlação entre os deslocamentos observados no sentido radial e a temperatura média quinzenal do ar (representado por pontos a roxo). A escala das ordenadas mostra haver uma correspondência de 2 mm por cada 1° C. O desfasamento temporal entre os deslocamentos observados no sentido radial e a temperatura média quinzenal do ar, que pode chegar aos 30 dias, pode ser explicado pela inércia térmica da barragem. Aqui, neste caso, foi aplicada uma média móvel de ordem 6 às séries temporais horárias observadas com GNSS (FP3M MM6), nas componentes radial (a verde) e tangencial (a vermelho), para não se perderem todos os sinais subdiários. Estas séries temporais são comparadas, ainda na Figura 4, com as séries temporais observadas no fio de prumo mais próximo, FP3-12 RAD, nas componentes radial (a azul) e tangencial (a laranja). Na componente radial, as duas séries são quase coincidentes, divergem no máximo 2 a 3 mm. Estas divergências podem ser explicadas pelo facto de haver uma diferença de cotas de 6,60 m entre os dois tipos de instrumentos [17]. Na componente tangencial, as duas séries sobrepõem-se, mas verifica-se que há uma maior amplitude na série temporal GNSS que pode ser explicada em parte pelo seu ruído.

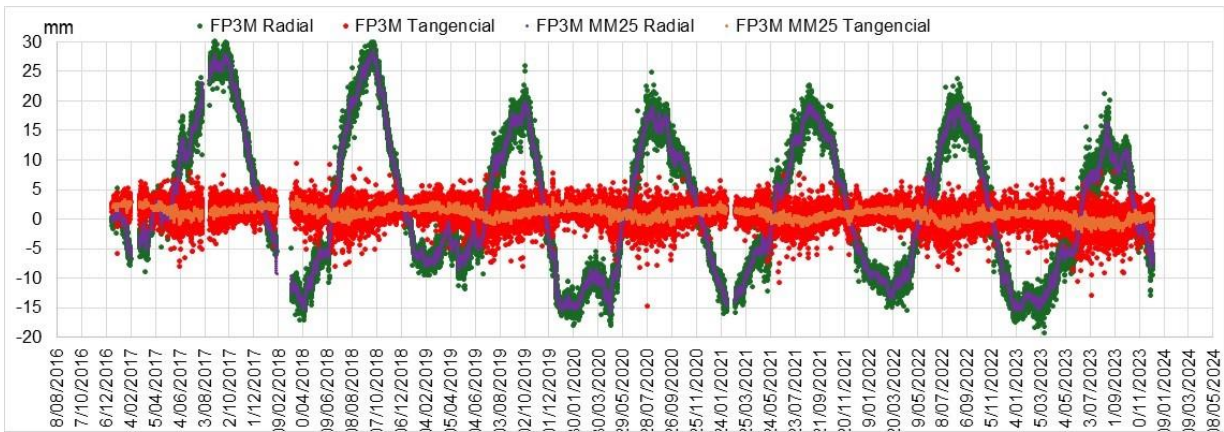


Figura 3. Resultado da aplicação das médias móveis de ordem 25 às séries temporais de deslocamento observados pelo GNSS, nas componentes horizontais, na estação GNSS FP3M na Barragem do Baixo Sabor.

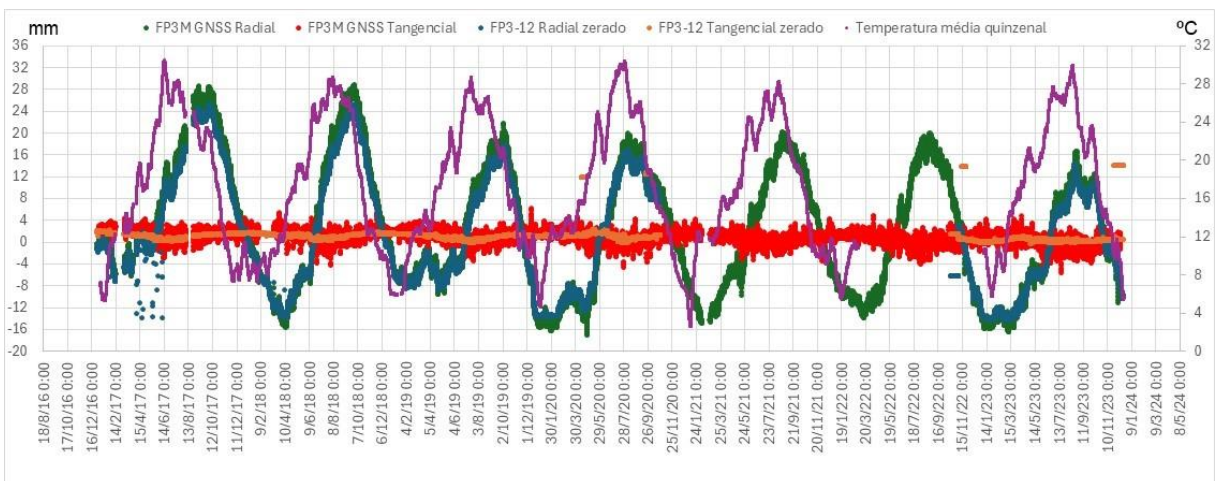


Figura 4. A correlação entre a temperatura e os deslocamentos observados pelo GNSS, nas componentes horizontais, na estação FP3M, e a comparação com os deslocamentos observados pelo fio de prumo mais próximo (FP3-12 RAD).

Também se analisa o efeito da variação da cota da albufeira, na Figura 5, com as mesmas séries temporais representadas na Figura 4, substituindo a variação da temperatura pela variação da cota da albufeira (a roxo). Embora não se vendo uma correlação tão evidente como no caso da temperatura, nota-se, por exemplo, que em 27 de fevereiro de 2019 a cota da albufeira é de 230,1 m, os valores dos deslocamentos radiais são da ordem de -8 mm, a 22 de março do mesmo ano a cota da albufeira baixa para 228,4 m, os deslocamentos radiais passam para -2 mm, passados cerca de 30 dias a cota da albufeira volta ao patamar dos 230 m e os deslocamentos radiais voltam para os -8 mm. Outro exemplo, a 15 de

março de 2020, a cota da albufera está em 230 m, depois de ter baixado cerca de 3 m em cerca de 30 dias, e os deslocamentos radiais passam de -15 mm para -8 mm. Passados cerca de 30 dias recupera-se os valores da cota da albufera e os respetivos deslocamentos radiais.

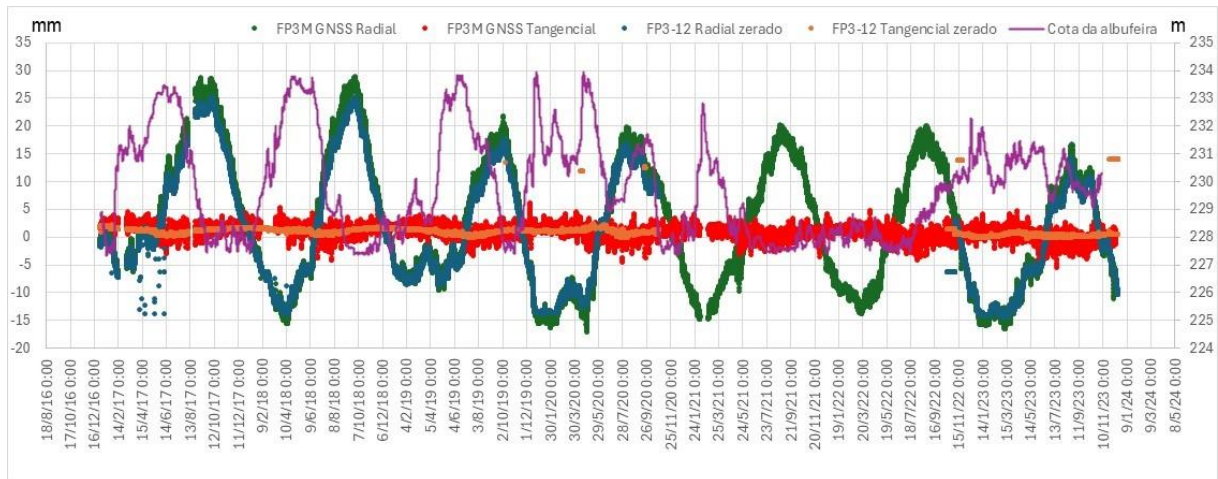


Figura 5. Variação da cota da albufera e os deslocamentos observados pelo GNSS, nas componentes horizontais, na estação FP3M, e pelo fio de prumo mais próximo (FP3-12 RAD).

A Figura 6 é a ampliação da Figura 4, para o período de observação entre 12 de agosto de 2023 e 1 de outubro de 2023. Aqui nota-se claramente um sinal diário na série de deslocamentos radial observado pelo fio de prumo (FP3-12 RAD, a azul), sincronizado com a série das temperaturas horárias (a roxo) – em vez da série das temperaturas médias quinzenal –. A verde está representada a série de deslocamentos radiais observada pelo GNSS (a média móvel de ordem 6), que acompanha os deslocamentos observados pelo fio de prumo. Embora não sendo tão nítido, também é visível um sinal diário na série de deslocamentos observada pelo GNSS.

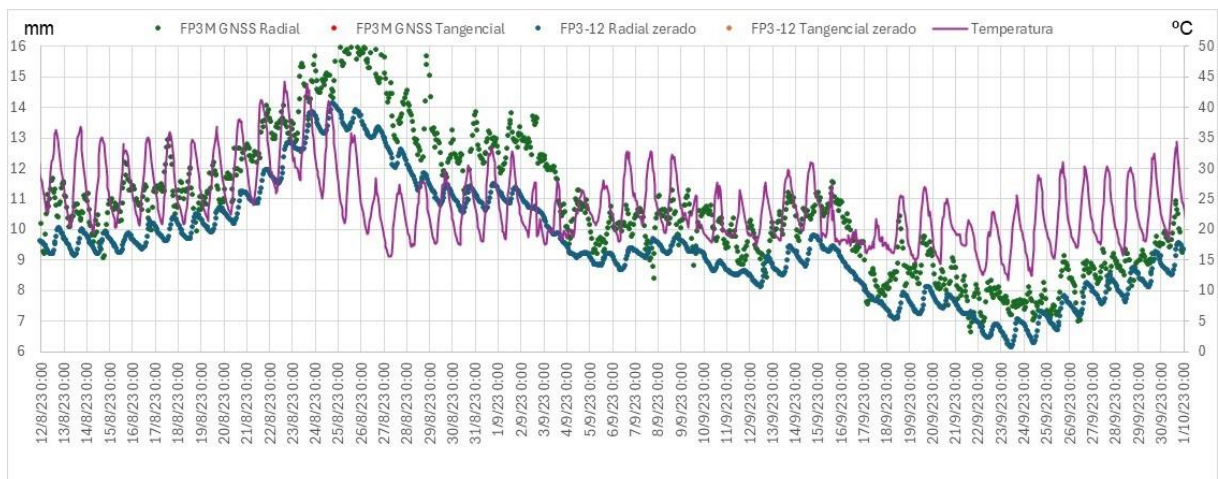


Figura 6. Ampliação da Figura 4 (período entre 12/08/2023 a 1/10/2023) com a série das temperaturas horárias (a roxo) e os deslocamentos observados pelo GNSS, na componente radial, na estação FP3M, e pelo fio de prumo mais próximo (FP3-12 RAD).

Fazendo outra ampliação da Figura 4, mas agora num período menos quente, com os deslocamentos da barragem mais para jusante, no período de 14 de janeiro de 2023 a 5 de março de 2023 (Figura 7). Aqui os deslocamentos radiais do fio de prumo praticamente não têm variação até ao início do mês de fevereiro, também não há um sinal diário claro na série das temperaturas horárias. O mesmo não se passa com a série de deslocamentos radiais observada pelo GNSS. A partir do segundo mês do ano, verifica-se uma sobreposição muito grande entre as duas séries de deslocamentos, sendo também bem visível um sinal de período diário nas três séries representadas na Figura 7.

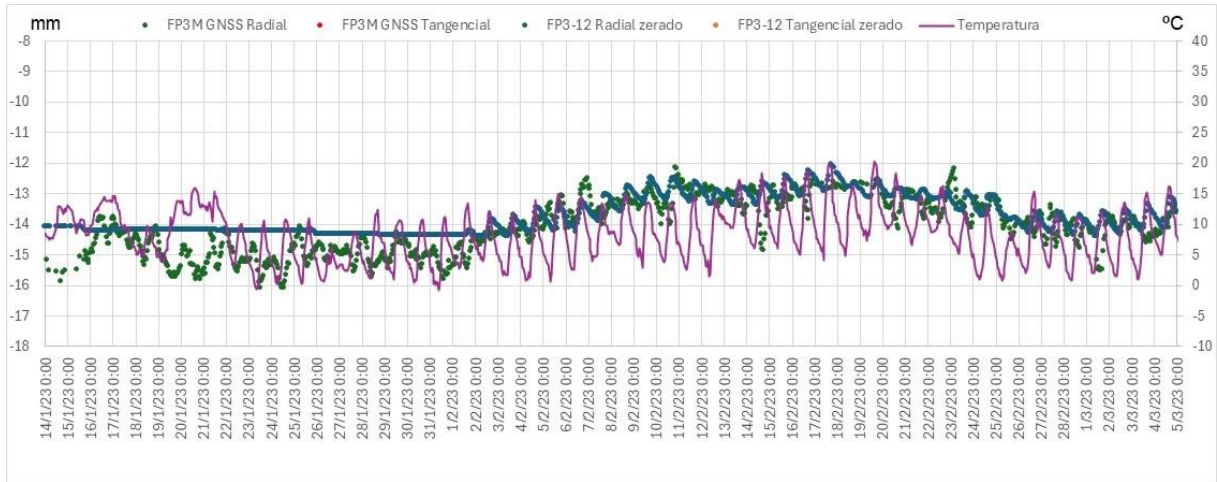


Figura 7. Ampliação da Figura 4 (período entre 14/01/2023 a 5/3/2023) com a série das temperaturas horárias (a roxo) e os deslocamentos observados pelo GNSS, na componente radial, na estação FP3M, e pelo fio de prumo mais próximo (FP3-12 RAD).

Por último, procura-se saber qual será a série temporal GNSS mais adequada para comparar os deslocamentos radiais com a série de fio de prumo FP3-12 RAD: se a horária ou a sua média móvel de ordem 6? A Figura 8 põe em confronto as duas séries GNSS, no gráfico de baixo, os pontos verdes representam a série horária original, no gráfico de cima, os pontos verdes representam a sua média móvel de ordem 6. Os pontos azuis representam os deslocamentos radiais do fio de prumo.

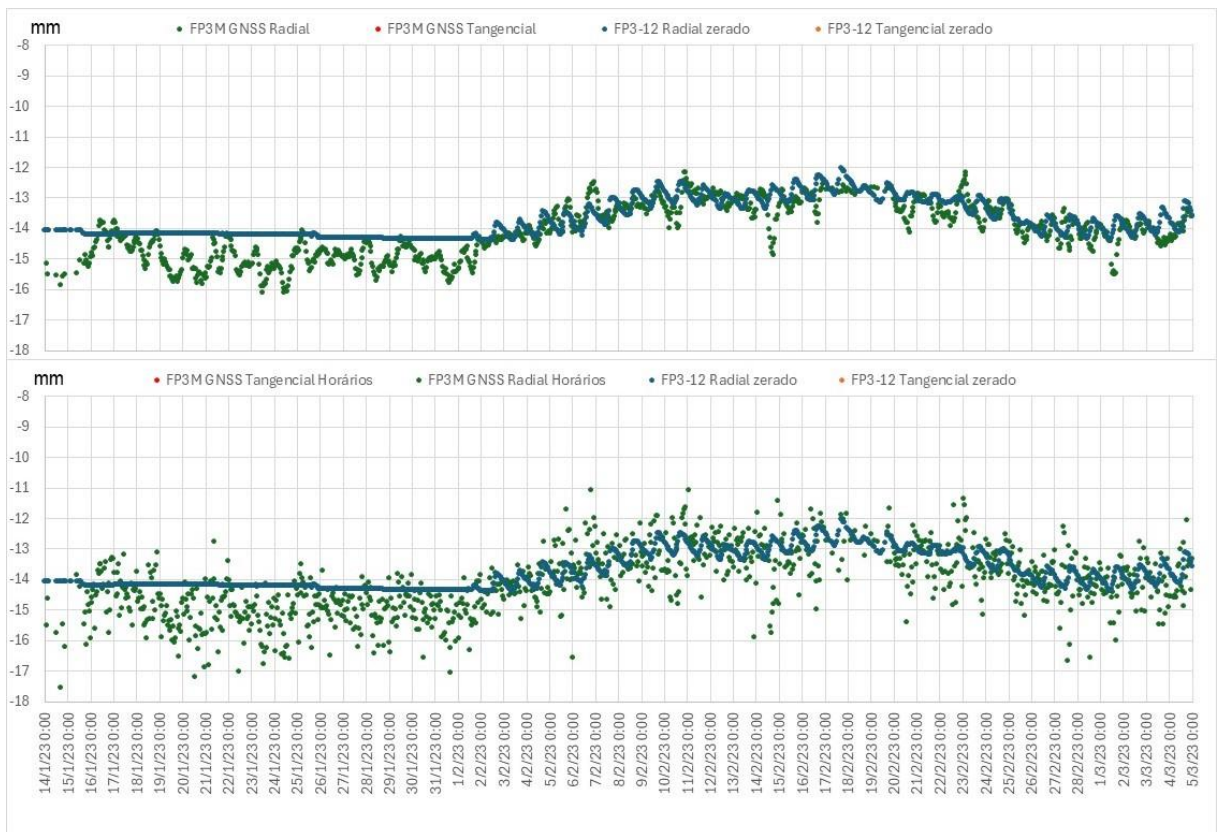


Figura 8. Ampliação da Figura 4 (período entre 14/01/2023 a 5/3/2023) com os deslocamentos observados pelo GNSS, na componente radial, na estação FP3M (a horária representada pelos pontos verdes no gráfico de baixo, e a sua média móvel de ordem 6, também representada pelos pontos verdes no gráfico de cima), e pelo fio de prumo mais próximo (FP3-12 RAD), representada pelos pontos azuis, valores horários em ambos os casos.

Vê-se claramente que a média móvel de ordem 6 representa bem o sinal diário, o mesmo não será possível visualizar na série horária. De facto, esta última série apresenta uma maior dispersão, com mais ruído e afasta-se mais da série de deslocamentos radiais medida no fio de prumo mais próximo.

Foram calculadas as diferenças entre as séries FP3M horárias e FP3-12 RAD e entre as séries FP3M MM6 e FP3-12, no período que diz respeito à Figura 8, ou seja, entre 14 de janeiro e 5 de março de 2023. Os valores das médias das diferenças são iguais (-0,4 mm), mas os valores dos desvios padrão já são 0,8 mm e 0,5 mm, respetivamente. Os valores máximos das diferenças são 2,7 mm e 1,2 mm, respetivamente. E os valores mínimos das diferenças são -4,5 mm e -1,9 mm, respetivamente.

A análise espectral pode validar alguns resultados obtidos neste estudo comparativo entre as séries temporais observadas pelo fio de prumo FP3-12 RAD e pelo GNSS FP3M horárias.

5. ANÁLISE ESPECTRAL DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS OBSERVADOS

A análise espectral dos deslocamentos horizontais observados com GNSS e fio de prumo é feita com o *software* TSOFT [18]. Este *software* é um conjunto de programas que permite uma análise gráfica e interativa que foi desenvolvido, originalmente, para processar e analisar séries temporais de gravimetria e de marés terrestres. No entanto, está preparado para processar e analisar qualquer tipo de série temporal, seja com dados sísmicos ou de qualquer outra natureza com dados ambientais.

O TSOFT calcula o espectro das séries temporais e desenha os respetivos gráficos com as amplitudes na escala linear ou logarítmica e com as frequências expressas em Hertz ou em ciclos por dia (cpd). Este *software* utiliza as transformadas rápidas de Fourier (FFT) para calcular o espectro, a fase e a densidade da potência espectral das séries temporais, passando do domínio do tempo para o domínio da frequência. A Figura 9 mostra a densidade da potência espectral obtida da série temporal dos deslocamentos medidos pelo fio de prumo, FP3-12, na componente radial calculada pelo TSOFT. Nesta figura, as abcissas estão expressas em ciclos por dia (cpd) e as ordenadas estão expressas em mm^2/cpd . A densidade da potência espectral evidencia um sinal com periodicidade anual (0.0029 cpd) e outro com periodicidade diária (1 cpd).

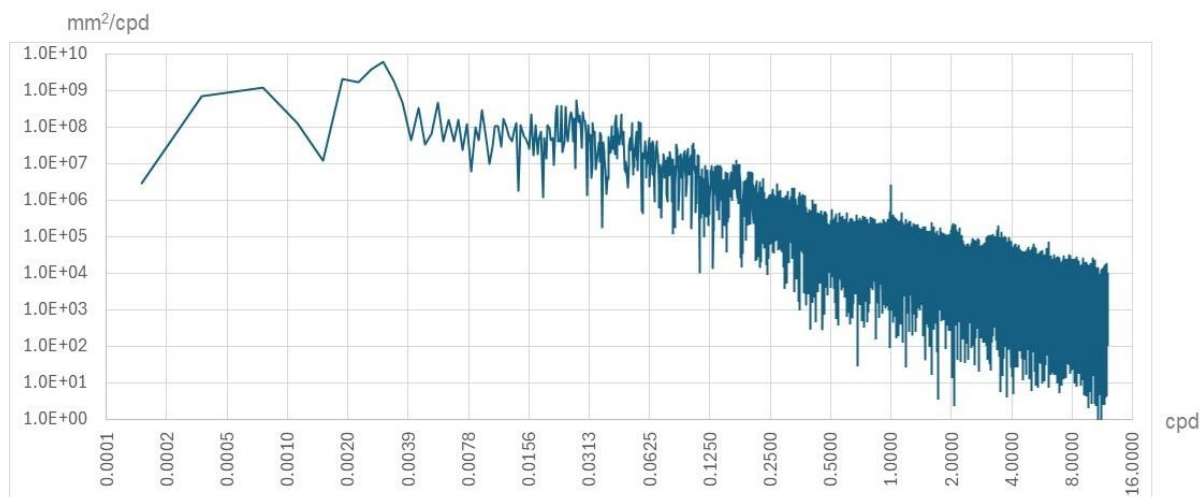


Figura 9. A densidade da potência espectral obtida dos deslocamentos observados pelo fio de prumo (FP3-12 RAD), na componente radial.

O mesmo acontece com as séries de deslocamentos observados com o GNSS, conforme se pode ver no Quadro 1 onde se mostram os valores do espectro e da densidade da potência espectral nas frequências onde o sinal é mais significativo, nas três séries temporais de deslocamentos observados, na componente radial. As três séries temporais apresentam picos na frequência anual (na realidade corresponde ao período de 341,33 dias que, neste caso, é o período mais próximo do período anual que é 365,25), na frequência semestral (período de 182,04 dias, já bem mais próxima do período semi-anual que é 182,62 dias), na frequência 10 vezes por ano (período de 36,90 dias para o fio de prumo e período de 34,57 dias

para o GNSS) e na frequência diária. Os valores espectrais também são da mesma ordem de grandeza para as frequências apresentadas no Quadro 1.

A análise espectral calculada permitir mostrar que os sinais mais importantes são detetados pelas séries temporais de observação realizadas com o fio de prumo (FP3-12 RAD) e com o GNSS (FP3M horárias e a média móvel de ordem 6), sendo as respectivas amplitudes (dadas pelo espectro) da mesma ordem de grandeza. Se para os sinais de período anual já não seria novidade, mas para o período diário confirma-se numericamente. Embora, não sendo bem visível graficamente para a série temporal FP3M horária, mas a suavização desta série temporal obtida pela aplicação da sua média móvel de ordem 6 o sinal diário torna-se bem visível (Figura 8). A sobreposição das séries temporais FP3-12 RAD e FP3M MM6 é muito significativa.

Quadro 1. Análise espectral das 3 séries temporais de observação de deslocamentos na componente radial.

<i>Série Temporal</i>	<i>Ciclos por dia (cpd)</i>	<i>Período [dia]</i>	<i>Espectro [mm]</i>	<i>Densidade da Potência Espectral [mm²/cpd]</i>
	0,0029	341,33	6,51	6 025 677 950
FP3-12	0,0055	182,04	1,79	471 391 710
Fio de prumo	0,0271	36,90	1,90	536 163 990
	1,00	1,00	0,13	2 472 783,50
	0,0029	341,33	7,84	12 449 919 000
FP3M Horário	0,0055	182,04	2,12	908 718 010
GNSS	0,0289	34,57	1,12	254 023 130
	1,00	1,00	0,24	11 191 617
	0,0029	341,33	7,84	12 450 809 000
FP3M MM6	0,0055	182,04	2,12	908 850 630
GNSS	0,0289	34,57	1,12	253 499 640
	1,00	1,00	0,37	27 226 208

CONCLUSÕES

Este estudo mostra que se consegue observar um sinal com periodicidade diário na componente radial na série de deslocamentos medidas com o fio de prumo FP3-12 RAD e na série de deslocamentos horárias medidas com o GNSS em FP3M. Também se aconselha a suavizar esta última série com uma média móvel de ordem 6. A concordância entre as séries temporais FP3-12 RAD e FP3M MM6 é notável tendo em conta que são métodos de observação completamente independentes, o desvio padrão das diferenças medidas nos dois primeiros meses de 2023 é de 0,5 mm.

A utilidade de se observar os deslocamentos numa grande barragem com uma frequência de amostragem tão elevada vai permitir melhorar os seus modelos do comportamento estrutural e possibilitar a instalação de um sistema de aviso da barragem a funcionar quase em tempo real.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à Engie Douro e à Movhera, a primeira responsável pela exploração e a segunda a concessionária do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor, a permissão para a apresentação dos resultados da monitorização.

REFERÊNCIAS

- [1] DeLoach, S, R (1989). Continuous Deformation monitoring with GPS. *Journal of Surveying Engineering*, Vol. 115, N. 1, pp. 93-110.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9453\(1989\)115:1\(93\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9453(1989)115:1(93))

- [2] Hudnut, K. W.; Behr, J. A. (1998). Continuous GPS monitoring of structural deformation at Pacoima Dam, California. *Seismological Research Letters*, Vol. 69, N. 4, pp. 299-308. <https://doi.org/10.1785/gssrl.69.4.299>
- [3] Piboon, M. (2002). Analysis of Periodic Behavior of GPS Time Series at Pacoima Dam, California. *Master of Sciences in Geophysics at the Massachusetts Institute of Technology 2002*, <https://dspace.mit.edu/handle/1721.1/55067>
- [4] Rutledge, D.R.; Meyerholtz, S.Z.; Brown, N.; Baldwin, C. (2006). Dam stability: Assessing the performance of a GPS monitoring system. *GPS World*, 2006, Vol. 17, N. 10, pp. 26-33. <https://gge.ext.unb.ca/Resources/gpsworld.october06.pdf>
- [5] Chrzanowski, A., Szostak-Chrzanowski, A. (2009). Deformation monitoring surveys-old problems and new solutions. *Reports on Geodesy*, 2009, N. 87, pp. 85-103. <https://yadda.icm.edu.pl/baztech/element/bwmeta1.element.baztech-article-PWAB-0003-0010>
- [6] Drummond, P. (2010). Combining CORS Networks, Automated Observations and Processing, for Network RTK Integrity Analysis and Deformation Monitoring. *Proceedings of the 15th FIG Congress Facing the Challenges*, Sydney, Australia, 11–16 April 2010.
- [7] Van Cranenbroeck, J. (2011). State of the Art in Structural Geodetic Monitoring Solutions for Hydro Power Dams. *Proceedings of the FIG WorkingWeek*, Marrakech, Morocco, 18–22 May 2011.
- [8] Kaftan, V.I., Ustinov, A.V. (2013). Use of global navigation satellite systems for monitoring deformations of water-development works. *Power Technol. Eng.* 2013, 47, 30–37.
- [9] Dardanelli, G.; La Loggia, G.; Perfetti, N.; Capodici, F.; Puccio, L.; Maltese, A. (2014). Monitoring displacements of an earthen dam using GNSS and remote sensing. *SPIE Remote Sens.* 2014, 923928.
- [10] Yavasoglu, H.H., Kalkan, Y., Tiryakioglu, I., Yigit, C.O., Özbey, V., Alkan, M.N., Bilgi, S., Alkan, R.M. (2018). Monitoring the deformation and strain analysis on the Ataturk Dam, Turkey. *Geomat. Nat. Hazards Risk* 2018, 9, 94–107.
- [11] Pipitone, C., Maltese, A., Dardanelli, G., Lo Brutto, M., Loggia, G.L. (2018). Monitoring water surface and level of a reservoir using different remote sensing approaches and comparison with dam displacements evaluated via GNSS. *Remote Sens.* 2018, 10, 71.
- [12] Lima, J.N. & Casaca, J. (2018). Monitoring dam displacements with GNSS: Strategy, Accuracy and Benefits. *Paper presented to DamWorld 2018*, Foz do Iguaçu, Brazil, September, 17-21, 2018.
- [13] Cunha, J.G., Piteira Gomes, J., Moura, G. e Batista, A. L. (2018). A Monitorização estrutural das barragens do Baixo Sabor e do Feiticeiro. *Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL – BE2018*, LNEC, Lisboa, 7 a 9 de novembro de 2018.
- [14] Haykin, S. (2002). Adaptive Filter Theory. *Prentice Hall*, New Jersey, EUA.
- [15] Priestley, M. B. (1981). Spectral Analysis and Time Series. *Academic Press*, Londres, Reino Unido.
- [16] Lima, J. N. (2020). Using Spectral Analysis of Cabril Dam GNSS Monitoring System Time Series for Detecting Periodic Displacements. *Paper presented to DamWorld 2020*, LNEC, Lisboa, Portugal, September, 21-25, 2020.
- [17] Lima, J. N. e Gomes, J. C. P. (2017). Barragem do Baixo Sabor. Resultados preliminares da monitorização de deslocamentos com o GNSS. *Relatório 92/2017 DBB/NGA*. LNEC, Lisboa, Portugal, março de 2017.
- [18] Van Camp, M. & Vauterin, P. (2004). Tsoft: Graphical and interactive software for the analysis of time series and Earth tides. *Computers & Geosciences*, Vol. 31, Issue 5, pages 631-640, 2004.

Identificação de alterações nas condições de apoio de uma ponte ferroviária

P. Oliveira ¹

L. Santos ²

L. Freire ³

N. Lopes ⁴

RESUMO

A Monitorização da Integridade Estrutural (MIE) permite avaliar o desempenho das estruturas em serviço com base na medição de grandezas relevantes através de sistemas sensoriais instalados nas estruturas, recorrendo a algoritmos de análise que permitem identificar danos. Uma das abordagens mais utilizada recorre a métodos estatísticos para a extração de informação sensível a danos ou a parâmetros da resposta estrutural para classificação da condição estrutural.

Em pontes, as técnicas de identificação de dano mais utilizadas recorrem às características dinâmicas da estrutura obtidas através de métodos de identificação modal estocástica como parâmetros de entrada para a classificação da condição estrutural. Estas técnicas de identificação de dano baseiam-se na premissa de que alterações na massa, rigidez, amortecimento ou condições de fronteira do sistema estrutural provocam alterações detetáveis nas propriedades dinâmicas da estrutura, uma vez que as características modais são função destas propriedades.

No presente artigo apresenta-se uma aplicação prática que permitiu detetar alterações nas condições de apoio de uma ponte ferroviária através das suas frequências naturais de vibração. As características modais da estrutura foram obtidas experimentalmente através do método de identificação estocástica em subespaços, na sua variante SSI-COV. Por sua vez, a classificação da condição estrutural foi realizada através de testes estatísticos aplicados às séries de resíduos obtidas após a remoção dos efeitos provocados pelas variações operacionais e ambientais. São também apresentados os estudos numéricos desenvolvidos que permitiram determinar o tipo e a localização desta alteração estrutural.

Palavras-chave: Ponte Ferroviária; Monitorização Estrutural; Deteção de dano

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a segurança das pontes ferroviárias tem sido alvo de diversos estudos [1], [2], uma vez que estas podem sofrer deterioração estrutural como resultado do envelhecimento dos materiais, ou devido às ações atuantes [2], [3]. Com o intuito de antecipar a evolução desta deterioração tem sido utilizada nas obras de arte de grande importância patrimonial a Monitorização da Integridade Estrutural, que permite avaliar o desempenho das estruturas em serviço com base na medição de grandezas relevantes recorrendo a sistemas sensoriais. O seu principal objetivo passa por caracterizar em tempo real o desempenho da estrutura, aumentando assim a segurança estrutural e reduzindo significativamente os custos operacionais durante o período de vida útil da obra, permitindo determinar

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal. pmoliveira@lnec.pt

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal. luisosantos@lnec.pt

³ Infraestruturas de Portugal, SA, Lisboa, Portugal. luis.freire@infraestruturasdeportugal.pt

⁴ Infraestruturas de Portugal, SA, Lisboa, Portugal. nuno.lopes@infraestruturasdeportugal.pt

e classificar os danos (localização, tipo e severidade) de um sistema sujeito a condições ambientais e operacionais variáveis [4].

A ponte ferroviária sobre o rio Sado, incluída na Variante de Alcácer (Linha do Sul), possui uma extensão total de 2,7 km, incluindo os viadutos de acesso em ambas as margens e a ponte, constituída por três tramos com 160 m de vão.

A ponte propriamente dita está instrumentada desde a sua construção em 2009. O sistema de monitorização concebido e implementado à data visava acompanhar o processo construtivo da obra. Após a empreitada, o sistema foi alterado com vista a garantir o controlo da segurança estrutural da obra e a verificar as hipóteses de cálculo assumidas em projeto. O sistema atualmente em funcionamento permite avaliar a condição estrutural da obra a longo prazo através da medição das ações e das repostas estruturais da ponte, detetando atempadamente eventuais situações anómalas. No que diz respeito às ações, o sistema permite caraterizar a temperatura do ar e dos elementos estruturais e as ações ferroviárias. Em termos de repostas, o sistema permite caraterizar a resposta da estrutura em termos de extensões (no betão e no aço), rotações, acelerações e deslocamentos (verticais e horizontais). A partir das acelerações medidas é possível obter as características dinâmicas da estrutura, o que apresenta um elevado interesse para a caracterização global do estado das estruturas (massa e rigidez), uma vez que estas propriedades dinâmicas estão diretamente relacionadas com esse estado.

O presente trabalho visa apresentar o contributo da monitorização estrutural na deteção precoce de alterações do comportamento da estrutura, mais concretamente, a identificação de uma alteração nas condições de apoio da ponte ferroviária do Sado, observada a partir da monitorização das frequências naturais de vibração da estrutura. Assim, após uma breve descrição da obra e do sistema de monitorização atualmente em funcionamento, apresenta-se a análise dos dados a partir da qual se efetua a classificação do comportamento estrutural observado. Seguidamente são apresentados os estudos numéricos desenvolvidos que permitiram determinar o tipo e a localização da alteração estrutural observada. Por fim são apresentadas as principais conclusões obtidas.

2. CASO DE ESTUDO

2.1 Descrição da estrutura

A Ponte ferroviária sobre o Rio Sado, na variante de Alcácer do Sal, é uma estrutura mista aço-betão, com uma extensão total de 2 735 m, constituída por um longo viaduto de acesso em cada margem e pela ponte que transpõe o rio Sado.

A ponte que transpõe o rio Sado é uma estrutura do tipo “*bowstring*” de diretriz reta, com o tabuleiro suspenso axialmente através de dezoito pendurais, espaçados de 8,00 m, a partir de três arcos como se apresenta na Figura 1. Os três tramos vencem vãos de 160 m, perfazendo um comprimento total de 480 m. O seu tabuleiro é composto por uma secção mista aço-betão formada por um caixão metálico em “U”, com 2,60 m de altura, uma largura variável entre almas de 5,65 m a 7,75 m e três banzos em chapa metálica sobre os quais se apoia a laje de betão com 0,43 m de espessura máxima e uma largura total de 15,82 m. Sob cada pendural existe um diafragma para transmissão dos esforços das almas ao pendural, constituído por uma travessa superior, reforços de alma e banzo inferior e ainda duas diagonais de suspensão. Os três arcos da ponte estão posicionados no eixo da obra, têm geometria parabólica, em alçado, e uma secção transversal em caixão hexagonal, simétrico, com largura variável entre 1,49 m e 3,20 m, respetivamente para a base e o fecho, com alturas respetivas de 2,40 m e 1,80 m.

Os pilares da ponte são constituídos por fustes tubulares em betão armado, com uma envolvente hexagonal, uma largura de 8,50 m e uma altura que varia entre 4,70 m e 5,20 m. Os pilares dispõem de um embasamento elíptico com dimensões em planta de 8,0 m × 11,0 m. No topo dos pilares existe um maciço de betão armado com 3,5 m de espessura que acomoda os aparelhos de apoio, os aparelhos antissísmicos e o batente central. O apoio do tabuleiro no pilar de extremidade norte é fixo em ambas

as direções, enquanto nos restantes pilares o apoio é móvel, mas dispendo de aparelhos antissísmicos solidários ao fundo do caixão e ao batente transversal.



Figura 1. Ponte vista geral de jusante.

2.2 Descrição do sistema de monitorização

O sistema de monitorização da Ponte Ferroviária do Sado é constituído por diversos tipos de sensores, que permitem medir, em diversas secções do tabuleiro, acelerações, extensões, rotações, deslocamentos verticais e horizontais, temperatura e humidade relativa (ver Figura 2).

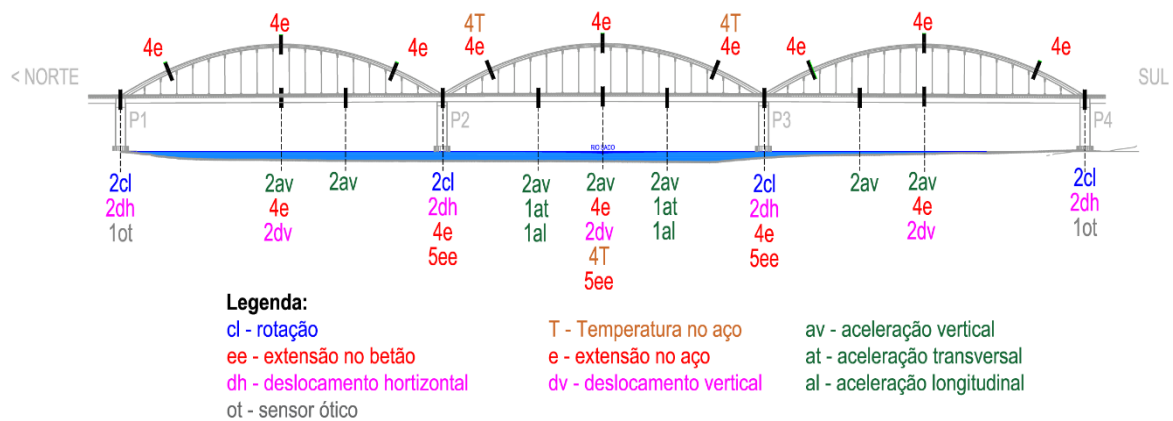


Figura 2. Plano geral de monitorização.

As extensões são medidas através de extensómetros de corda vibrante, no betão, e de pontes completas de extensómetros elétricos, no aço. Por sua vez, as temperaturas são adquiridas através de termístores e termómetros de platina do tipo PT100. Os deslocamentos verticais são medidos através de um sistema de nivelamento hidrostático, ao passo que os deslocamentos horizontais são avaliados através de transdutores de deslocamento magnetoestrictivos. As acelerações são medidas com recurso a acelerómetros uniaxiais e triaxiais tipo servo.

A aquisição de dados dos sensores instalados na Ponte ferroviária do Sado é efetuada por cinco unidades de aquisição da marca *Gantner Instruments* e por duas unidades de aquisição da marca *Datataker*. Estas unidades são controladas através de um computador industrial que, para além desta função, armazena e pré-processa os dados adquiridos em todos os sensores. Este computador controla o processo de aquisição dos dados em todos os sensores, que é feita a uma cadência de 500 leituras por segundo, por sensor. Os dados recolhidos por este sistema são alvo de filtragem, na qual se eliminam componentes

dos sinais com frequências superiores a 50 Hz, e de decimação com um fator de 5, resultando assim numa discretização no tempo de 100 leituras por segundo.

Os dados adquiridos são transferidos em tempo real e de forma totalmente automática para um servidor situado nas instalações do LNEC. Após a transmissão dos dados adquiridos e do seu tratamento no servidor do LNEC, estes são disponibilizados numa plataforma *on-line*.

3. DADOS ADQUIRIDOS

A apresentação dos dados adquiridos é feita nesta secção, tendo em mente a estratégia de controlo da segurança exposta nas secções seguintes, que consiste na apresentação dos dados caracterizadores das ações impostas à estrutura (temperatura) e da resposta estrutural (frequências naturais de vibração). Dada a elevada quantidade de dados adquiridos, este artigo focar-se-á apenas na extração das características dinâmicas a partir das acelerações medidas.

3.1 Temperatura

As séries temporais dos valores medianos horários de temperatura registados durante o ano de 2023 na secção de meio vão do tramo central do tabuleiro e na secção de sexto de vão norte do arco do tramo central são apresentadas da Figura 3 à Figura 5. Da análise destas séries é possível observar que todas as séries exibem uma variabilidade sazonal idêntica. No entanto, em termos da variabilidade diária observa-se que os locais com maior amplitude ocorrem no banzo inferior do caixão metálico (*Tim.t2m* e *Tij.t2m*) e no arco (*Tim.as2n*, *Tij.as2n*, *Tsm.as2n* e *Tsj.as2n*) devido à exposição solar. Os sensores instalados no banzo superior do caixão e na laje de betão, exibem uma menor variabilidade diária por não terem exposição solar direta.

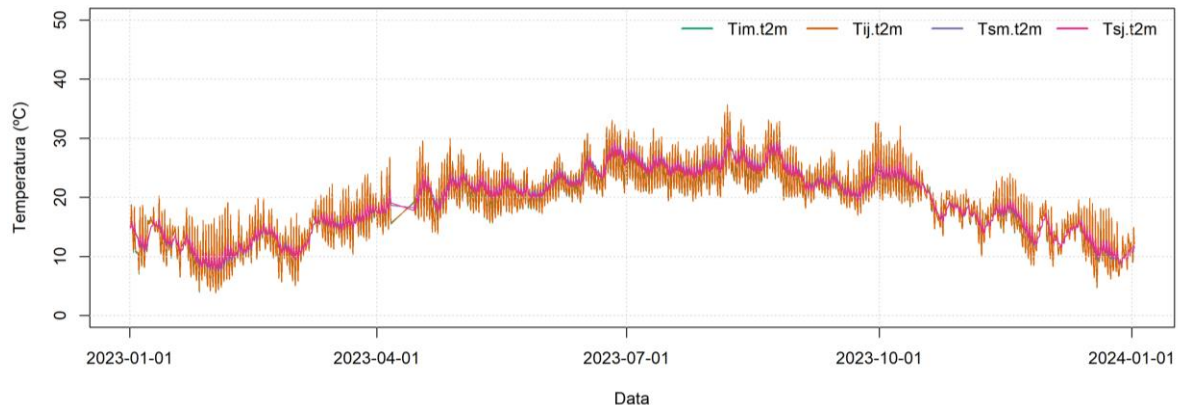


Figura 3. Séries temporais de temperatura no caixão metálico na secção de meio vão do tramo central.

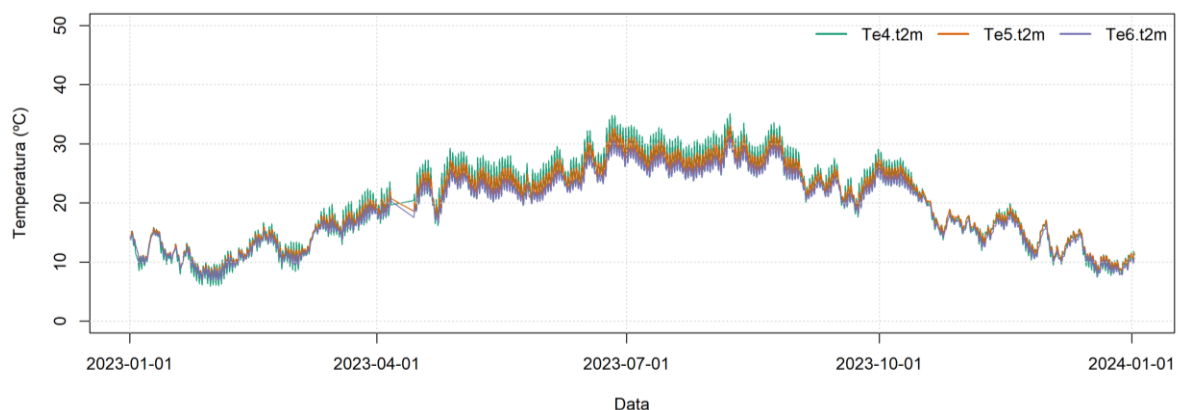


Figura 4. Séries temporais de temperatura na laje de betão na secção de meio vão do tramo central.

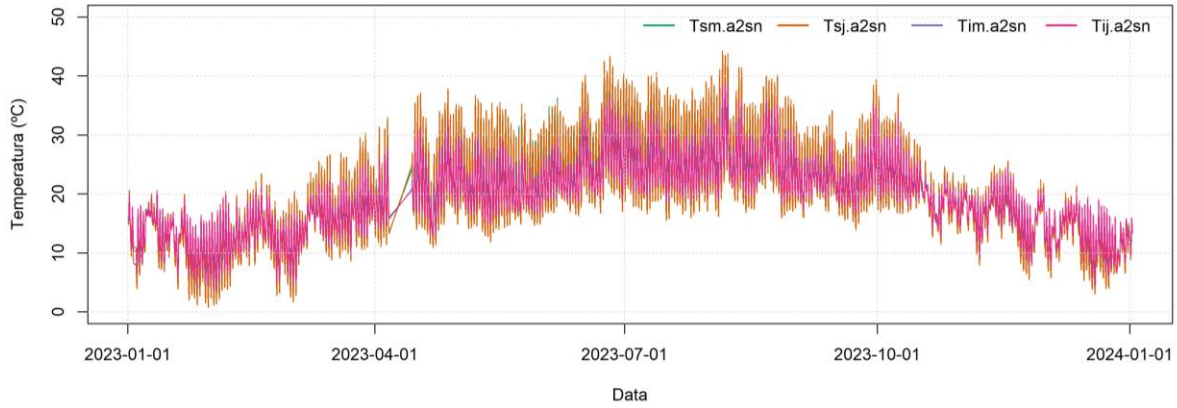


Figura 5. Séries temporais de temperatura no arco na secção de sexto de vão do tramo central.

3.2 Frequências naturais de vibração e configurações modais

As frequências naturais de vibração e as configurações modais foram obtidas a partir das acelerações adquiridas em vibração ambiente durante uma hora. A determinação automática das características modais foi realizada através da aplicação de métodos de identificação modal estocástica em subespaços, também designado abreviadamente por SSI-COV, na sua variante designada por realização em componentes principais [5]. Do conjunto alargado de estimativas de frequências, coeficientes de amortecimento e coordenadas modais foram traçados diagramas de estabilização [6], [7]. Os diagramas de estabilização permitem distinguir um modo de vibração da estrutura (polo estável) e do ruído (polo instável), com base em critérios de estabilização. No caso da Ponte Ferroviária do Sado foram considerados como critérios de estabilização variações de frequência inferiores a 1% entre polos consecutivos, variações de coeficiente de amortecimento inferiores a 5% entre polos consecutivos e valor mínimo de MAC (“modal assurance criterion”) de 99% também entre polos consecutivos. A identificação automática dos modos de vibração natural, ao longo do tempo, foi realizada com recurso a algoritmos de *clusters* aplicados aos polos estáveis identificados através dos diagramas de estabilização. Nesta análise foram utilizados como critérios de agregação o método de *Ward* e como função de comparação a distância euclidiana entre as frequências e o coeficiente MAC. A identificação automática dos modos de vibração natural da estrutura é realizada por comparação com uma base de referência previamente definida.

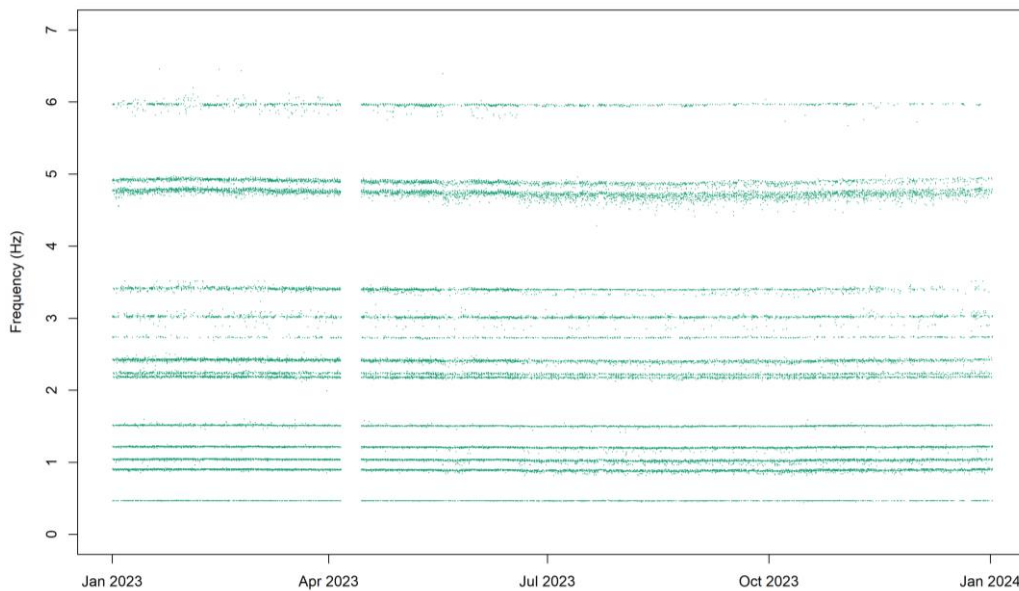


Figura 6. Séries temporais da frequência natural dos modos de vibração da ponte.

As séries temporais de frequências dos modos de vibração natural identificados através do sistema de monitorização durante o ano de 2023 estão apresentadas Figura 6. Conforme se pode observar a metodologia implementada permitiu identificar 14 modos naturais de vibração com frequências inferiores a 7 Hz. Da Figura 7 à Figura 10 estão apresentadas as séries temporais de frequências dos primeiros 4 modos identificados e as correspondentes configurações modais. Da análise destas séries é possível observar que as frequências dos modos de vibração natural variam sob efeito da temperatura.

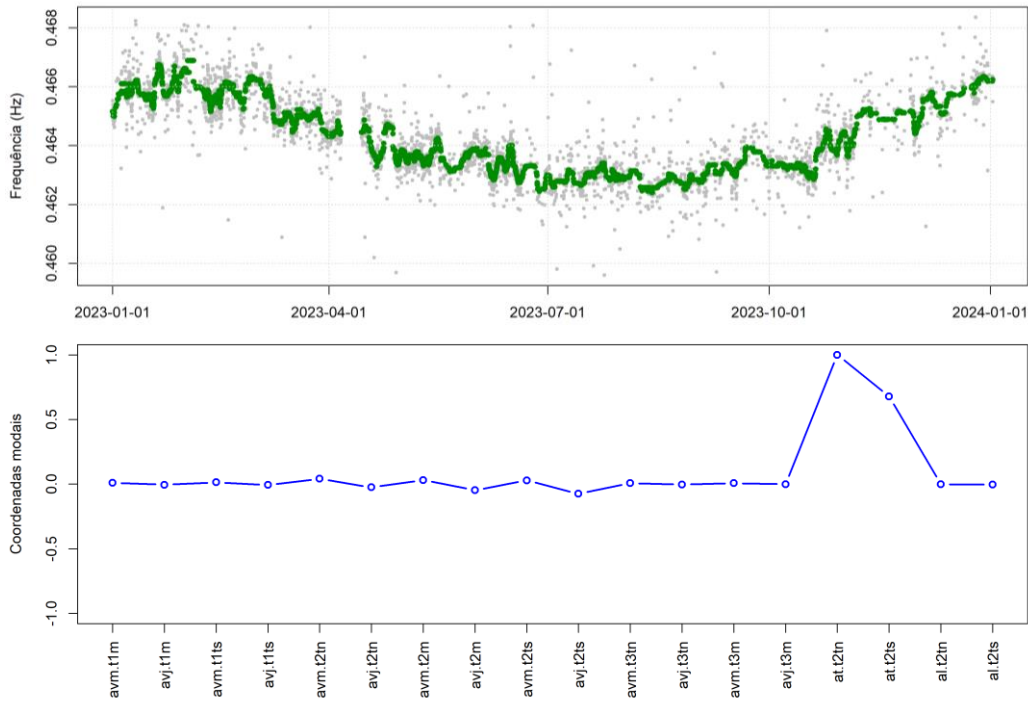


Figura 7. Frequência natural do 1º modo identificado e respetiva configuração modal (modo transversal).

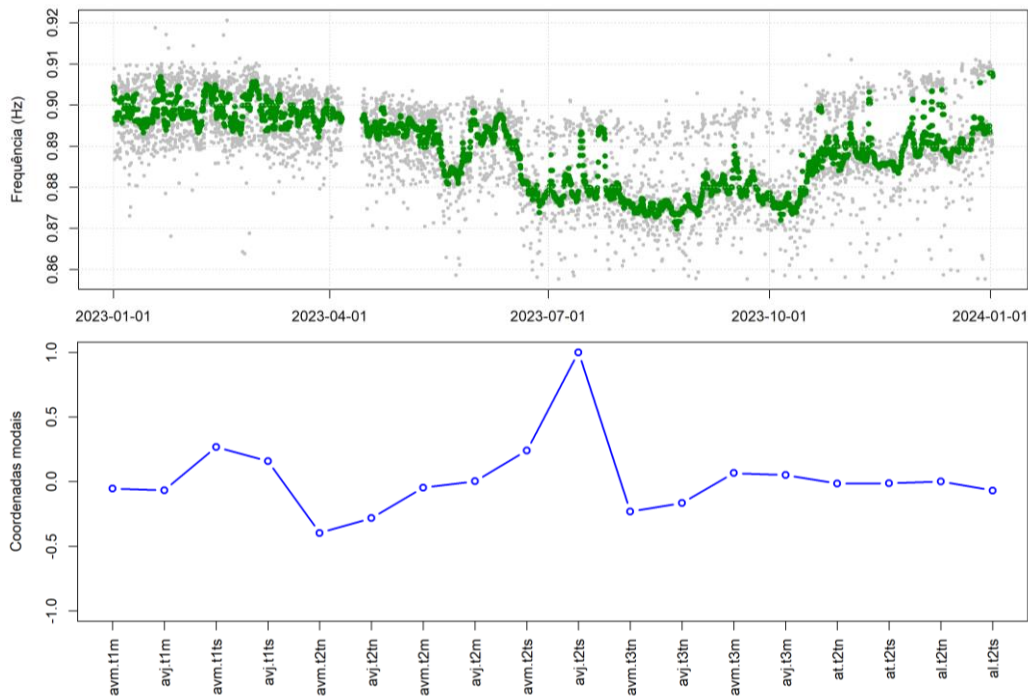


Figura 8. Frequência natural do 2º modo identificado e respetiva configuração modal (modo vertical).

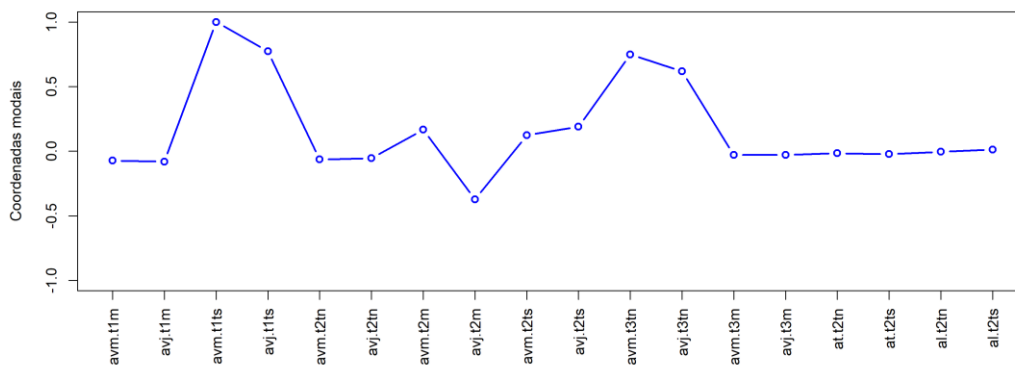


Figura 9. Frequência natural do 3º modo identificado e respetiva configuração modal (modo vertical).

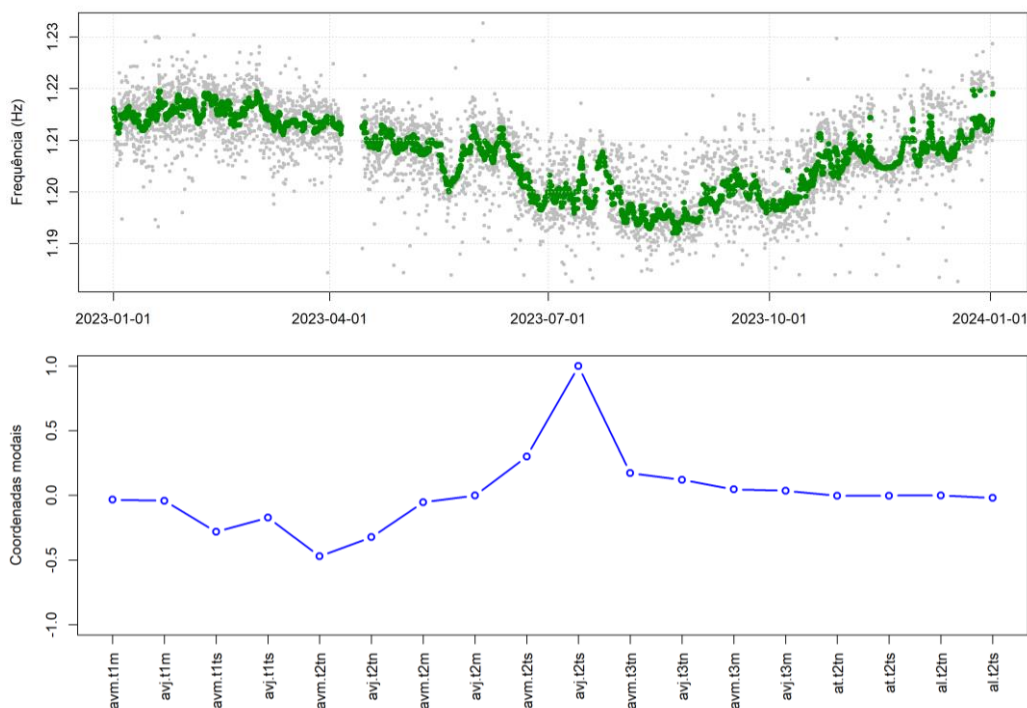


Figura 10. Frequência natural do 4º modo identificado e respetiva configuração modal (modo vertical).

4. ANÁLISE DE DADOS E CLASSIFICAÇÃO DA RESPOSTA ESTRUTURAL

A avaliação da integridade da estrutura foi realizada com base numa abordagem “*data-driven*”, onde os dados medidos ou características extraídas destes numa dada condição são comparados com uma condição de referência. A metodologia utilizada baseia-se na modelação das respostas estruturais através do estabelecimento de relações entre os dados caracterizadores destas e das ações impostas à estrutura durante um período de referência (no presente caso foi considerado o ano de 2022). Os erros associados à modelação da resposta para o período de referência são em seguida caracterizados estatisticamente por forma a obter fronteiras de confiança para cada uma das respostas estruturais. As fronteiras de confiança são comparadas com as diferenças entre as respostas monitorizadas durante o período em análise e as previsões do modelo definido para o mesmo período. Caso estas diferenças não excedam os valores das fronteiras de confiança, considera-se que as ações usadas na regressão explicam as variações observadas nas respostas estruturais. Caso contrário, se as respostas apresentarem valores superiores aos das fronteiras de confiança são assinalados como alterações na resposta estrutural, devendo ser realizada uma análise mais pormenorizada.

No presente caso de estudo foram utilizados modelos de regressão linear multivariada - RLM, à semelhança da utilização apresentada em [8]. A sua escolha baseou-se na hipótese de que cada uma das ações impostas à estrutura gera um conjunto de efeitos com carácter linear, pois a estrutura encontra-se a funcionar em regime elástico. A classificação da condição estrutural é realizada através de testes de hipóteses aplicados aos desvios de estimação obtidos da modelação da resposta estrutural com RLM. Estes testes são aplicados aos valores esperados dos desvios de cada uma das grandezas caracterizadoras da resposta estrutural modelada, com um nível de confiança de 99% e assumindo que as amostras destes erros exibem uma distribuição Normal [8].

Seguidamente da Figura 11 à Figura 14 apresentam-se as séries temporais de desvio das frequências naturais de vibração dos primeiros 4 modos de vibração identificados e respetivos limites de confiança. Nestas figuras estão representados a azul as diferenças entre as respostas medidas e as previsões do modelo (desvios de estimação) e a verde os erros residuais de modelação para o período de referência. Conforme se pode observar, verifica-se que as séries dos desvios de estimação dos modos de vibração natural verticais apresentados (2º, 3º e 4º) apresentam valores que ultrapassam os limites de confiança, sensivelmente a partir de maio de 2023, o que pressupõe alteração no comportamento da estrutura.

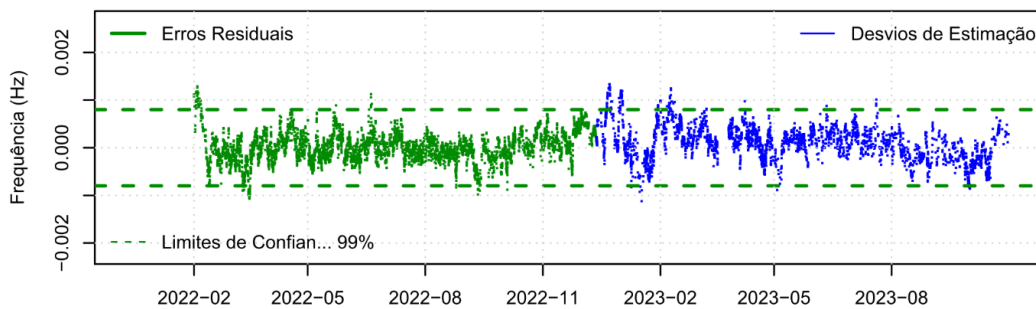


Figura 11. Séries temporais dos desvios de estimação da 1ª frequência natural identificada.

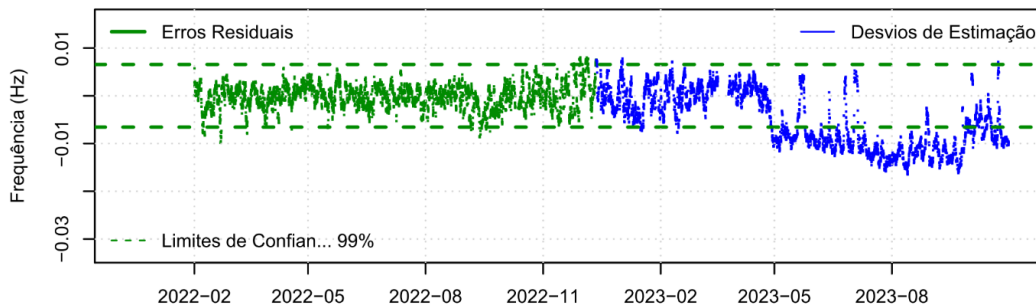


Figura 12. Séries temporais dos desvios de estimação da 2ª frequência natural identificada.

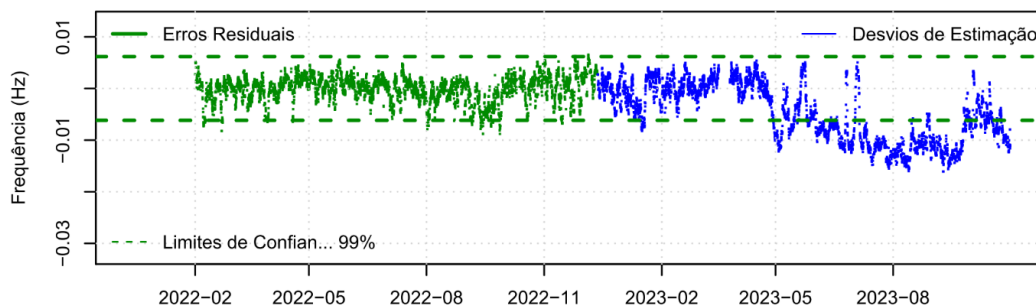


Figura 13. Séries temporais dos desvios de estimação da 3ª frequência natural identificada.

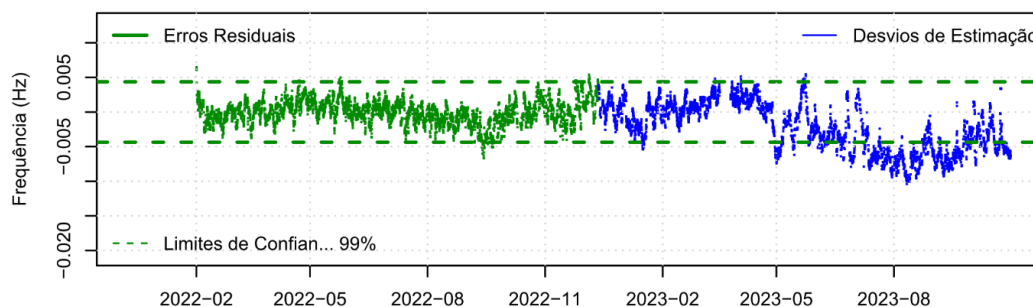


Figura 14. Séries temporais dos desvios de estimação da 4ª frequência natural identificada.

5. IDENTIFICAÇÃO DA ALTERAÇÃO ESTRUTURAL ATRAVÉS DO MODELO NÚMÉRICO

Por forma identificar a origem da alteração no comportamento da estrutura foram observados os restantes dados e simulados alguns cenários de dano através do modelo numérico desenvolvido e calibrado pelo LNEC (Figura 15). Com base nesta análise, foi possível constatar que a alteração observada estava subjacente a uma modificação da rigidez longitudinal dos aparelhos de apoio do pilar P2. No Quadro 1 são apresentados os valores das primeiras 14 frequências próprias da estrutura, determinadas a partir do modelo numérico da estrutura com os aparelhos de apoio bloqueados e livres, bem como a respetiva diferença em percentagem. Da análise deste quadro é possível constatar que o bloqueio dos aparelhos de apoio do pilar P2 provoca um aumento geral da rigidez da estrutura e, por conseguinte, um aumento das suas frequências próprias de vibração, sendo mais acentuadas nos modos verticais identificados com os n.ºs 4, 6 e 8 e nos modos transversais identificados com os n.ºs 5 e 13.

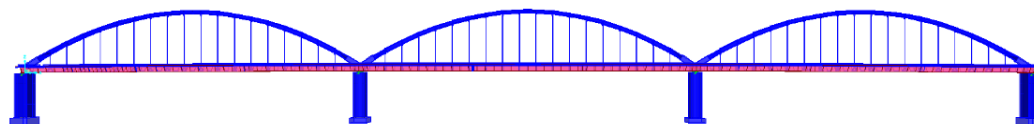


Figura 15. Modelo numérico da Ponte ferroviária sobre o rio Sado desenvolvido e calibrado pelo LNEC.

Quadro 1. Frequências obtidas numericamente para os cenários considerados.

Número	Modo vibração	P2 livre	P2 bloqueado	Diferença
1	transversal dos arcos	0,479	0,479	0,0%
2	transversal dos arcos	0,486	0,487	0,2%
3	transversal dos arcos	0,489	0,490	0,2%
4	vertical	0,854	0,946	10,8%
5	transversal do tabuleiro	1,070	1,099	2,7%
6	vertical	1,076	1,233	9,3%
7	transversal do tabuleiro	1,261	1,302	3,3%
8	vertical	1,166	1,350	15,8%
9	transversal dos arcos	1,406	1,408	0,1%
10	transversal dos arcos	1,409	1,414	0,4%
11	vertical	1,428	1,429	0,1%
12	transversal dos arcos	1,440	1,441	0,1%
13	transversal do tabuleiro	1,521	1,581	3,9%
14	vertical	1,810	1,812	0,1%

Comparando os resultados obtidos numericamente com os resultados medidos através do sistema de monitorização é possível constatar que os modos de vibração experimentais com alterações no comportamento estrutural correspondem aos modos de vibração mais suscetíveis ao bloqueio dos aparelhos de apoio do pilar P2, conforme se pode observar no Quadro 2. Neste quadro são apresentadas as frequências dos primeiros 5 modos fundamentais de vibração identificados através do sistema de monitorização instalado nos meses de abril e de junho de 2023, respetivamente antes e depois da alteração identificada.

Quadro 2. Frequências obtidas experimentalmente ante e após a alteração estrutural.

Número	Modo vibração	2023-04	2023-06	Diferença
1	transversal dos arcos	0.464	0.463	0.2%
4	vertical	0.894	0.882	1.3%
6	vertical	1.035	1.023	1.2%
8	vertical	1.210	1.202	0.7%
14	vertical	1.505	1.499	0.4%

Desta análise foi possível constatar que o bloqueio dos aparelhos de apoio do pilar P2 provoca um aumento geral da rigidez da estrutura e, por conseguinte, um aumento das suas frequências próprias de vibração, sendo mais acentuadas nos primeiros modos verticais.

6. CONCLUSÕES

O sistema de monitorização instalado na Ponte Ferroviária do Sado tem como finalidade a deteção precoce de alterações no comportamento da estrutura. Estas alterações podem indiciar não só anomalias de funcionamento em órgãos ou em elementos estruturais, mas também a degradação das propriedades mecânicas dos materiais e equipamentos utilizados. A deteção atempada de anomalias torna possível prevenir acidentes e intervir na fase inicial da sua ocorrência, permitindo, assim, reduzir os custos necessários aos trabalhos de reparação e manter os necessários níveis de segurança.

Recorrendo a uma análise do tipo “*data-driven*” aplicada aos desvios de estimação, do processo de normalização através de RLM, das frequências naturais de vibração, foi possível identificar uma alteração no comportamento da estrutura em relação à condição de referência. Esta capacidade de observar continuamente a estrutura e identificar alterações em estágios iniciais, é uma vantagem significativa em relação aos métodos convencionais baseados em inspeções visuais, para as obras de arte de grande importância patrimonial, elevado valor económico e conceção notável e singular, que justificam uma metodologia de acompanhamento particular e adaptada às suas características únicas.

REFERÊNCIAS

- [1] Z. Sun, T. Nagayama, D. Su, and Y. Fujino, “A Damage Detection Algorithm Utilizing Dynamic Displacement of Bridge under Moving Vehicle,” *Shock and Vibration*, 2016.
- [2] B. Wu, G. Wu, C. Yang, and Y. He, “Damage identification method for continuous girder bridges based on spatially-distributed long-gauge strain sensing under moving loads,” *Mech Syst Signal Process*, vol. 104, pp. 415–435, 2018.
- [3] Y. An and J. Ou, “Experimental and numerical studies on damage localization of simply supported beams based on curvature difference probability method of waveform fractal dimension,” *J Intell Mater Syst Struct*, vol. 23, no. 4, pp. 415–426, 2012.
- [4] A. Rama Mohan Rao and K. Lakshmi, “Damage diagnostic technique combining POD with time-frequency analysis and dynamic quantum PSO,” *Meccanica*, vol. 50, no. 6, pp. 1551–1578, 2015.
- [5] J. Rodrigues, “Identificação Modal Estocástica: Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil,” 2004.
- [6] F. Magalhães, A. Cunha, and E. Caetano, “Vibration based structural health monitoring of an arch bridge: From automated OMA to damage detection,” *Mech Syst Signal Process*, vol. 28, pp. 212–228, Apr. 2012.
- [7] F. Ubertini, C. Gentile, and A. L. Materazzi, “Automated modal identification in operational conditions and its application to bridges,” *Eng Struct*, vol. 46, pp. 264–278, 2013.
- [8] J. P. Santos, “Smart Structural Health Monitoring Techniques for Novelty Identification in Civil Engineering Structures,” 2014.

Aplicação da análise de componentes principais na monitorização da integridade estrutural

Tiago Coelho¹

Min Xu²

Luís O. Santos³

RESUMO

Com o avanço tecnológico, a monitorização estrutural passou a utilizar uma variedade significativa de sensores, resultando num grande volume de dados coletados em tempo real, o que exige um tratamento adequado para a deteção de danos estruturais. A aplicação de métodos robustos de tratamento estatístico é essencial para a identificação de padrões dentro desse conjunto de dados.

No âmbito das atividades de observação de estruturas no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), foi desenvolvida uma metodologia de análise estatística para o pré-processamento dos dados obtidos da monitorização estrutural. Essa metodologia permite a identificação de sensores com comportamentos anómalos, a eliminação de informações redundantes e o reconhecimento de padrões de comportamento ao longo do tempo.

Nesta comunicação apresenta-se uma aplicação da metodologia desenvolvida a múltiplas séries temporais de dados de diversas grandezas físicas, provenientes de sensores integrados no sistema de monitorização estrutural da Ponte 25 de Abril. O processo inclui a utilização de técnicas de análise estatística descritiva, abrangendo tanto análises estatísticas univariadas e multivariadas quanto a Análise de Componentes Principais (ACP).

Palavras-chave: Pontes; Monitorização estrutural; Análise de componentes principais

1. INTRODUÇÃO

A Análise de Componentes Principais (ACP) é uma técnica estatística usada para reduzir a dimensionalidade de um conjunto de dados, sem perda de informação, através da transformação de variáveis possivelmente correlacionadas num conjunto menor de variáveis linearmente não correlacionadas, denominadas de Componentes Principais [1]. Essa transformação é realizada de modo que a primeira componente principal tenha a maior variância possível, enquanto cada componente subsequente é projetada para maximizar a variância restante, sob a restrição de ser ortogonal às componentes anteriores. ACP é amplamente utilizada para simplificar a análise de dados, melhorar a visualização, e identificar padrões e estruturas subjacentes nos dados.

Nesta comunicação, apresenta-se um estudo realizado com os dados obtidos através do sistema de monitorização estrutural da Ponte 25 de Abril⁴, aplicando as técnicas de análise estatística descritiva, com ênfase na Análise de Componentes Principais.

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, tcoelho@lnec.pt

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, xumin@lnec.pt

³ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, luisosantos@lnec.pt

⁴ Obra gerida pela Infraestruturas de Portugal, S.A.

Foram analisados os dados de 52 sensores, obtidos durante um período de 12 meses. O principal objetivo é identificar padrões nos dados para melhorar o desempenho do processamento de dados e, em última instância, permitir a deteção atempada de alterações no comportamento estrutural que possam comprometer a segurança.

2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA E DO SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO ESTRUTURAL

A Ponte 25 de Abril é uma ponte suspensa que faz a ligação das margens do Rio Tejo entre Lisboa e Almada. Composta por seis tramos, a ponte tem um comprimento total de 2277,5 m, tendo os tramos suspensos laterais e central vãos de 483,4 m e de 1012,9 m, respetivamente (Figura 1) [2].

O tabuleiro da ponte, constituído por uma viga de rigidez metálica e suspenso por quatro cabos principais, suporta o tráfego rodoviário ao nível da corda superior e o tráfego ferroviário ao nível da corda inferior. A secção transversal da viga treliçada tem 12,0 m de altura e 21,5 m de largura. Os pilares P1, P2, P5 e P6 têm uma altura de aproximadamente 60,0 m. As torres P3 e P4 cerca de 180,0 m de altura e suportam o tabuleiro a uma altura de 60,0 m.

A Ponte 25 de Abril encontra-se munida de um sistema de monitorização estrutural constituído por conjunto de sensores dispostos ao longo do tabuleiro e na torre P3 [2]. Este sistema de monitorização permite registar um total de 210 grandezas físicas, medindo as condições ambientais e operacionais, nomeadamente, velocidade do vento, temperaturas e o tráfego ferroviário, e as respostas estruturais: acelerações, extensões, rotações e deslocamentos longitudinais. O registo das leituras é efetuado através 11 unidades de aquisição, sincronizados entre si, com uma taxa de aquisição de 500 Hz.

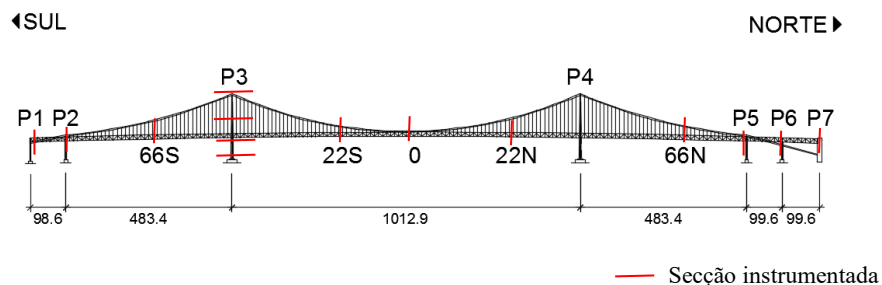


Figura 1. Ponte 25 de Abril.

3. DADOS EM ANÁLISE

O conjunto de dados em análise é composto por registos horários obtidos durante um período de 12 meses, entre 2017-10-01 e 2018-09-30, correspondendo a 52 variáveis (Figura 2) e 8581 registos horários, sendo que cada registo corresponde ao valor mediano num período de uma hora.

Como ações, foram incluídas a velocidade do vento (W) nas três direções ortogonais, registadas na secção de meio-vão ("0"), temperaturas da estrutura (T) medidas nas secções do tabuleiro (0 e 66N) e da torre P3, a uma cota de 90,0 m (P3C). As respostas da estrutura são representadas por extensões (e) medidas nas secções 0, 66N e P3C, rotações transversais (ct) e longitudinais (cl) nos topos da torre P3 e do pilar P5, e deslocamentos longitudinais (d) na junta do P7. A localização dos sensores nas secções está apresentada na Figura 3.

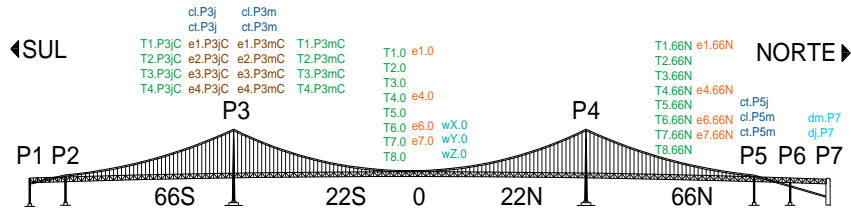


Figura 2- Localização dos sensores em análise

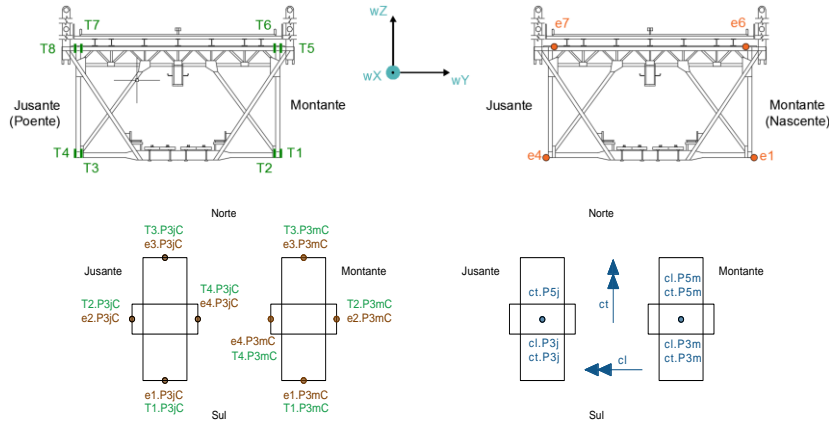


Figura 3. Disposição dos sensores no tabuleiro e pilares.

4. ANÁLISE DE COMPONENTE PRINCIPAIS

4.1 Metodologia aplicada

A aplicação do método de Análise de Componentes Principais (ACP) aos dados obtidos do SHM tem como objetivo de identificar padrões dos dados que possam detetar alterações provocadas por danos da estrutura.

A ACP é uma técnica estatística que reduz a dimensionalidade dos dados, convertendo variáveis originais num conjunto menor de variáveis não correlacionadas, chamadas componentes principais, que explicam a maior parte da variância dos dados originais [1]. Isso permite simplificar a análise sem perda significativa de informação.

Inicialmente, é realizada uma análise bivariada para uma eventual remoção de variáveis redundantes. De seguida é feita a remoção dos efeitos das ações ambientais nas respostas estruturais através regressão linear múltipla (RLM), de acordo com a seguinte expressão:

$$Z_{n,p} = \beta_{n,p}^0 + Q_{n,d}\beta_{d,p} + \epsilon_{n,p}, \quad (1)$$

onde n corresponde ao número de registos, $Z_{n,p}$ representa a matriz das p variáveis dependentes (“saída”), $Q_{n,d}$ representa a matriz das d variáveis independentes (“entrada”), $\beta_{n,p}^0$ o vetor das ordenadas na origem, $\beta_{d,p}$ a matriz dos coeficientes de regressão e $\epsilon_{n,p}$ os erros residuais que explica a diferença entre os valores observados e os valores previstos pelo modelo.

A ACP será efetuada para o conjunto de dados das ações ambientais e para o conjunto de dados das respostas estruturais. A transformação pode ser expressa como:

$$Y_{n,q} = X_{n,p} U_{p,q}, \quad (2)$$

onde n corresponde ao número de registos, $X_{n,p}$ representa a matriz de dados original com p variáveis, $Y_{n,q}$ representa a matriz de componentes principais com q componentes principais e $U_{p,q}$ a matriz dos vetores próprios (pesos) associados às componentes principais.

4.3 Regressão Linear Múltipla

Como se verificou, as variáveis das respostas estruturais apresentam uma correlação significativa com as variáveis relativas à temperatura, significando que o seu comportamento está fortemente influenciado pelo efeito térmico. Deste modo, a utilização de uma regressão linear múltipla permite remover em parte o efeito da temperatura nas respostas estruturais e identificar, com maior clareza, eventuais alterações estruturais devido a outras ações ou a eventuais danos estruturais. Para este efeito, foi utilizado o modelo de acordo com a Eq. (1), considerando as respostas estruturais como variáveis dependentes e as temperaturas como variáveis independentes, designado por modelo RML_T.

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 5 a série temporal dos erros residuais, ϵ , resultantes da regressão da variável *e1.P3mC* (extensómetro na face sul da torre P3). Na mesma figura está igualmente presente a série de dados original a cinzento. É possível observar que grande parte das variações diárias é devida à temperatura, entretanto removida.

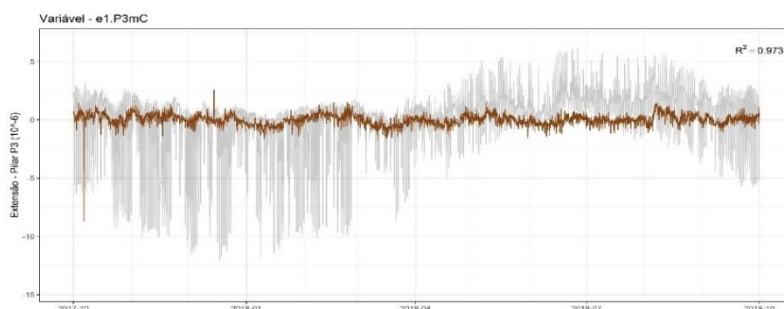


Figura 5. Remoção do efeito da temperatura na variável *e1.P3mC*

No Quadro 1 apresentam-se os valores dos coeficientes de determinação ajustado do RLM [7] das variáveis em análise. Analisando os valores obtidos, verifica-se que, na sua maioria, os modelos de regressão RML_T resultaram em bons ajustes, com valores acima de 0,7, permitindo remover efetivamente as variações diárias relacionadas com os efeitos da temperatura.

Quadro 1. Regressão linear múltipla: coeficiente de determinação ajustado.

<i>Sensor</i>	R_a^2	<i>Sensor</i>	R_a^2	<i>Sensor</i>	R_a^2
<i>e1.0</i>	0,915	<i>e1.P3mC</i>	0,969	<i>dm.P7</i>	0,988
<i>e4.0</i>	0,901	<i>e2.P3mC</i>	0,985	<i>dj.P7</i>	0,988
<i>e6.0</i>	0,764	<i>e3.P3mC</i>	0,841	<i>ct.P3m</i>	0,513
<i>e7.0</i>	0,788	<i>e4.P3mC</i>	0,895	<i>cl.P3m</i>	0,725
<i>e1.66N</i>	0,913	<i>e1.P3jC</i>	0,947	<i>ct.P3j</i>	0,957
<i>e4.66N</i>	0,912	<i>e2.P3jC</i>	0,958	<i>cl.P3j</i>	0,891
<i>e6.66N</i>	0,612	<i>e3.P3jC</i>	0,788	<i>ct.P5m</i>	0,886
<i>e7.66N</i>	0,589	<i>e4.P3jC</i>	0,962	<i>cl.P5m</i>	0,902
				<i>ct.P5j</i>	0,864

4.4 Análise de Componentes Principais das ações impostas à estrutura

Nesta primeira análise de componentes principais, o quadro de dados é composto por 14 variáveis de temperatura, representando as ações impostas à estrutura. A determinação das componentes principais deste conjunto de dados é feita de acordo com a Eq. (2).

Na Figura 6 a) apresentam-se as percentagens de variância de cada componente principal (CP) e variância acumulada. Verifica-se que a primeira componente principal (CP1) consegue explicar quase a totalidade da variância dos dados (89,7%). Por outro lado, a CP2 e a CP3 apresentam coeficientes de correlação superiores a 0,40 em algumas variáveis (Figura 6 b)), indicando que estas componentes poderão ter alguma relevância na representação da ação das temperaturas na estrutura. Como resultado, as três primeiras CP permitem explicar 98% da variância dos dados originais.

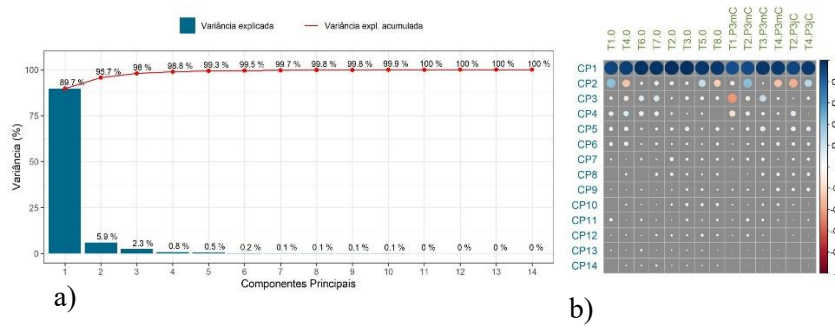


Figura 6. a) Variância explicada (ações impostas) e b) matriz correlação entre as CP e as ações impostas

Para avaliar a importância das componentes principais na caracterização da resposta estrutural, aplicou-se o método de regressão linear múltipla às variáveis de resposta, considerando como variáveis independentes as combinações da 1ª à 6ª componentes principais de acordo com a Eq. (1), designado por RLM_CP. Este resultado foi comparado com o do modelo RLM_T, referido no ponto 4.3.

A correlação entre os erros residuais do modelo RLM_CP e os erros residuais do modelo RML_T é apresentada na Figura 7 a). Na Figura 7 b) o gráfico apresentado representa o valor médio do coeficiente de correlação de todas as variáveis de resposta. Verifica-se que é possível constituir um modelo RLM eficiente com apenas as quatro primeiras componentes principais, obtendo um coeficiente de correlação médio de 82%.

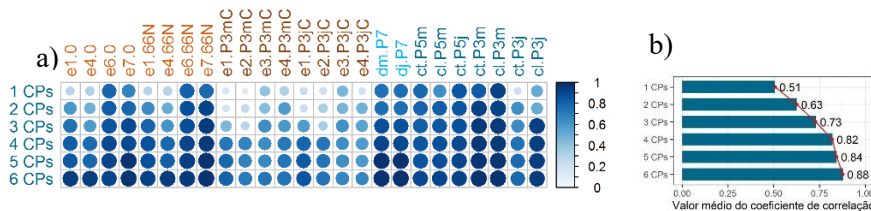


Figura 7. a) Matriz de correlação entre os resíduos da RLM com temperaturas e RLM com componentes principais b) Valor médio do coeficiente de correlação

Como exemplo, a Figura 8 compara as séries temporais dos erros residuais das regressões para a variável dm.P7 (deslocamento longitudinal no pilar P7), usando 2 tipos de RLM, RML_T (gráfico superior) e RLM_CP com as quatro componentes principais (CP1 a CP4) (gráfico inferior). O coeficiente de correlação entre os erros residuais destas duas séries temporais é de 0,908, indicando que os modelos de RLM são idênticos.

No Quadro 2 apresentam-se os valores dos coeficientes de correlação entre erros residuais dos dois modelos RLM referidos, aplicados às variáveis da resposta estrutural. Neste quadro observa-se que, a utilização do modelo de RLM com as 4 primeiras componentes principais revelou-se eficaz na remoção do efeito da temperatura, para coeficientes de correlação acima de 0,8.

Com este resultado, verifica-se que é possível reduzir o quadro de dados de catorze variáveis de temperatura para quatro variáveis de componentes principais, para representar a ação térmica global, tornando a análise do comportamento estrutural mais eficiente.

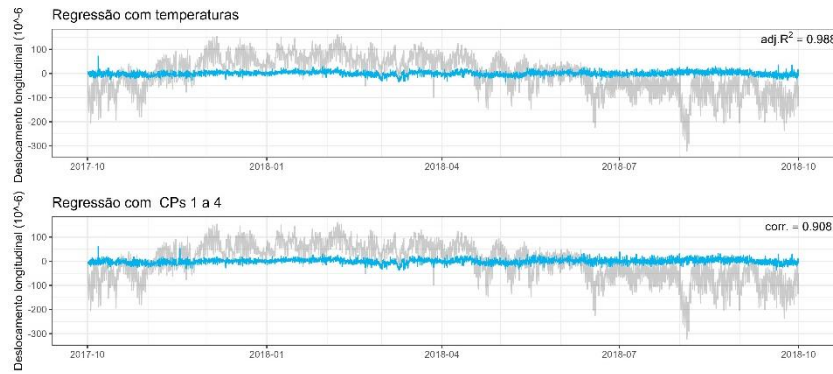


Figura 8. Comparação entre resíduos da RML_T com RLM_CP, exemplo da variável *dm.P7*.

Quadro 2. Coeficientes de correlação entre erros residuais de RLM_T com RLM_CP.

Sensor	ρ	Sensor	ρ	Sensor	ρ
<i>e1.0</i>	0,824	<i>e1.P3mC</i>	0,729	<i>dm.P7</i>	0,908
<i>e4.0</i>	0,780	<i>e2.P3mC</i>	0,676	<i>dj.P7</i>	0,903
<i>e6.0</i>	0,901	<i>e3.P3mC</i>	0,642	<i>ct.P3m</i>	0,967
<i>e7.0</i>	0,900	<i>e4.P3mC</i>	0,718	<i>cl.P3m</i>	0,961
<i>e1.66N</i>	0,870	<i>e1.P3jC</i>	0,791	<i>ct.P3j</i>	0,748
<i>e4.66N</i>	0,781	<i>e2.P3jC</i>	0,734	<i>cl.P3j</i>	0,940
<i>e6.66N</i>	0,915	<i>e3.P3jC</i>	0,632	<i>ct.P5m</i>	0,857
<i>e7.66N</i>	0,961	<i>e4.P3jC</i>	0,576	<i>cl.P5m</i>	0,880
				<i>ct.P5j</i>	0,905

4.5 Análise de Componentes Principais da resposta estrutural

A análise de componentes principais das variáveis associadas às respostas estruturais tem como finalidade identificar e remover os efeitos associados às ações impostas à estrutura, sem recorrer às variáveis relacionadas com as mesmas. Neste sentido esta análise utilizará apenas as variáveis respeitantes às respostas estruturais.

Como resultado desta análise de CP, verifica-se que as três primeiras CP explicaram 80,6% da variância dos dados analisados (Figura 9 a)). A matriz de correlações mostra que a CP1 se correlaciona fortemente com as variáveis relativas às extensões medidas na corda superior da viga (*e6* e *e7*), ao deslocamento longitudinal (*dm.P7* e *dj.P7*), e à maioria das variáveis rotação. Relativamente à CP2, verifica-se que esta tem uma maior correlação com as extensões medidas na corda inferior da viga (*e1* e *e4*) e a rotação transversal *ct.P3j*. Salienta-se que as extensões medidas na torre estão correlacionadas com CP2 e CP3, mais especificamente, as extensões medidas nas faces jusante e montante tem uma maior correlação com a CP2 e as extensões medidas nas faces sul e norte, com a CP3.

A influência das CP1 e CP2 nas variáveis medidas também pode ser observada na Figura 10, através do círculo de correlações das variáveis no plano CP1-CP2. Do ponto de vista do comportamento da estrutura, pode-se inferir que a CP1 está relacionada com movimentos longitudinais da estrutura e a CP2 com movimentos transversais.

Chama-se atenção que a *ct.P3j* está alinhada com a segunda componente principal, tal como as *e4.P3jC*, *e2.P3mC*, *e4.P3mC* e *e2.P3jC*, localizados nas faces nascente e poente. As correlações altas entre estas variáveis também foram comprovadas na análise bivariada (Figura 4).

A distribuição dos registos horários em função da exposição solar, divididos em três períodos, apresentada no gráfico *Biplot* da Figura 10, permite verificar que a CP1 varia sobretudo com a temperatura média ao longo do período (gráfico esquerdo) e a CP2 varia com a exposição solar na estrutura (gráfico direito). Os valores positivos da CP2 estão correlacionados com os registos do período

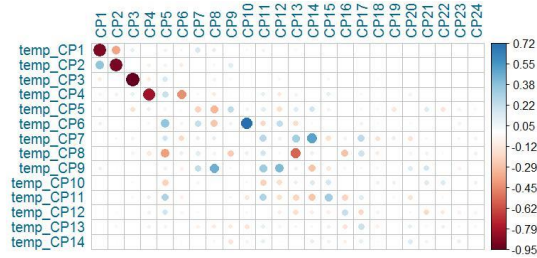


Figura 11. Matriz de correlação entre componentes principais das temperaturas e das respostas estruturais.

O modelo no qual se removeram as componentes CP1, CP2 e CP3 é o que apresenta o maior coeficiente de correlação com o modelo RLM_T. No entanto, verifica-se que em algumas variáveis a remoção das três primeiras componentes principais ainda não é suficiente, apresentando um coeficiente de correlação baixo, indicando efeitos de outros fatores nas variações observadas, como se pode observar na Figura 13 (dm.P7).

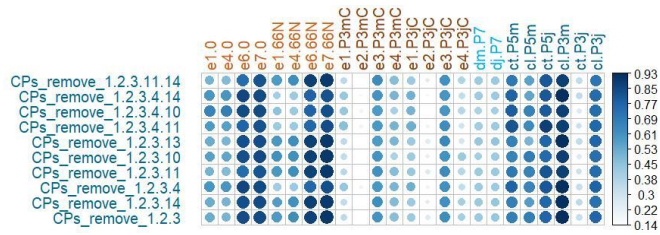


Figura 12. Matriz de correlação entre resíduos da RLM com temperaturas e quadro de dados reconstituído com várias combinações de CPs.

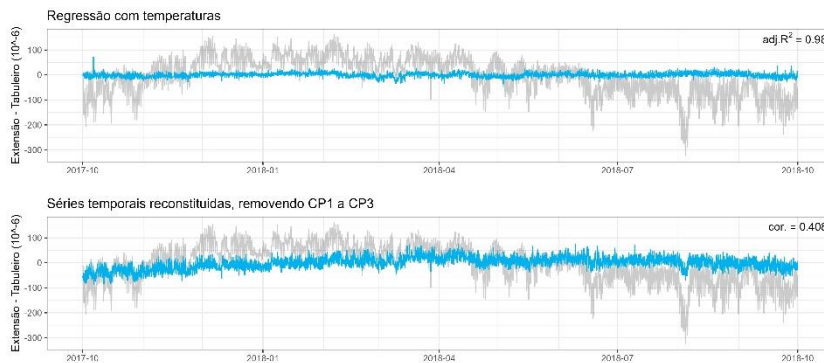


Figura 13. Comparação entre resíduos da RLM e o quadro de dados reconstituído para dm.P7.

5. CONCLUSÕES

Neste estudo foi realizada uma Análise de Componentes Principais (ACP) para um conjunto de dados da monitorização estrutural da Ponte 25 de Abril em duas vertentes, uma relativa às ações impostas à estrutura e outra relativa às respostas estruturais.

A ACP aplicada às ações teve como principal objetivo a redução da dimensão dos dados através da criação de novas variáveis representativas do comportamento das originais (componentes principais). Este novo conjunto de dados de componentes principais permitiu efetuar uma regressão linear múltipla com apenas quatro variáveis independentes de modo a ajustar o modelo de RLM às respostas estruturais (variáveis dependentes).

A ACP das respostas estruturais pretendeu avaliar a eficácia da utilização de um número pequeno das Componentes Principais das respostas estruturais na caracterização e remoção dos efeitos de ações

ambientais independentes. Os resultados de ambas as análises foram comparados com os resultados obtidos a partir de uma regressão linear múltipla, diretamente com as variáveis das ações (RLM_T). Concluiu-se que a ACP das ações permitiu reduzir o quadro de dados de catorze para quatro variáveis de componentes principais e em simultâneo remover de forma eficaz do efeito da temperatura nas respostas estruturais, utilizando o modelo RLM_CP.

A ACP das respostas estruturais mostrou ser possível, na maioria das situações, remover os efeitos associados às ações relacionadas com o efeito da temperatura, sem recorrer a uma RLM, utilizando as temperaturas como variáveis de entrada. Este processo foi efetuado reconstituindo o quadro de dados, removendo as três primeiras componentes principais, sendo este o modelo que apresentou maior coeficiente de correlação com o modelo RLM_T. No entanto, em algumas variáveis a reconstituição dos dados não devolveu bons resultados na remoção dos efeitos das ações, indicando efeitos dos outros fatores nas variações observadas.

A utilização desta técnica permitiu ainda a identificação de sensores com um comportamento anómalo através da análise de padrões e comparação direta com as restantes variáveis.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Infraestruturas de Portugal o apoio prestado através do contrato celebrado com o LNEC para monitorização da Ponte 25 de Abril, que possibilitou o desenvolvimento do presente estudo e a sua publicação.

REFERÊNCIAS

- [1] Tibaduiza, D. A.; Mujica, L. E.; Rodellar, J. (2011). Structural Health Monitoring based on principal component analysis: damage detection, localization and classification, *Advances in Dynamics, Control, Monitoring and Applications, Universitat Politècnica de Catalunya, Departament de Matemàtica Aplicada*, Vol. 3, No. 1, 8–17
- [2] Santos, J.; Oliveira, C.; Silveira, P. (2020). Monitorização estrutural da Ponte 25 de abril, *Construção Magazine*, No. 95, 24–29
- [3] Santos, J. P.; Crémona, C.; Orcesi, A. D.; Silveira, P. (2013). Multivariate statistical analysis for early damage detection, *Engineering Structures*, Vol. 56, 273–285. doi:10.1016/j.engstruct.2013.05.022
- [4] Laory, I.; Trinh, T. N.; Posenato, D.; Smith, I. F. C. (2013). Combined Model-Free Data-Interpretation Methodologies for Damage Detection during Continuous Monitoring of Structures, *Journal of Computing in Civil Engineering*, Vol. 27, No. 6, 657–666. doi:10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000289
- [5] Zhang, H.; Guo, J.; Xie, X.; Bie, R.; Sun, Y. (2013). Environmental effect removal based structural health monitoring in the internet of things, *Proceedings - 7th International Conference on Innovative Mobile and Internet Services in Ubiquitous Computing, IMIS 2013*, 512–517. doi:10.1109/IMIS.2013.91
- [6] Posenato, D.; Kripakaran, P.; Inaudi, D.; Smith, I. F. C. (2010). Methodologies for model-free data interpretation of civil engineering structures, *Computers and Structures*, Vol. 88, Nos. 7–8, 467–482. doi:10.1016/j.compstruc.2010.01.001
- [7] Rousset, G. A.; Pernet, C. R. (2011). *Robust Statistics Show No Evidence for a Relationship between Fiber Density and Memory Performance*, *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America* (Vol. 108). doi:10.1073/pnas.1109188108

Uso de ensaios acelerados de penetração de íons cloreto como ferramenta de avaliação do nível de degradação em dormentes de concreto protendido

M.E.G. Coutinho ¹ A.C. dos Santos ² M.A.R. Schmidt ³

RESUMO

Em dormentes de concreto, as fissuras presentes podem ser decorrentes de mecanismos internos ou externos ao elementos, sejam causadas por reações com os materiais utilizado na fabricação, etapas do processo de produção, assim como da presença de agentes agressivos no meio de exposição. O surgimento e a presença dessas fissuras alteram propriedades estruturais e de durabilidade do dormente dependendo do nível de degradação que se encontram, facilitando e potencializando a instalação de outras manifestações secundárias, como a penetração de íons cloreto. Por sua vez, os coeficientes de difusão e migração desses íons, são propriedades do material que regem a velocidade de penetração desses agentes agressivos no elemento, sendo influenciada entre outros aspectos pela fissuração do material. Deste modo, esse trabalho avalia o uso de ensaios acelerados de penetração de íons cloreto como ferramenta de avaliação do nível de degradação do concreto entre diferentes dormentes e posições distintas dentro do mesmo elemento. Para isso, foram avaliados 5 grupos de dormentes de concreto protendido, de onde foram extraídos 6 testemunhos em posições distintas (centro e extremidade) e ensaiados segundo a NT BUILD 492 e ASTM C1202. Além disso, a partir de outro dormente dos mesmos grupos estudados, foram realizados ensaios de DRI a fim de se obter validação por um ensaio capaz de avaliar a condição interna de fissuração do material. Os resultados demonstram que os valores obtidos para penetração de cloreto são sensíveis a variação entre níveis de degradação do concreto, assim como entre posições distintas de um mesmo elemento, sendo o ensaio da NT Build, dentre os ensaios realizados, o mais promissor para essa avaliação.

Palavras-chave: Degradação, Concreto, Dormentes, Ensaios Acelerados

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, um dos grandes desafios da Engenharia Civil é estabelecer correlações entre a presença de danos em estruturas de concreto com as reduções de propriedades mecânicas e de durabilidade do elemento. Dessa forma algumas técnicas de avaliação têm sido usadas em todo o mundo para monitorar e avaliar o comportamento do material frente a presença de deterioração [3].

A maioria dos métodos de monitoramento baseiam-se na presença de fissuras no concreto que indicam a ocorrência de alguma manifestação prejudicial ao material. Ao longo dos anos as técnicas comumente usadas incluem a de inspeção visual como o Crack Index [4], técnicas microscópicas como o DRI (*Damage Rating Index*) [5], assim como técnicas de análise de imagens como DCI (Digital Image

¹ Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil. maria.coutinho@ufu.br

² Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil. acds@ufu.br

³ Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Brasil. marcio.schmidt@ufu.br

Correlation) [6]. As limitações do uso dessas ferramentas citadas estão relacionada a necessidade de equipamentos sofisticados e qualificação de pessoas para sua realização.

A fissuração existente na estrutura acarreta um efeito importante sobre o ingresso de agentes agressivos, pois facilitam o deslocamento destes através da microestrutura do concreto, sendo a sua intensidade diretamente dependente da densidade, da tortuosidade e da largura das fissuras [7]. Nesse sentido, pode-se destacar a relação direta das microfissuras na pasta de cimento com a ingressão e transporte de agentes agressivos no interior do concreto, potencializando a ação de mecanismos patológicos. [8].

A luz disso, os ensaios acelerados, como os de penetração de íons cloreto, podem ser considerados ferramentas potencialmente capazes de medir alterações da matriz cimentícia do elemento, partindo da premissa de que esses consideram a presença e intensidade de fissuras. Isso deve-se ao fato da velocidade de penetração de agentes agressivos estar relacionada a permeabilidade do material, seja pela rede porosa ou pela presença de fissuras.

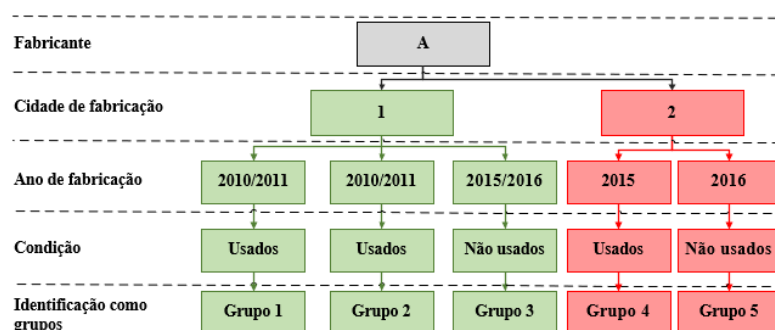
Os ensaios acelerados de penetração de íons cloreto podem ser baseados no mecanismo de difusão, acelerando a velocidade da difusão através do aumento da concentração de cloretos na solução de exposição ou então, pelo método de migração que acelera a penetração por meio da imposição de uma diferença de potencial [9]. A principal vantagem dos ensaios de migração para os de difusão está no tempo de realização do ensaio para obtenção de resposta do material.

Com base no exposto, é importante destacar a necessidade de investigações experimentais para avaliar a presença e desenvolvimento das fissuras dentro de um elemento estrutural afetando o comportamento do material. Por esse motivo, esse trabalho tem como objetivo avaliar o uso de ensaios acelerados de penetração de íons cloreto como ferramenta de avaliação do nível de degradação do concreto em diferentes grupos de dormentes ferroviários.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Amostras

Os dormentes de concreto utilizados para a pesquisa, são de 5 grupos que se distinguem em idades, usados ou não, além de possuir diferente exposição em via, quando expostos (Fig 1)



*Grupo 1 e Grupo 2 são distanciados 30 km ao longo da via

Figura 1. Espaço amostral. (Fonte:Autores).

Cada grupo possuía 10 dormentes, sendo escolhidos 1 dormente de cada grupo para que fosse realizada a extração de 6 testemunhos de distintas posições (3 centrais e 3 extremos). Esses grupos de dormentes foram previamente avaliados através do ensaio DRI (Item 2.3), indicando diferença significativa entre amostras de centro e extremidade. Por esse motivo, as extrações foram realizadas conforme a Fig 2.

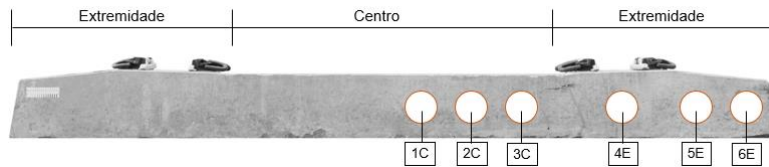


Figura 2. Ilustração das extrações realizadas (Fonte:Autores).

As amostras foram identificadas da seguinte forma: o numeral referia-se à posição de extração no elemento, e as letras 'E' à extremidade e 'C' à posição de centro do elemento.

Para cada testemunho foram extraídas 2 amostras de 50mm para realização dos ensaios acelerados, sendo uma para o ensaio da ASTM C1202 [1] e a outra para o ensaio da NT BUILD 492 [2]. As fatias utilizadas para os ensaios foram escolhidas da região central do testemunho, partindo da ideia de que as fatias com face para o ambiente poderiam estar contaminadas conforme Fig 3.

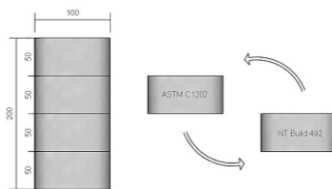


Figura 3. Corte fatias para ensaio. (Fonte:Autores).

Todas as amostras tiveram sua área lateral selada para garantir o fluxo unidirecional da solução (Fig.4). Para o ensaio da ASTM foi utilizado um material selante com alta resistência à temperatura (fita isolante líquida) devido ao histórico presente na literatura do aumento dessa variável durante a realização do ensaio [10]. Como esse fato não foi observado nos ensaios da NT Build, o material selante utilizado foi o silicone.



Figura 4. Amostras com as laterais seladas. (Fonte:Autores).

2.2 Ensaios acelerados

2.2.1 Astm C1202 : Indicação elétrica da capacidade do concreto de resistir à penetração de íons cloreto

Após a secagem do selante, as fatias foram submetidas a um pré condicionamento, sendo expostas a uma atmosfera de vácuo por 3 horas, e posteriormente adicionado água, onde permaneceram por mais 1 hora em saturação á vácuo. Em seguida, ficaram submersas por 18 horas em atmosfera sem pressão. Então, as amostras foram ensaiadas a uma tensão de 60V expostas de um lado a solução de 0,3N de NaOH e o outro lado com 3%NaCl durante 6 horas (Fig 5).

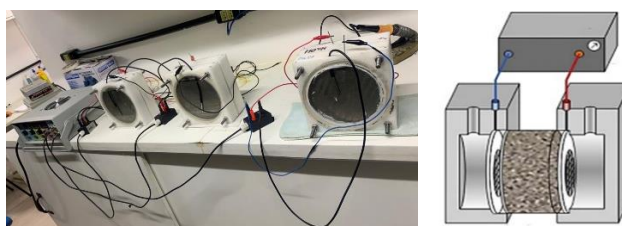


Figura 5. Ensaio conforme ASTM C1202. (Fonte:Autores).

Avaliação da degradação de dormentes de concreto protendido com diferentes graus de fissuração por meio de ensaios acelerados de penetração de íons cloreto

As correntes foram obtidas a cada 30 minutos por meio de um aquisitor de dados que coletava as informações sob a taxa de 1 dado/minuto e com isso, foi calculado o valor de carga passante para cada amostra conforme Eq. (1).

$$Q = 900(I_0 + 2I_{30} + 2I_{60} + \dots + 2I_{300} + 2I_{330} + I_{360}) \quad (1)$$

No qual:

Q = Carga passante (Coulombs)

I_0 = Corrente (Amperes) imediatamente depois da voltagem aplicada, e

I_t = Corrente (Amperes) no tempo t depois da voltagem aplicada.

Através desse ensaio é tido como resposta os valores de carga passante, ou seja, quanto maior o valor de carga passante na amostra, mais suscetível ao ataque de íons. Sendo de: elevada penetração as amostras com carga passante > 4000 Coulombs, Moderada penetrabilidade entre 2000 e 4000 C, Baixa de 1000- 2000 C, Muito Baixa de 100 – 1000 C e valores menores que 100 classificados como penetração desprezível.

2.2.2 NT Build 492: Coeficiente de migração de cloreto em experimentos de migração em estado não estacionário

Após a secagem da lateral, as amostras foram submetidas ao processo de vácuo similar ao item 2.2.1, a diferença nesse item é que o vácuo foi realizado com água saturada com Hidróxido de Cálcio. Após o procedimento de vácuo as faces da amostra foram expostas a uma solução de 0,3N de NaOH e 10% de NaCl (Fig 6). Primeiramente foi imposta uma tensão de 30V e a partir da corrente medida, ajustou-se a tensão, e definiu-se o tempo de ensaio conforme indicado na NT Build. A temperatura da solução de NaCl foi medida no início e final do teste, mantendo-se sempre dentro do recomendado e usada para cálculo do coeficiente.

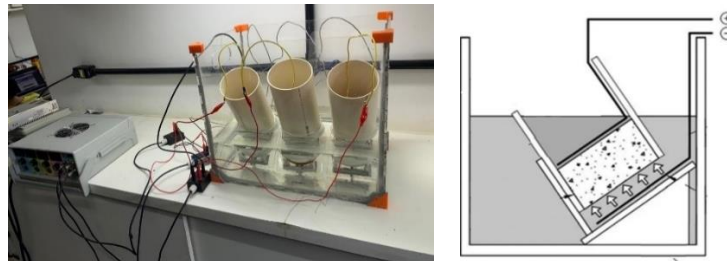


Figura 6. Ensaio conforme NT BUILD 492 em andamento. (Fonte:Autores).

Após a realização do ensaio, as amostras foram rompidas diametralmente e aplicada solução de nitrato de prata para medida de profundidade de penetração, como exemplificado na Fig 7.

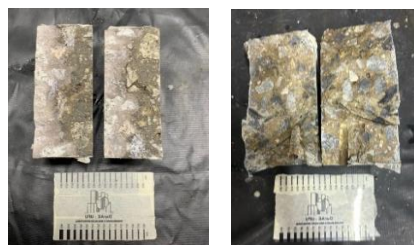


Figura 7. Profundidade de penetração de cloretos com aplicação de nitrato de prata. (Fonte:Autores).

Com os valores de tensão, temperatura, espessura das amostras, tempo de ensaio e profundidade de penetração, foi possível determinar o valor de coeficiente de migração das amostras através da Eq. 2.

$$D_{nssm} = \frac{0,0239(273+T)L}{(U-2)t} (x_d - 0,0238 \sqrt{\frac{(273+T)Lx_d}{U-2}}) \quad (2)$$

No qual,

D_{nssm} : Coeficiente de migração não estacionário, $\times 10^{-12}$ m²/s;

U: Valor absoluto de voltagem aplicada, V;
T: Média dos valores de temperatura final e inicial na solução anódica, °C;
L: Espessura da amostra, mm;
xd: Média dos valores de profundidade de penetração, mm;
t: Duração do ensaio, hora.

Esse ensaio tem como diferencial o ajuste de voltagem e de seu tempo de realização conforme a capacidade inicial do concreto, evitando assim aumento da temperatura das soluções durante sua realização. Os valores obtidos são utilizados como coeficientes característicos do material, inclusive em análises dentro de modelos matemáticos, sendo por esse motivo, considerado um ensaio quantitativo em relação ao apresentado anteriormente.

2.3 Ensaio de DRI – Damage Rating Index

Para avaliação do uso dos ensaios acelerados como ferramenta, os resultados de DRI dos dormentes foram utilizados afim de entender o comportamento fissuratório interno dos grupos estudados [11,12].

Dessa forma, o DRI foi realizado em 2 amostras extraídas de 1 outro dormente de cada grupo, uma extraída do centro e outra da extremidade. Para o teste, fez-se a contagem das características petrográficas (fissuras com comprimento maior que 1 mm) usando um estereomicroscópio equipado com uma ampliação de 15 a 16 vezes. Primeiro, a superfície fatiada da amostra foi polida e a malha (10x10mm) desenhada na superfície. A seguir, as características de danos encontradas (ex: fissuras) foram classificadas de acordo com a Quadro 1. Em seguida, o número DRI foi calculado. Este foi obtido balanceando o número de características encontrada de acordo com o fator de ponderação da importância da característica de dano correspondente.

Quadro 1. Tipos de fissuras considerados e seus fatores de peso para ponderação do dano.

Característica dos mecanismos de deterioração	Abreviação	Fator de Ponderação
Fissura fechada no agregado	CCA	0,25
Fissura aberta no agregado	OCA	2
Fissura aberta no agregado com produto de reação	OACG	2
Agregado graúdo descolado	CAD	3
Partícula de agregado desagregada/ corroída	DAP	2
Fissura na pasta de cimento	CCP	3
Fissura na pasta de cimento com produto de reação	CCPG	3

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 DRI

Analisando os resultados encontrados para os grupos estudados (Fig.8), foi possível perceber um nível maior de dano no grupo G1, seguido pelo grupo G2. Para os grupos G3, G4 e G5 os dormentes apresentaram um menor nível de características de deterioração. Um fato a se observar é o valor discretamente maior do grupo G5 em relação aos outros 2 grupos. Além disso, as extremidades em todos os grupos apresentaram maior grau de dano do que a posição de centro.

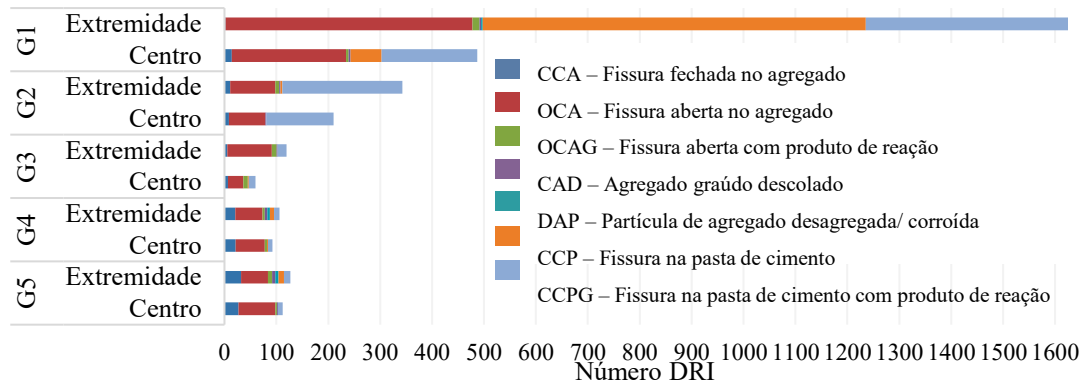


Figura 8. Resultado de DRI para os grupos de dormentes. (Fonte:Autores).

Além das observações realizadas, a partir do ensaio de DRI foi possível definir a qual elemento da matriz de concreto o dano está associado (pasta ou agregado). Nesse estudo, as fissuras decorrentes da pasta são as que influenciam efetivamente no transporte de agente agressivo por meio da matriz, sendo então controladoras da velocidade de reação. Como observado na Fig.9, a porcentagem associada a fissuras na pasta são maiores nos grupos G1 e G2 e em posições de extremidade.

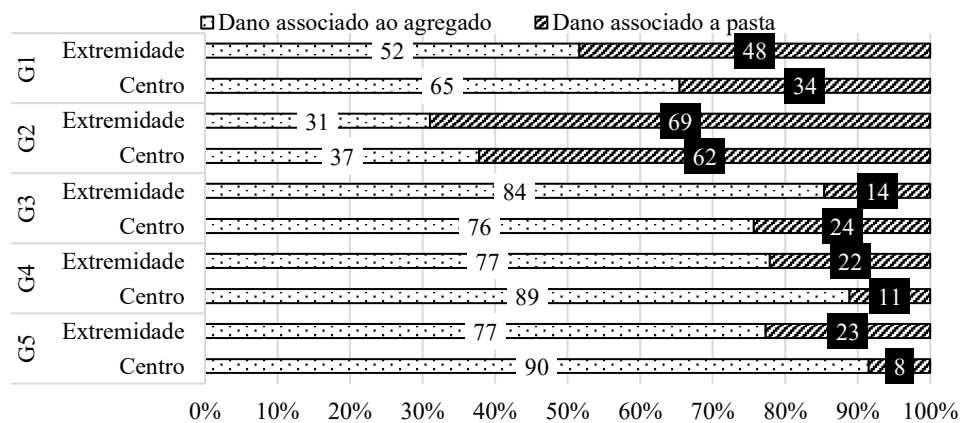


Figura 9. Danos associados a pasta e agregado na matriz. (Fonte:Autores).

3.2 Ensaios acelerados

Os valores obtidos para o ensaio da ASTM C1202 e suas classificações estão expostos na Fig. 10.

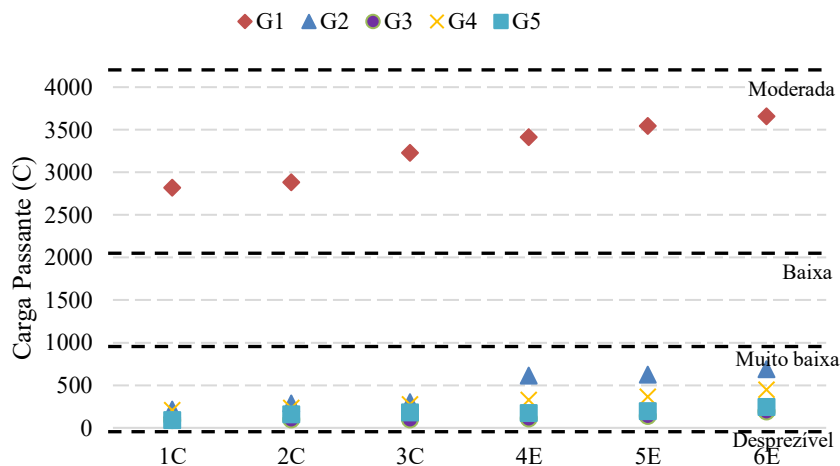


Figura 10. Resultados ASTM C1202. (Fonte:Autores).

Os resultados obtidos para o grupo 1 foram classificados como penetrabilidade “Moderada” com valores entre 2821,14 - 3659,76 Coulombs enquanto os valores referentes ao grupo 2 ficaram na faixa de classificação “Muito baixa” variando de 214,93 – 688,85 Coulombs. Os dois grupos representam dormentes de mesmo material e idade de fabricação, porém distanciados 30 km na ferrovia, fato que ocasionou a exposição desses elementos a diferentes microclimas. No dormente que apresentou maiores valores de carga passante, a região de aplicação do elemento sofria com constantes inundações, o que saturava o dormente e disponibilizava água em grande quantidade, fator essencial e potencializador de mecanismos expansivos [13]. Em consonância com os resultados de DRI, a maior concentração de fissuras na pasta dentro desses dois grupos, ocasionou maior penetrabilidade.

O dormente do grupo 3 apresentou valores menores de referência quanto a esse indicador de penetrabilidade, variando de 93,37 – 192,65 Coulombs. A diferença de valores obtidas entre esses 3 grupos é ocasionado pelo nível avançado de fissuração advinda dos mecanismos expansivos presentes diferentemente do grupo 3 [14]. Esses valores concordam com a diferença na taxa de fissuração calculada nesses grupos, conforme Quadro 2 abaixo:

Quadro 2. Resultados de fissuração dos grupos de dormentes da Família 1. [14].

Família	Grupo	Ano de fabricação	Taxa de fissuração (mm ² /m ²)
1	G1	2011	650,32
	G2	2011	311,71
	G3	2016	0

Com esses resultados, foi possível observar que o ensaio de carga passante foi eficiente na detecção da presença de danos, assim como teve sensibilidade para os diferentes níveis de fissuração existentes entre os grupos.

O grupo 4 (208,58 – 450,32 C) apresentou valores próximos ao grupo 5 (93,10 – 248,18 C), se igualando em valores próximos a 200 C em distintas posições. O fato desses dormentes não apresentarem fissuras visíveis externamente, não exclui a presença de microfissurações internas capazes de acelerar o transporte de íons e indicarem deterioração em baixo nível.

Um fato observado em todas as famílias de dormentes de concreto protendido é a diferença de valores entre as posições de centro e extremidade, sendo os valores centrais menores que os extremos. Isso ocorre pois a medida que se alcança a extremidade do dormente, a tensão de protensão diminui gradualmente. Esse fato contribui para o surgimento de fissuras em maiores proporções nas extremidades dos dormentes de concreto protendido [15]. A sensibilidade percebida indica que além de captar a diferença de valores entre dormentes de diferentes grupos, é possível analisar níveis de danos distintos dentro de um mesmo elemento, dependente, nesse caso, de suas posições.

A Fig.11 indica os valores obtidos através do ensaio NT Build.

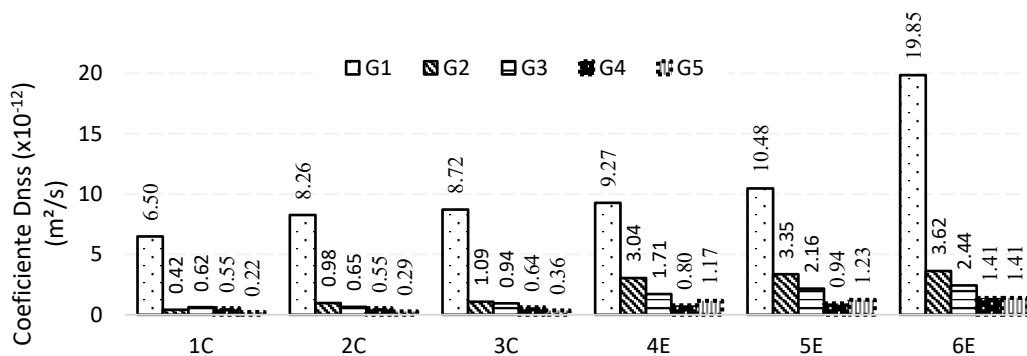


Figura 11. Valores encontrados de coeficiente de migração. (Fonte:Autores).

O ensaio da NT Build foi sensível aos diferentes níveis de danos presentes entre os grupos, assim como entre as posições dentro do mesmo elemento. O valor encontrado para a posição 6E do grupo G1 destoa dos demais, apresentando alto valor de coeficiente, devido ao avançado estado de deterioração dessa extremidade, que pode ser observado na Figura 12.



Figura 12. Estado visual de deterioração da extremidade do grupo G1. (Fonte:Autores).

Os resultados obtidos para os grupos G4 e G5 são mais baixos do que os outros grupos, indicando uma maior uniformidade de penetrabilidade dentro do mesmo elemento. Nesse caso, esse fato está ligado com níveis de danos mais baixos, evidenciados pelos valores de coeficientes de migração encontrados. Assim como citado na análise de DRI, a extremidade do grupo G5 apresentou valores discretamente maiores do que o grupo G4, confirmando a convergência e sensibilidade do ensaio.

3.3 Comparação de resultados

A NT Build não classifica o concreto qualitativamente quanto ao risco de penetrabilidade como a ASTM, mas em uma adaptação de GJØRV [16] é possível obter essas informações quanto aos dois ensaios realizados, conforme Quadro 3.

Quadro 3. Classificação quanto a penetrabilidade de íons cloreto. [14].

<i>Migração de cloretos [Dx 10⁻¹² m²/s]</i>	<i>Carga total Passante [C]</i>	<i>Risco de penetrabilidade de íons cloreto</i>
> 15	> 4000	Alta
10 - 15	2000 - 4000	Moderada
5 - 10	1000 - 2000	Baixa
2,5 - 5	100 - 1000	Muito baixa
< 2,5	< 100	Desprezível

Utilizando a classificação acima e os dados obtidos, as classificações encontram-se no Quadro 4.

Quadro 4. Classificação para cada grupo em relação aos 2 ensaios.

<i>Grupo</i>		<i>Posições</i>					
		<i>1C</i>	<i>2C</i>	<i>3C</i>	<i>4E</i>	<i>5E</i>	<i>6E</i>
G1	ASTM	M	M	M	M	M	M
	NT	B	B	B	B	M	A
G2	ASTM	MB	MB	MB	MB	MB	MB
	NT	D	D	D	MB	MB	MB
G3	ASTM	D	D	D	MB	MB	MB
	NT	D	D	D	D	D	D
G4	ASTM	MB	MB	MB	MB	MB	MB
	NT	D	D	D	D	D	D
G5	ASTM	MB	MB	MB	MB	MB	MB
	NT	D	D	D	D	D	D

A – Alta; M - Moderada; B – Baixa; MB - Muito baixa; D - Desprezível.

A metodologia da ASTM C1202 é qualitativa, tendo como característica positiva sua rápida execução e sendo bastante difundido em centros de pesquisa, porém, a produção de calor, oriundo da elevada voltagem elétrica utilizada (60 V), é um fator de erro do ensaio uma vez que, dessa forma, ensaios de concretos bastante porosos tendem, em função da elevação da temperatura, a aumentar ainda mais a carga elétrica passante quando comparados com concretos menos porosos [17]. Já o ensaio da NT Build resulta em coeficientes que podem ser usados em modelos preditivos para estimar a vida útil das estruturas de concreto. Dentre esses métodos, o de mais fácil e rápida execução, e que apresenta os melhores índices de repetibilidade e reprodutividade, é o da NT Build 492 [10].

Além desses fatos, através das classificações sugeridas, percebe-se um comportamento conservador do ensaio da ASTM, ficando na maior parte das vezes com classificação superior do que da NT Build, alegando maior facilidade de penetração de íons.

4. CONCLUSÕES

- Fissuras alteram o comportamento do material quanto a ensaios de durabilidade;
- Os ensaios de penetração de íons cloreto apresentaram-se sensíveis quanto a distintos graus de fissuração e danos no material;
- Esses ensaios podem ser utilizados como ferramentas para avaliação e monitoramento da deterioração de concretos;
- Mesmo que as fissuras não se apresentem externamente no elemento, de forma a serem observadas diretamente, esses ensaios captam as alterações internas decorrentes de sua presença.
- O ensaio da ASTM possui forma mais rápida de execução, enquanto o ensaio da NT Build fornece valores mais reprodutivos e válidos em modelos matemáticos, além de considerar a diferença entre os materiais para sua realização, garantindo maior controle de variáveis como temperatura.

AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa não teria sido possível sem o apoio financeiro e técnico da empresa Vale S.A. Dessa forma, os autores reconhecem e agradecem o apoio contínuo recebido.

REFERÊNCIAS

- [1] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration: C1202, 2018.
- [2] BUILD, N. 492, Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments. Nordtest method. 1999.
- [3] KOLCHUNOV, VI.I.. THE PROBLEM OF CRACK OPENING IN REINFORCED CONCRETE. **Building And Reconstruction**, [S.L.], v. 111, n. 1, p. 14-29, 2024. Orel State University. <http://dx.doi.org/10.33979/2073-7416-2024-111-1-14-29>.
- [4] Determination of the cracking index of concrete facing, Test method n°47, LCPC, 1997 (In French).
- [5] Grattan-Bellew, P E, and Mitchell, L D. Quantitative petrographic analysis of concrete : the damage rating index (DRI) method, a review. Canada: N. p., 2006.
- [6] FAYYAD, Tahreer M.; LEES, Janet M.. Application of Digital Image Correlation to Reinforced Concrete Fracture. *Procedia Materials Science*, [S.L.], v. 3, p. 1585-1590, 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.mspro.2014.06.256>.

- [7] WANG, Hai-Long; DAI, Jian-Guo; SUN, Xiao-Yan; ZHANG, Xiao-Long. Characteristics of concrete cracks and their influence on chloride penetration. *Construction and Building Materials*, v. 107, p. 216-225, mar. 2016.
- [8] SILVA, Turibio José da. Mecanismo de transporte de massa no concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. v. I. Cap. 23. São Paulo: IBRACON, p. 809- 847, 2011.
- [9] GUIGNONE, G. C. Desempenho de Concretos Com a Utilização de Resíduos da Lapidação do Vidro Como Substitutos Parciais ao Cimento. 2017. Dissertação de mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 286 f.
- [10] CASCUDO, Oswaldo; LOPES, Rayane Campos; OLIVEIRA, Andrielli Moraes de. Métodos de transporte de cloretos em concreto uma análise crítica e comparativa. *Concreto & Construções*, [S.L.], v. , n. 108, p. 53-59, 2022. Editora Cubo. <http://dx.doi.org/10.4322/1809-7197.2022.108.0002>.
- [11] MEDEIROS, Rennan; SOUZA, Diego de; SANCHEZ, Leandro; SANTOS, Antonio Carlos dos. Use of a Multi-level Assessment Approach for Assessing Prestressed Concrete Sleepers Distressed by Internal Swelling Reactions (ISR). *Rilem Bookseries*, [S.L.], p. 437-444, 2024. Springer Nature Switzerland. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-031-59349-9_50.
- [12] MEDEIROS, Rennan; SANCHEZ, Leandro; SANTOS, Antonio Carlos dos. Assessing Alkali-Carbonate Reaction-Induced Damage in Critical Concrete Infrastructure: the first acr-affected field structure reported in brazil. *Rilem Bookseries*, [S.L.], p. 445-452, 2024. Springer Nature Switzerland. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-031-59349-9_51.
- [13] FERREIRA, Rondinele Alberto dos Reis; PERIN, Laisy Meurer; COSTA, Eliane Betânia Carvalho; SANTOS, Antonio Carlos dos. Microstructural analysis of concrete ties with granite and carbonate aggregates after 10 years on Brazil railroads. *Engineering Failure Analysis*, [S.L.], v. 152, p. 107429, out. 2023. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107429>.
- [14] COUTINHO, Maria Eduarda Guedes; SANTOS, Antonio Carlos dos; MARICATTO, Vitor Dias. Correlação entre a Taxa de Fissuração em Dormentes e a Perda de Propriedade Mecânica através do Módulo de Elasticidade Dinâmico. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 63., 2022, Brasília. Anais [...]. Brasília: Ibracon, 2022.
- [15] THUN, H.; UTSI, S.; ELFGREN, L.. Load carrying capacity of cracked concrete railway sleepers. *Structural Concrete*, [S.L.], v. 9, n. 3, p. 153-161, set. 2008. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/stco.2008.9.3.153>.
- [16] GJØRV, O. E., —Service life of concrete structures and performance-based quality controll, In: *International Workshop on Innovations in Concrete Materials*, pp. 220-222, Whistler, Canada, Feb. 2001.
- [17] ANDRADE, C. Quantification of durability of reinforcing steel - Methods and calculation procedures. In: *Design for durability: the Great Belt Link*. RILEM. London: Taylor & Francis, p. 157-172, 1995.

Determinação do Coeficiente de Poisson residual de concreto convencional exposto a altas temperaturas, utilizando ensaios de ultrassom

T. Priosta¹ **G. Ferreira**² **A. Moreno Jr.**³ **T. Silva**⁴

RESUMO

O coeficiente de Poisson é uma grandeza que permite avaliar o comportamento do concreto em relação às solicitações mecânicas que esse tipo de material será submetido. Esse parâmetro mecânico é muito importante para os cálculos de dimensionamento de estruturas de concreto armado, além de ser utilizado em análises estruturais frente às solicitações de serviço e acidentais, por exemplo, situações de incêndio. Mas os ensaios para a determinação do coeficiente de Poisson são complexos e onerosos, o que dificulta sua obtenção. Para sanar esse problema, pode-se fazer uso de técnicas não destrutivas, como os ensaios de ultrassom, realizados em temperatura ambiente. Portanto, este trabalho tem por objetivo estimar o coeficiente de Poisson residual de concreto convencional, após exposição a altas temperaturas, utilizando ensaios de ultrassom. Para isso foram confeccionados corpos de provas cilíndricos de concreto de resistência convencional de 30 MPa (CCV) com agregado graúdo tipo basalto. Os ensaios de ultrassom foram realizados a partir da adaptação da metodologia disposta na [1], utilizando equipamento com transdutores de ondas de compressão e 54 KhZ de frequência. Estes ensaios foram realizados antes (mínimo de 90 dias de cura) e depois da exposição às temperaturas de 200, 400, 600 e 800 °C. Além disso, obteve-se a densidade aparente antes e após o aquecimento nas temperaturas indicadas. A análise dos resultados indicou que o Coeficiente de Poisson residual, obtido com ensaios de ultrassom, difere significativamente daqueles indicados por normas e disponíveis na literatura. Estes resultados confirmam a importância dos estudos relacionadas a este escopo, com os quais é possível ter estimativas mais coerentes do coeficiente de Poisson, tanto na etapa de projeto, como no monitoramento e inspeção de estruturas, após situações de incêndio.

Palavras-chave: Ensaios não destrutivos; Fogo; Coeficiente de Poisson; Concreto.

1. INTRODUÇÃO

Na engenharia estrutural, uma preocupação recorrente é o desempenho das estruturas durante e após situação de incêndio, pois os efeitos deletérios deste tipo de ocorrência podem comprometer as condições de serviço e a vida útil das edificações, com prejuízos econômicos e sociais. Com isso, estruturas em concreto armado, que foram submetidas às condições de incêndio, acabam sendo demolidas por falta de informações relacionadas às propriedades mecânicas residuais que a estrutura ainda apresenta. Portanto, há muito por estudar para se determinar as propriedades mecânicas residuais

¹ FECFAU, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil. t191309@dac.unicamp.br

² FECFAU, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil. gisleiva@unicamp.br

³ FECFAU, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil. armoreno@unicamp.br

⁴ FECFAU, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil. t261851@dac.unicamp.br

do concreto armado, assim como coeficientes de segurança que possam ser considerados nas etapas de projeto, recuperação e reforço.

Em relação ao concreto, sabe-se que este material apresenta redução da resistência mecânica e rigidez após exposição a altas temperaturas, principalmente pelas alterações na composição química dos materiais e na sua microestrutura (porosidade, permeabilidade e microfissuração). Esta condição implica em mudanças no seu comportamento estrutural e em sua durabilidade [2].

Em relação as constantes elásticas do concreto (módulo de elasticidade longitudinal, transversal e o coeficiente de Poisson), estas são informações essenciais para avaliação das estruturas de concreto armado, principalmente a rigidez à flexão e as deflexões verticais (flechas). Portanto, com a determinação das constantes elásticas residuais é possível relacionar a deformação de uma estrutura com a tensão aplicada [3]. Além disso, conhecer tais propriedades proporciona uma melhor escolha de materiais e técnicas de reparo e reforço.

Neste sentido, a busca e disseminação de metodologias de ensaios e análises que permitam agilizar a obtenção das propriedades residuais de estruturas incendiadas é importante para mitigar os prejuízos econômicos e de vidas humanas. Uma possibilidade, é o uso dos ensaios não destrutivos, que permite que estruturas degradadas possam ser avaliadas com maior rapidez e representatividade, com mínima interferência, de modo a não ampliar os danos existentes nestas edificações [4, 5]. Uma excelente opção é o ensaio de ultrassom, o qual já foi aplicado em vários estudos, indicando resultados promissores para a correlação entre a velocidade do pulso ultrassônico (VPU) e a temperatura de exposição do concreto [6, 5, 7, 3]. Jedidi [5] afirma que é possível estimar as propriedades mecânicas e constantes elásticas do concreto por meio do ensaio de ultrassom, pois a VPU depende das propriedades elásticas do meio em que estão se propagando.

Em relação ao coeficiente de Poisson do concreto, é um parâmetro obtido a partir da razão entre a deformação lateral e a axial do material em regime elástico. Em temperatura ambiente, sabe-se que o valor desta propriedade varia entre 0,15 e 0,20 [8], considerando ensaios estáticos. Já o coeficiente de Poisson dinâmico, normalmente apresenta valores maiores, com a média em torno de 0,24 conforme NEVILLE, 1982 *apud* [9]. Em função da não existência de normalização nacional para este ensaio, adota-se a [10], contudo, a obtenção deste valor via ensaio mecânico tradicional é onerosa e complexa. Por este motivo, a [11] permite o emprego direto do coeficiente de Poisson igual a 0,2 nos projetos estruturais de concreto armado, independentemente do tipo de agregado graúdo utilizado.

Mediante a dificuldade de obtenção deste coeficiente por ensaio tradicional e a eficiência do ensaio de ultrassom para se obter os parâmetros elásticos do concreto, indica-se esse método para se obter propriedades elásticas residuais deste material. Como isso, será possível projetar e recuperar estruturas de concreto armado com maior segurança, rapidez e economia.

Há poucos estudos na literatura sobre o coeficiente de Poisson pós incêndio. Bahr et al. [12] relatam que as incertezas vinculadas a esta propriedade em temperatura ambiente, dificultam ainda mais quando adicionamos a variação da temperatura até valores com alta degradação do concreto. Sendo assim, é adequado iniciar os estudos com a determinação dos valores residuais, ou seja, após o processo de aquecimento.

Portanto, este trabalho tem por objetivo estimar o coeficiente de Poisson dinâmico residual de concreto de resistência convencional, após exposição a altas temperaturas, utilizando ensaios de ultrassom.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais utilizados nos concretos foram: Cimento Portland (CP II-E-32), areia natural (AN) (agregado miúdo), basalto (AB) (agregado graúdo) e água da rede de abastecimento local. Como ensaios iniciais, realizou-se a caracterização físico-química dos materiais que foram utilizados nos concretos (Quadro 1).

Quadro 1. Ensaios de caracterização físico-química dos materiais.

Ensaio	Método/Norma	Objetivo
Massa específica	CP: NBR 16605 [13] AN: NBR 16916 [14] AB: NBR 16917 [15]	-
Granulometria	AN e AB: NBR 17054 [16] AN: NBR 16973 [17] AB: NBR 7211 [18]	Granulometria e finura
Fluorescência de Raio X (FRX)	-	Composição química
Perda ao fogo (PF)	-	Fases cristalinas e amorfas

A massa específica dos materiais utilizados na pesquisa são: CP: 3,01g/cm³, AN: 2,62g/cm³, AB: 2,91g/cm³ e AQ: 2,65g/cm³. As curvas granulométricas das amostras de areia e basalto estão representadas na Fig. 1 e Fig. 2.

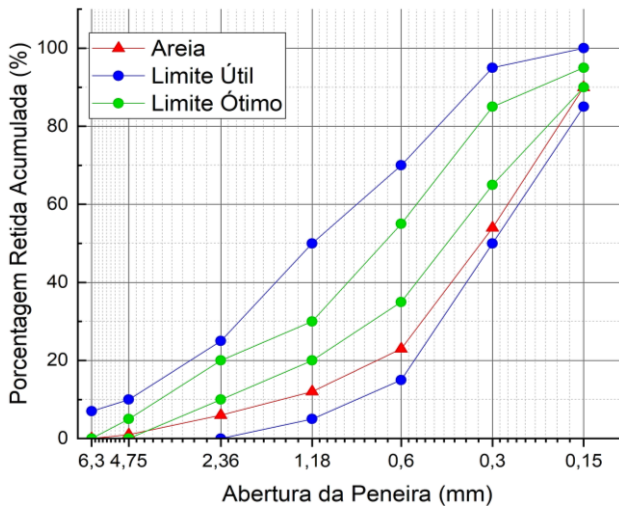


Figura 1. Curva granulométrica da areia.

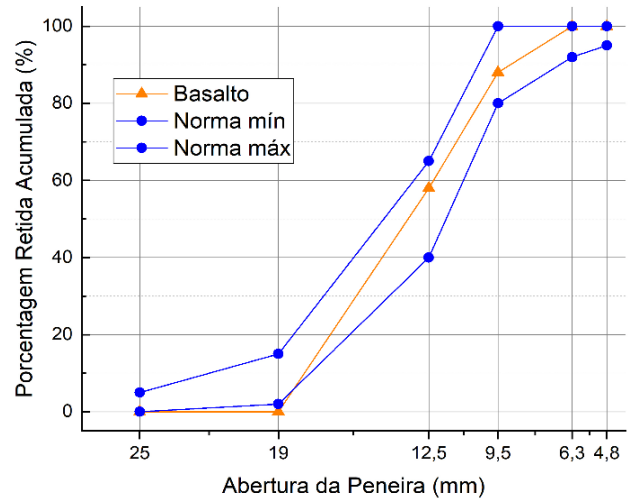


Figura 2. Curva granulométrica do agregado graúdo, origem basalto.

Para caracterização química do Cimento Portland CP II-E-32, realizou-se os ensaios de Fluorescência de Raios X (FRX), Difração de Raios X (DRX) e Perda ao Fogo (PF). A perda ao fogo (PF) foi realizada por 2 h a 1020°C e apresentou o resultado de 7,35 %. O quadro 2 indica os referidos resultados.

Quadro 2. Composição Química do cimento Portland CP II-E- 32, obtidos com análise de FRX.

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
24,9	6,21	2,39	52,2	2,41	1,86

O traço do concreto adotado teve a proporção 1 (Cimento Portland CP-II-E-32) : 2 (areia média natural) : 3 (agregado graúdo - brita 1) em peso e relação água/cimento adotada de 0,49 (Quadro 3). De acordo com o tipo de agregado utilizado (basalto), o traço foi denominado como CCV-B.

Quadro 3. Composição dos traços de argamassas, em peso.

Identificação	Cimento	Agregado miúdo	Agregado Graúdo	Água/cimento
		Areia	Basalto	
CCV-B	1	2	3	0,49

Para desenvolvimento da parte experimental, foram utilizados corpos de prova cilíndricos, conforme a relação altura x diâmetro (entre 3 e 4), proposta pela [19 e 20]. Ainda em conformidade a estas recomendações, o diâmetro mínimo dos corpos de prova deve ser 5 vezes o tamanho máximo dos agregados. Com isso, adotou-se para esse trabalho o tamanho de 19 mm (brita 1), resultando em um diâmetro mínimo de 95 mm para os corpos de prova. Sendo assim, foram moldados corpos de prova com 100 mm de diâmetro e 300 mm de altura, sendo 20 ao todo, com 4 repetições para cada faixa de temperatura (20, 200, 400, 600 e 800°C).

Após 90 dias de cura, os corpos de prova foram aquecidos em forno tipo MUFLA (Fig. 3), até a temperatura alvo de cada lote. O aquecimento ocorreu com taxa de aquecimento de 1°C/min, mantidos aquecidos por 60 min (+/- 5 min) e resfriados com a mesma taxa do aquecimento, conforme [19]. O aquecimento do forno foi controlado com termopares internos ao forno.



Figura 3. Disposição dos corpos de prova no forno MUFLA.

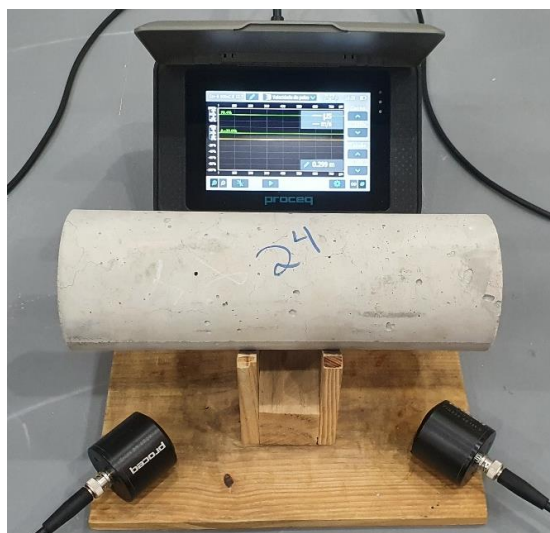


Figura 4. Visão geral do esquema de medição por meio de transdutores de faces planas.

Antes e após a exposição as altas temperaturas, determinou-se o coeficiente de Poisson, a partir da adaptação da metodologia disposta na ASTM C597-16. Foi utilizado o equipamento Pundit (Proceq, Suíça), com transdutores de 54 kHz (faces planas), conforme Fig. 4. Também foi determinada a densidade aparente (d_a), com a obtenção da massa (em gramas), diâmetro (d) e comprimento (c) do corpo de prova (em mm), para cálculo conforme equação 1.

$$d_a = \frac{m}{\pi \frac{d^2}{2} c} \quad (1)$$

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O quadro 4 apresenta a caracterização do concreto, com a resistência à compressão (R_c) aos 28 e aos 90 dias de cura, idade considerada mínima para início da etapa de aquecimento dos corpos de prova, conforme descrito no item 2.

Quadro 4. Resistência à compressão axial média do concreto CCV-B, considerando as idades de 28 e 90 dias de cura.

Idade (dias)	R_c (MPa)	DP	CV (%)
28	28,44	1,86	6,5
90	32,89	0,41	1,3

DP: desvio padrão; CV: coeficiente de variação.

O quadro 5 apresenta o módulo de elasticidade dinâmico médio, obtido com ensaios de ultrassom, após idade mínimo de 90 dias de cura, para cada faixa de temperatura, antes e após o aquecimento dos corpos de prova de concreto. Além disso, apresenta os valores da análise estatística descritiva (desvio padrão – DP e Coeficiente de variação – CV).

Os quadros 6 e 7, respectivamente, apresentam os valores de densidade aparente e coeficiente de Poisson dinâmico nominal e residual, também obtidos para o concreto CCV-B, após idade mínima de cura de 90 dias e conforme a faixa de temperatura, além dos valores de CV e DP.

Quadro 5. Módulo de elasticidade dinâmico, por faixa de temperatura.

Temperatura de aquecimento	CCV-B						
	Ed Pré-queima (GPa)	DP	CV (%)	Ed Pós-queima (GPa)	DP	CV (%)	Residual
20°C	35,49	0,83	2,3	-	-	-	-
200°C	39,60	3,03	7,6	22,73	1,97	8,7	0,58
400°C	35,60	0,50	1,4	19,93	0,44	2,2	0,55
600°C	35,89	0,72	2,0	5,17	0,25	4,9	0,14
800°C	35,08	0,55	1,6	2,97	0,23	7,7	0,08

DP: desvio padrão; CV: coeficiente de variação.

Quadro 6. Densidade aparente do concreto, por faixa de temperatura.

Temperatura de aquecimento	CCV-B	
	Pré-queima (kg/m ³)	Pós-queima (kg/m ³)
20°C	2422,14	-
200°C	2444,53	2395,64
400°C	2445,60	2384,76
600°C	2450,93	2398,98
800°C	2354,96	2180,69

Quadro 7. Coeficiente de Poisson do concreto aos 90 dias, por faixa de temperatura, para CCV-B.

Temperatura de aquecimento	CCV-B						
	Pré-queima	DP	CV (%)	Pós-queima	DP	CV (%)	Residual
20°C	0,221	0,021	9,502	-	-	-	-
200°C	0,209	0,0005	0,239	0,329	0,051	15,502	1,571
400°C	0,209	0,003	1,435	0,231	0,012	5,195	1,104
600°C	0,207	0,015	7,246	0,111	0,060	54,054	0,529
800°C	0,230	0,007	3,043	0,070	0,071	101,429	0,305

DP: desvio padrão; CV: coeficiente de variação.

De acordo com os resultados obtidos pós queima, observa-se um aumento no coeficiente de Poisson aos 200°C e 400°C e redução aos 600°C e 800°C. Comparativamente, em amostras aquecidas até 1000°C por [12], verificou-se a redução desta constante elástica, com valores de 0,19 em temperatura ambiente e 0,09 para temperaturas de 600°C de aquecimento. Os autores ainda citaram que medidas superiores a esta temperatura para o coeficiente de Poisson não foram confiáveis devido à alta dispersão nos resultados, apesar de terem observado aumento do coeficiente de Poisson a partir dos 600°C. Marechal [21] relatou uma redução constante do coeficiente de Poisson com a elevação da temperatura, sendo na ordem de 0,10 aos 400°C. O autor atribuiu esta redução a uma mudança de estado na amostra devido ao aquecimento, caracterizada pela degradação da microestrutura devido as alterações químicas dos materiais e microfissuras. Já Cruz [22] estudou corpos de prova de resistência convencional com agregado basáltico, onde observou aumento considerável a partir dos 300°C, com redução drástica após 500°C.

Destaca-se que a variabilidade dos resultados obtidos na literatura podem ser justificados pelos conceitos físicos que envolvem esta constante elástica, pois o coeficiente de Poisson deve ser obtido ainda no regime elástico do material, quando a lei de Hooke é aplicável. Entretanto, ao aquecer o concreto, ocorrem alterações significativas e que afetam esta condição, a partir de 150°C, como a microfissuração da pasta, dificultando a realização dos ensaios e interpretação dos resultados [12, 9]. A Fig. 5 apresenta o coeficiente de Poisson residual, onde em temperaturas de 200°C a 600°C fica claro o decréscimo acentuado deste coeficiente nesta pesquisa. Entre 600°C e 800°C a redução é menos acentuada.

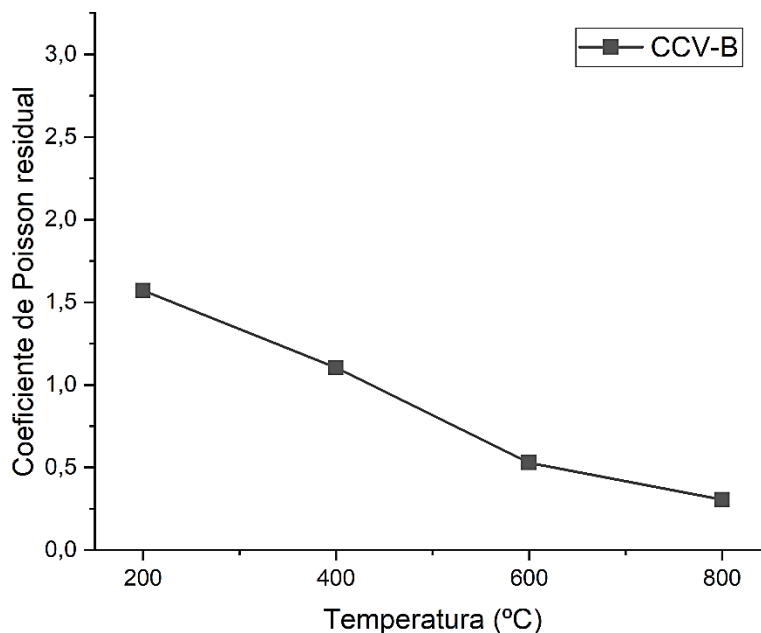


Figura 5. Coeficiente de Poisson residual dos concretos, conforme temperatura de exposição.

No contexto das normas de projetos de estruturas de concreto armado, o uso do coeficiente de Poisson igual a 0,2 de modo constante, pode levar a variações ainda mais significativas desta grandeza quando em situação de incêndio.

CONCLUSÕES

Através dos resultados, foi possível inferir as seguintes conclusões:

A análise dos resultados indicou que o Coeficiente de Poisson dinâmico residual, obtido com ensaios de ultrassom, difere daqueles indicados por normas e disponíveis na literatura para temperatura ambiente. Adicionalmente, infere-se que há necessidade de estudos mais aprofundados para se entender melhor o comportamento do coeficiente de Poisson do concreto após exposição a altas temperaturas, indicando que não há uma proporção linear em função do aumento da temperatura.

Estes resultados confirmam a importância dos estudos relacionadas a este escopo, com os quais será possível ter estimativas mais coerentes do coeficiente de Poisson, tanto na etapa de projeto, como no monitoramento e inspeção de estruturas, após situações de incêndio.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS

- [1] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C597-16: Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete. Philadelphia, 2016.
- [2] SOLLERO, M. B. S.; MORENO JUNIOR, A. L.; COSTA, C. N. Residual mechanical strength of concrete exposed to high temperatures – international standardization and influence of coarse aggregates. *Construction And Building Materials*, [S.L.], v. 287, junho 2021. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122843>.
- [3] CARRILLO, J.; RAMIREZ, J.; LIZARAZO-MARRIAGA, J. Modulus of elasticity and Poisson's ratio of fiber-reinforced concrete in Colombia from ultrasonic pulse velocities. *Journal of Building Engineering*, [S.L.], v. 23, p.18-26, maio 2019. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.01.016>.
- [4] REUFI, E.; BOCI, I. Effect of temperature on ultrasonic pulse velocity in hybrid reinforced concrete. *European Academic Research*, [S.L.], v. IV, n. 2, p. 1937-1945, maio 2016.
- [5] JEDIDI, M. Evaluation of Concrete by Non-destructive Ultrasonic Pulse Velocity Method. *Civil Engineering and Architecture*, [S.L.], v. 10, n. 4, p. 1623-1630, julho 2022. Horizon Research Publishing Co. <http://dx.doi.org/10.13189/cea.2022.100431>.
- [6] MOURA, M. A. N.; MORENO JUNIOR, A. L.; FERREIRA, G. C. S. Ultrasonic testing on evaluation of concrete residual compressive strength: A review, *Construction and Building Materials*, v. 373, 2023, ISSN 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130887>.
- [7] MOURA, M. A. N.; GALLETO, A.; AMADIO, A. P.; BRIONES-ROCHA, A. I. C.; FERREIRA, G. C. S.; CARVALHO, M. A. G. Validação do módulo de elasticidade do concreto obtido por ensaios de ultrassom. *Anais do 61º Congresso Brasileiro de Concreto, Fortaleza/CE*, 2019.
- [8] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais*. 2ª edição. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [9] DIÓGENES, H. J. F.; COSSOLINO, L. C.; PEREIRA, A. H. A.; EL DEBS, M. K.; EL DEBS, A. L. H. C. Determinação do módulo de elasticidade do concreto a partir da resposta acústica. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 4(5), 803–813, 2011. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952011000500007>.

- [10] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C496-17: Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens. Philadelphia, 2017.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.
- [12] BAHR, O.; SCHAUMANN, P.; BOLLEN, B.; BRACKE, J. Young's modulus and Poisson's ratio of concrete at high temperatures: Experimental investigations, *Materials & Design*, v. 45, p. 421-429, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2012.07.070>.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16605: Cimento Portland e outros materiais em pó - determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2017.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16916: Agregado miúdo - Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16917: Agregado graúdo - Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 17054: Agregados - Determinação da composição granulométrica - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2022.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16973: Agregados - Determinação do material fino que passa pela peneira de 75 µm por lavagem. Rio de Janeiro, 2021.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211: Agregados para concreto - Requisitos. Rio de Janeiro, 2022.
- [19] RILEM TC 129-MHT. Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures – Compressive strength for service and accident conditions. *Materials and Structures*, [s.l.], V.28, p. 410-414, 1995.
- [20] RILEM TC 129-MHT. Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures – Modulus of elasticity for service and accident conditions. *Materials and Structures*, [s.l.], V.37, p. 139-144, mar.2004.
- [21] MARECHAL, J. C. Variations in the Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio with Temperature. Paper SP 34-27 in *Concrete for Nuclear Reactors*, p. 495-503, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1972.
- [22] CRUZ, C. R. Elastic Properties of Concrete at High Temperatures. *Journal of the Portland Cement Association Research and Development Laboratories* 8(1), p. 37, 1966.

Reabilitação e ampliação do Hotel de Santiago de Alfama

A.S. Azevedo¹ **R. Justiniano**²

RESUMO

O presente artigo tem como objetivo apresentar as soluções preconizadas no âmbito do projeto de reabilitação e ampliação de um hotel localizado em Lisboa, indicando as principais condicionantes e soluções consideradas.

O objeto de estudo é um edifício anterior a 1800, com uma área de implantação aproximada de 780 m², constituído por 4 pisos, dos quais 1 piso é enterrado. O edifício preserva o seu sistema estrutural original, composto por paredes de alvenaria de pedra de espessura variável (de 50 cm a 100 cm), e pisos de madeira. O projeto de reabilitação e alteração prevê a demolição de parte das paredes interiores de alvenaria, das lajes e da cobertura e a construção de 3 pisos enterrados, novas lajes em betão armado para os pisos correntes, laje mista para o último piso, e cobertura metálica em toda a estrutura. Adicionalmente, está prevista a execução de um novo edifício com estrutura integral em betão armado.

Para a execução do referido projeto, foram desenvolvidos três projetos para as diferentes fases de execução: (i) demolição e contenção de fachadas, (ii) escavação e contenção periférica, e (iii) estabilidade. O primeiro projeto contemplou a contenção das fachadas existentes, que se materializou através da execução de bandas de laje de betão armado ao nível dos pisos a executar. O segundo projeto contemplou o recalçamento de fachadas, que será executado em geral através de microestacas, e a escavação e contenção do terreno, onde serão executados muros do tipo “Berlim definitivo”. Finalmente, o projeto de estabilidade prevê a restante execução do projeto, nomeadamente do edifício a reabilitar/alterar e do novo edifício.

Para a execução de todos os projetos e sua compatibilização foi utilizada a tecnologia BIM através do software REVIT e a modelação numérica de toda a estrutura nas diferentes fases de execução através do software ROBOT.

Palavras-chave: reabilitação; alteração; recalçamento; contenção de fachadas; modelação numérica.

1. INTRODUÇÃO

O presente artigo apresenta as soluções preconizadas no âmbito do projeto de reabilitação e ampliação do Hotel de Santiago de Alfama, ao nível de Projeto de Execução, localizado na Rua de Santiago, em Lisboa. Na Figura 1 é apresentada a localização da obra. De acordo com a vista aérea indicada na Figura 1 é possível identificar a implantação aproximada da obra, bem como algumas das mais relevantes confrontações e condicionamentos. O terreno em referência tem confrontações a norte com um edifício existente e a preservar.

¹ JETsj, Lisboa, Portugal, aazevedo@jetsj.com

² JETsj, Lisboa, Portugal, rjustiniano@jetsj.com



Figura 1. Vista aérea do local de intervenção (imagens retiradas do Google Maps).

No presente artigo são apresentados os pressupostos para proceder aos trabalhos de execução de demolições, escavação e contenção periférica, e dos diversos elementos da estrutura e das fundações do edifício.

1.1. Breve descrição do estado atual do edifício

O empreendimento a intervir trata-se de um conjunto de edifícios com três pisos acima da cota do arruamento, com uma área de implantação de cerca de 780 m² (*cf.* Figura 2). O edifício preserva o sistema estrutural original, que se caracteriza por uma construção do tipo tradicional, com paredes de alvenaria de pedra de grande espessura, nomeadamente paredes exteriores com espessuras entre 80 cm a 100 cm, e paredes interiores em alvenaria de pedra com espessuras entre os 50 cm e 80 cm. Estas paredes dão suporte a pavimentos de madeira constituídos por vigas principais e soalhos de régua de madeira. A cobertura é do tipo inclinada, com uma estrutura em vigas de madeira, dando estas suporte a um sistema de revestimento em telha. A estrutura da cobertura tem como suporte as paredes exteriores e interiores, num sistema de travessa com apoios intermédios. O edifício encontra-se em razoável estado de conservação, no entanto, apresenta algumas patologias resultantes essencialmente do envelhecimento dos materiais.

O projeto de alteração, prevê a reabilitação do edifício, passando pela demolição de parte da estrutura, nomeadamente de algumas paredes de alvenaria interiores, das lajes e da cobertura existentes, e a construção de até 3 pisos enterrados, novas lajes em betão armado (BA) para os pisos correntes, solução de laje mista para o piso 4, e cobertura metálica em toda a estrutura que irá apoiar nas paredes de alvenaria existentes (*cf.* Figura 3).



Figura 2. Edifício existente.

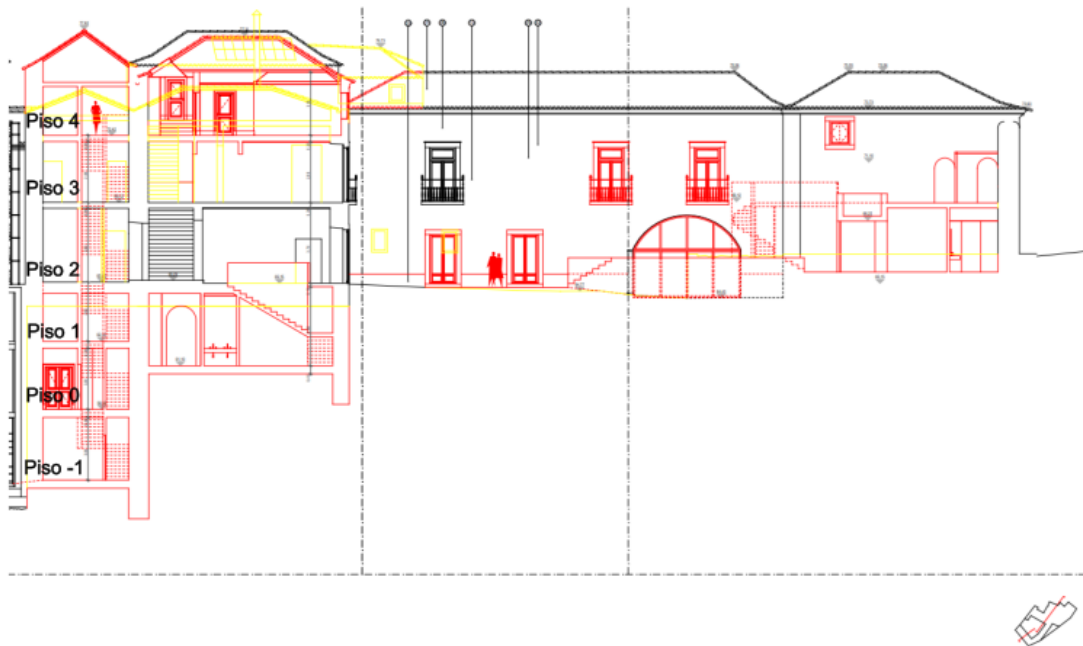


Figura 3. Corte projeto de alterações: zonas a demolir a amarelo e zonas a construir a vermelho.

As fundações que se pretendem executar no âmbito do projeto de estruturas são do tipo diretas por sapatas e ensoleiramento geral. As fundações existentes das paredes de alvenaria têm profundidades variáveis, em função dos movimentos de terra efetuados ao longo dos anos, não obstante, estas aparentam estar fundadas em solo competente. No logradouro existe um extenso jardim com algumas árvores de grande porte, existindo a necessidade de conservar as árvores assinaladas a azul na Figura 4.



Figura 4. Planta do projeto de alterações do piso 2 (árvores a manter identificadas a azul).

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1. Condicionamentos relativos às confrontações do edifício

Uma vez que nesta intervenção serão executadas demolições em elementos que se encontram junto aos edifícios contíguos e a arruamentos, as soluções de travamento das fachadas estão condicionadas no espaço disponível e, em geral, têm de ser executadas pelo interior do lote. De igual modo, adjacente à intervenção, encontra-se um hotel em funcionamento, o que condiciona o nível de barulho e poeiras que podem advir da demolição. Está previsto no âmbito do presente processo que o hotel esteja fechado durante a execução dos trabalhos de demolição.

2.2. Condicionamentos relativos à arquitetura

As soluções estruturais e de fundações adotadas foram condicionadas pelas restrições geométricas do projeto de arquitetura, bem como condicionados pela necessária compatibilização entre os projetos de Demolição, Escavação e Contenção Periférica e Estabilidade.

2.3. Condicionamentos relativos à necessidade de preservação de fachadas e paredes estruturais

Atendendo à necessidade de preservar a integridade das fachadas principais do edifício e de parte das paredes interiores existentes, considera-se fundamental que a intervenção seja efetuada de modo que o

seu impacto na estabilidade e na aparência das mesmas seja minimizado. No mesmo enquadramento, igualmente importante será a adoção de soluções construtivas compatíveis com o recurso a equipamentos adequados aos espaços e acessos disponíveis e que permitam a execução dos trabalhos, limitando a ocorrência de vibrações e de ruídos.

2.4. Condicionamentos relativos à estrutura do edifício a demolir

Atendendo ao estado atual de degradação da estrutura, à data do início dos trabalhos e durante os mesmos, será efetuado um levantamento dos elementos construtivos que aparentem deficiências estruturais, e que deste modo coloquem em causa a segurança da obra e/ou possam condicionar o processo de demolição. Serão tomadas medidas preventivas para escoramento de elementos que possam colocar em causa a segurança da obra em qualquer fase, bem como do respetivo confinamento.

3. SOLUÇÕES PROPOSTAS

3.1. Contenção de Fachadas

De modo a conter as fachadas existentes, previu-se a execução da laje mista do piso 4 (de acordo com a EN 1994-1-1 [1]) e de bandas de laje de BA ao nível dos pisos correntes (solução banda laje), acompanhadas de escoramentos metálicos pontuais em locais de aberturas nas lajes de BA (cf. Figura 5). Esta solução permite utilizar os escoramentos da fase provisória da obra na estrutura da fase definitiva, evitando assim a utilização em massa de escoramentos provisórios. Foram definidas bandas de laje com 1 m de largura e 0.25 m de espessura (compatível com a espessura de laje na fase definitiva), reforçada nas zonas de trações e compressões máximas.

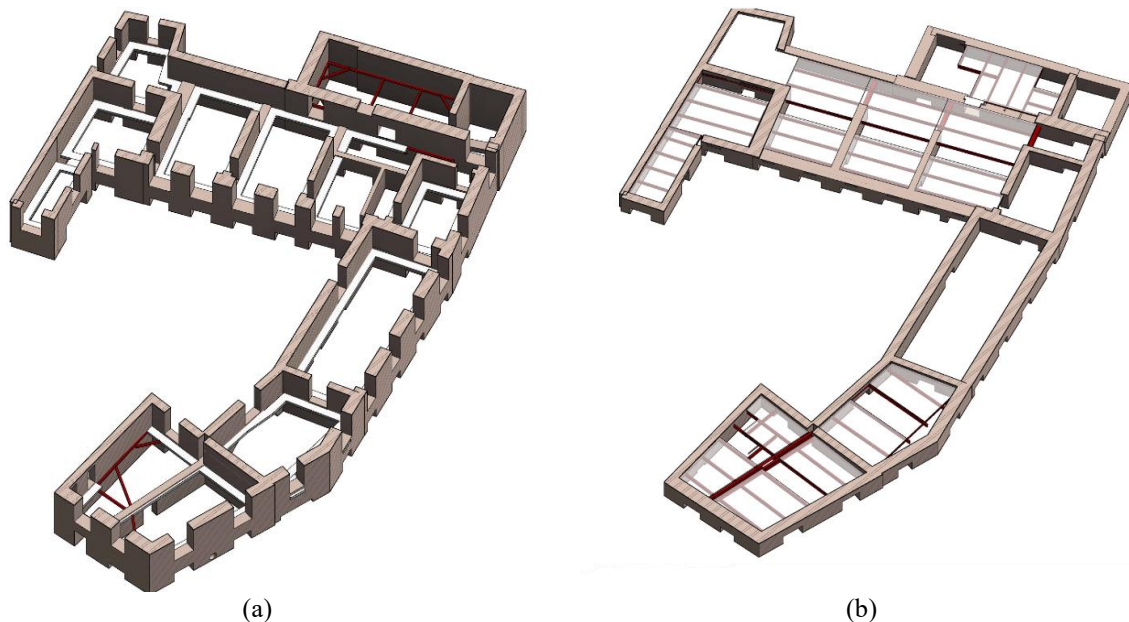


Figura 5. Soluções de contenção de fachada para (a) os pisos correntes (banda de laje de BA) e (b) o último piso (laje mista).

As ações horizontais atuantes nas fachadas serão então transmitidas (i) à laje mista, que será apoiada nas fachadas de alvenaria através de perfis IPE240 e IPE200 (inseridos 25 cm para o interior das paredes), e (ii) às bandas laje, que serão aferrolhadas nas paredes de alvenaria através de 2 varões Ø12 espaçados de 0.45 m. Nos locais de aberturas nas lajes, as ações horizontais atuantes nas fachadas serão transmitidas através de vigas de distribuição metálicas constituídas por perfis HEB160, dispostos no perímetro das aberturas, travados por perfis HEB160 (de acordo com a EN 1993-1-1 [2]).

Para garantir a eficiência da solução de escoramento com banda de laje e definir a solução de reforço nas paredes de alvenaria de pedra foram efetuados ensaios de “macaco” plano, executados em diferentes locais do edifício para determinar o estado de tensão – ensaio realizado com 1 macaco hidráulico – e analisar a deformabilidade e resistência das paredes de alvenaria – ensaio realizado com 2 macacos hidráulicos. Os resultados dos ensaios realizados indicaram um estado de tensão médio de 0.24 MPa, tensão de rotura média de 1.74 MPa e módulos de deformabilidade vertical e horizontal respetivamente de 171 MPa e 356 MPa. Considerando estes resultados, as paredes de alvenaria serão reforçadas recorrendo a dois tipos de soluções: (i) micro betão com duas malhas-sol e ferrolhos espaçados a 0.60 m, (ii) micro-betão com malha de armadura Ø10//0.15 e ferrolhos espaçados a 0.60 m. Previamente à aplicação do reforço deverá ser realizado o seguinte procedimento: (i) picagem do reboco da parede da alvenaria, (ii) limpeza a jato, (iii) preenchimento das fendas na parede de alvenaria com recurso a tubos de injeção e de purga, (iv) remoção de pequenos elementos soltos, e (v) reperfilamento com preenchimento das zonas com perda de secção.

3.2. Demolição

Tendo em conta o tipo de estrutura em causa e a implantação do edifício numa zona urbana algo movimentada e de acessos condicionados, assim como a proximidade dos edifícios vizinhos, propôs-se a adoção de um processo de demolição tradicional, que consiste no desmonte manual da construção, de cima para baixo, piso a piso, dos elementos suportados para os elementos de suporte. A demolição por meios manuais será feita com recurso a pás, picaretas, bujardas e demais utensílios empregues vulgarmente neste tipo de obras. Decorrente dos pressupostos assumidos, a solução consistirá no corte sistemático e progressivo das peças estruturais, com equipamento de corte mecânico, seguindo uma lógica estrutural que passe por retirar parcelas de estrutura que, ao serem removidas não ponham em causa o equilíbrio estrutural dos troços adjacentes. Garante-se assim a segurança dos operadores e equipamentos na sua atividade e o controlo acústico de todo o processo, evitando a queda descontrolada de elementos de dimensões significativas. Este processo será, à partida, o mais apropriado, uma vez que minimiza as perturbações na vizinhança.

Atendendo a que a demolição do edifício em causa, poderá induzir um estado de descompressão nas estruturas confinantes, a qual poderá resultar no surgimento de algumas patologias, nomeadamente fissuração, serão realizadas vistorias prévias e durante a obra, para acompanhar a evolução de eventuais patologias. Caso durante alguma das vistorias sejam detetadas patologias que indiquem problemas de natureza estrutural, serão previstas soluções de contraventamento provisório dos edifícios vizinhos.

A demolição será realizada apenas após a colocação das estruturas de contenção de fachada do piso, existindo a possibilidade de realização pontual de aberturas nas paredes e nos pavimentos para colocação dos elementos estruturais da contenção de fachada. Adicionalmente, dado o estado de degradação dos pisos de madeira, será necessário a colocação de prumos de suporte dos pavimentos previamente à sua demolição.

3.3. Recalçamento de paredes existentes e contenção periférica

No que se refere à estrutura da parede de contenção periférica, e tendo por base a avaliação dos principais condicionamentos existentes, propõe-se que, de uma forma geral, a escavação dos pisos enterrados, seja realizada ao abrigo de uma contenção periférica, executada de acordo com a tecnologia de “Berlim Definitivo”. Esta tecnologia de construção consiste na execução faseada, de cima para baixo, de painéis de BA que apoiam em microestacas verticais, materializadas por perfis tubulares Ø88,9×9,0mm, Ø127×9,0mm e Ø139,7×12,5mm, em aço de alta resistência ($f_{syd} > 560\text{MPa}$) [3]; estas microestacas servirão também de apoio às vigas de recalçamento da fachada. Estes elementos serão executados com o afastamento mínimo possível em relação à fachada e paredes dos edifícios vizinhos, solidarizados através de cachorros metálicos. A tecnologia denominada de “Berlim Definitivo” é recomendada para este tipo de intervenções, apresentando a vantagem de permitir executar, durante a escavação, a parede definitiva, podendo, mais uma vez, reduzir o volume de travamentos provisórios.

Caso se confirmem os pressupostos considerados, os painéis serão betonados diretamente contra as fundações da fachada existente e contra o próprio terreno, garantindo-se a estabilidade da parede de contenção, face aos impulsos do terreno durante as operações de escavação, pela execução de escoramentos a executar na viga de coroamento e de bandas de laje executadas ao nível dos pisos.

Em fase definitiva, a própria estrutura das lajes e os elementos de fundação serão responsáveis pela estabilidade da parede de contenção, sendo as escoras provisórias removidas após conclusão da referida estrutura. A parede de contenção em BA terá uma espessura mínima de 0,30m [4].

Durante toda a execução da obra será implementado um plano de instrumentação e observação que tem como objetivo garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos relativos às demolições, assim como da análise do comportamento da estrutura do edifício e dos edifícios vizinhos durante a fase provisória.

3.4. Estrutura definitiva

3.4.1. Bloco A

O bloco A é o único bloco que será construído de raiz; o modelo da sua estrutura (em *Revit* [5]) encontra-se representado na Figura 6. Este bloco será composto por uma estrutura porticada de um piso, constituída por lajes, vigas e pilares de BA, e paredes de BA (contenção periférica) nas zonas em contacto com o terreno.

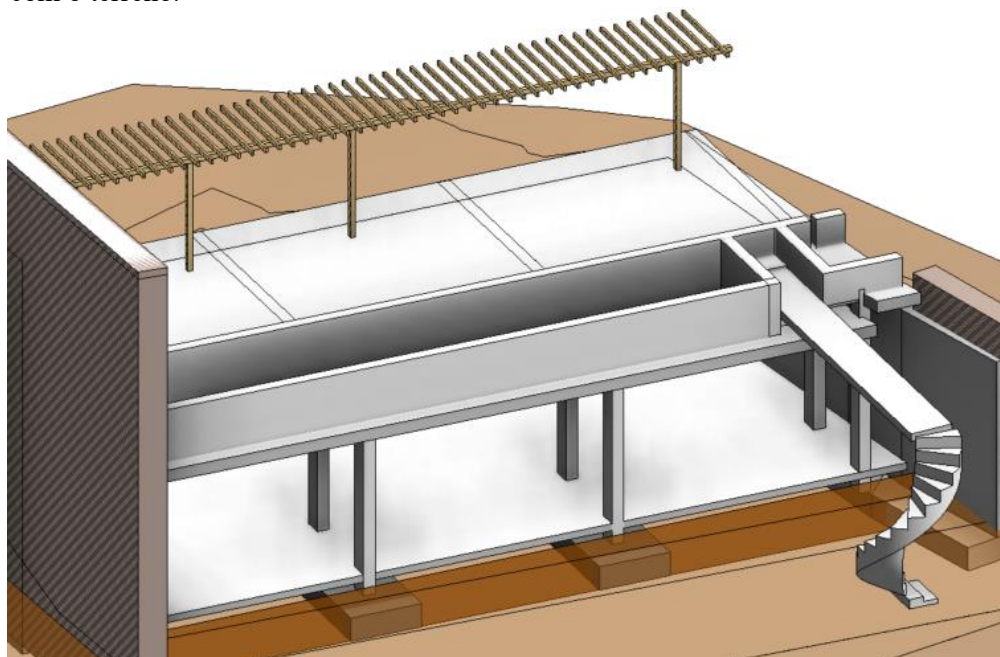


Figura 6. Estrutura do bloco A.

3.4.2. Blocos B, C, D

As estruturas dos blocos B, C e D serão alvo de trabalhos de reabilitação e reforço de forma a cumprir com os requisitos do projeto de arquitetura e as normas de segurança em vigor. Neste projeto está prevista a demolição das lajes dos pisos existentes e de algumas paredes estruturais interiores de alvenaria de pedra, a execução de pisos enterrados com paredes periféricas de BA e o necessário recalçamento das estruturas existentes com recurso a vigas de recalçamento suportadas verticalmente por microestacas.

Desta forma, no âmbito do projeto de estabilidade, será necessário (i) executar lajes em BA nos pisos enterrados e existentes, (ii) substituir a função estrutural das paredes estruturais demolidas através da execução de paredes/vigas e pilares de BA, (iii) executar as escadas de ligação entre os vários pisos

(novos e existentes) previstas no projeto de arquitetura, em estrutura metálica ou BA, e (iv) executar nova cobertura em estrutura metálica. A Figura 7 apresenta o modelo em *Revit* dos vários blocos.

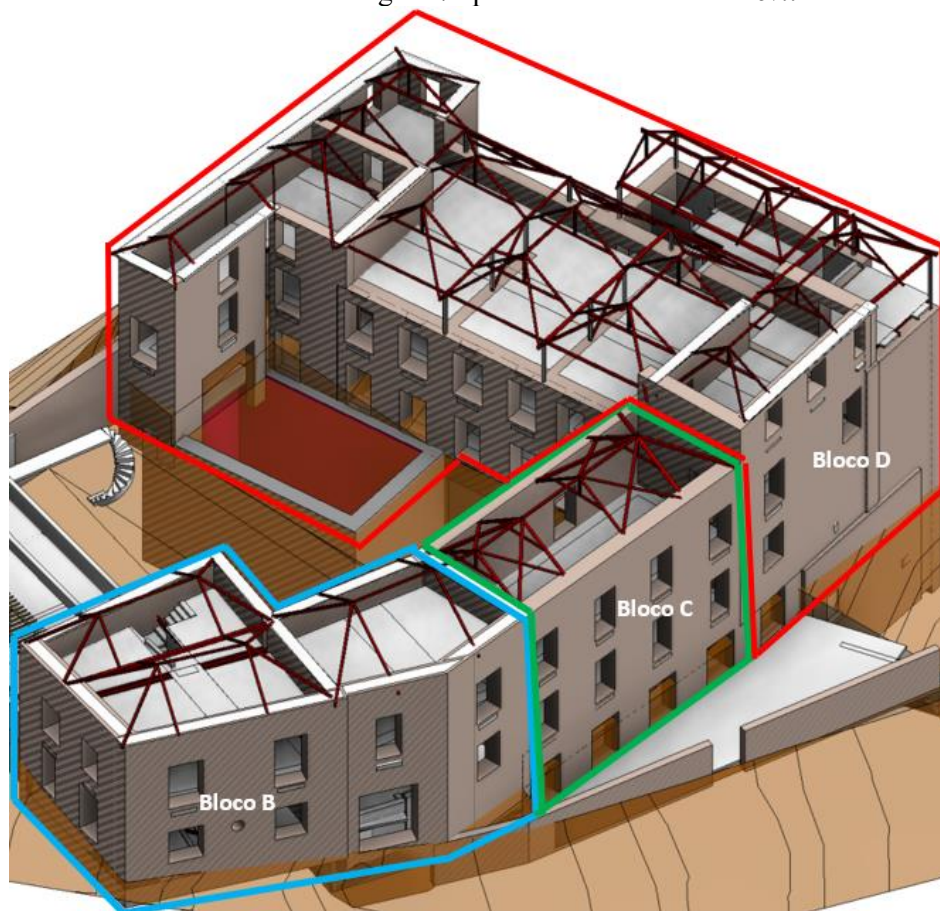


Figura 7. Estruturas definitivas dos blocos B (azul), C (verde) e D (vermelho).

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA

A análise estrutural do edifício foi realizada com recurso a modelos de cálculo automático desenvolvidos para a análise numérica de estruturas de edifícios [6]. De forma a analisar o comportamento das soluções propostas foram realizados dois modelos para representar diferentes fases de execução da obra: (i) fase de demolição e contenção das fachadas existentes (provisória) e (ii) fase definitiva da obra [7]. Na fase provisória procurou-se dimensionar os elementos estruturais para as ações mais condicionantes, nomeadamente controlar as tensões nas paredes de alvenaria, dimensionar as bandas de laje para as ações horizontais, dimensionar as lajes mistas do piso 4 e os perfis da cobertura do Bloco C – as verificações de segurança dos referidos elementos já contemplam as ações da fase definitiva.

As bandas de laje foram dimensionadas com base no modelo de bandas ortogonais nas duas direções integrando-se os esforços ao longo da secção, e na combinação de esforços mais gravosa entre a fase provisória e a fase definitiva da estrutura [4,7]. O momento torsor nas lajes foi considerado através da anulação da respetiva rigidez promovendo o equilíbrio através dos momentos nas direções x e y . As verificações da segurança aplicáveis a cada elemento e obtenção das armaduras, foram realizadas de acordo com as recomendações da NP 1992-1-1 [4].

Na fase definitiva procurou-se dimensionar os restantes elementos estruturais, nomeadamente a estrutura do Bloco A, as lajes e paredes de BA e a restante cobertura metálica dos Blocos B, C e D, considerando as combinações mais condicionantes (em geral a combinação sísmica). Neste sentido, procedeu-se à modelação numérica do edifício, considerando as duas fases de execução, no programa *Autodesk Robot* [6] (cf. Figura 8).

Todas as paredes e lajes foram modeladas através de elementos do tipo *shell*, e as vigas e pilares foram modelados através de elementos o tipo *frame*. Na Figura 8 está representado o modelo utilizado, onde se pode identificar as cargas devido à ação do vento nas fachadas. Complementarmente ao modelo global, realizaram-se análises de elementos isolados através de formulações analíticas e de modelos de elementos finitos. Com estas análises procurou-se refinar e complementar a análise de alguns elementos face ao modelo global da estrutura.

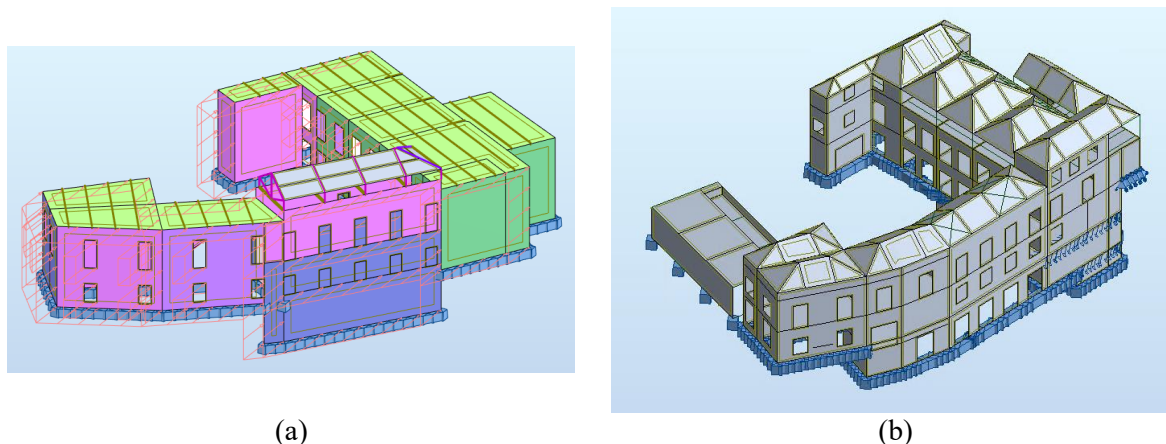


Figura 8. Modelos tridimensionais da (a) fase provisória e (b) da fase definitiva da obra.

CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou as soluções adotadas no âmbito do projeto de reabilitação e ampliação do Hotel de Santiago de Alfama, localizado em Lisboa. Foram apresentadas as principais condicionantes e soluções adotadas e modelações numéricas efetuadas para as verificações de segurança necessárias de acordo com as recomendações dos Eurocódigos.

Tratando-se de um edifício anterior a 1800 com elevado valor patrimonial, procurou-se definir soluções minimamente invasivas, de forma a preservar grande parte das paredes de alvenaria de pedra e minimizar o desperdício de materiais utilizados. Assim, o projeto de reabilitação e alteração prevê apenas a demolição das paredes interiores de alvenaria que se encontram mais degradadas, dos pisos de madeira e da cobertura existentes. Para concretizar o processo de demolição previu-se escorar as paredes de alvenaria a preservar recorrendo a lajes mistas aplicadas no último piso (piso 4), a bandas de laje de betão armado executadas ao nível dos restantes pisos, e escoramentos metálicos provisórios executados pontualmente nas zonas de aberturas. Estas soluções de contenção são soluções que farão parte da solução estrutural definitiva, minimizando assim o desperdício de materiais e custo da obra.

Para a execução dos pisos enterrados previu-se o recalçamento das paredes de alvenaria a conservar, através de microestacas, e a execução de muros de “berlim” definitivo para as paredes de contenção das caves. Finalizadas as fases de demolições, contenção de fachadas e escavações, prevê-se a construção de novas lajes em betão armado para os pisos correntes, laje mista para o último piso (já executada parcialmente na fase de demolições, e cobertura metálica em toda a estrutura. Em paralelo, prevê-se a execução de um novo edifício de um piso com estrutura integral em betão armado. Durante toda a execução da obra será implementado um plano de instrumentação e observação com o objetivo de monitorizar o comportamento do edifício intervencionado e dos edifícios vizinhos.

Todas as fases do projeto foram modeladas com recurso à tecnologia BIM (software REVIT), para garantir a compatibilidade entre todas as fases de execução, e foram desenvolvidos dois modelos numéricos de toda a estrutura nas fases de demolições e estrutura definitiva, através do software ROBOT, para garantir as verificações de segurança necessárias, de acordo com as recomendações dos eurocódigos.

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam agradecer à empresa Inspektion, dono de obra, e à empresa Rebelo de Andrade, empresa responsável pelo projeto de arquitetura.

REFERÊNCIAS

- [1] EN 1994-1-1. Eurocódigo 4 – Projeto de estruturas mistas aço-betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Bruxelas, Bélgica, 2010.
- [2] EN 1993-1-1. Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço – Parte 1-1:Regras gerais e regras para edifícios, Bruxelas, Bélgica, 2010.
- [3] Bustamante M., Doix B. (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bull. liaison Labo. P. & Ch. 140, nov.-déc., pp.75-91, 1985.1996, pp.543-550, Balkema/Rotterdam/Brookfield (in French).
- [4] EN 1992-1-1. Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Bruxelas, Bélgica, 2010.
- [5] Autodesk, Revit 2023, versão 2023
- [6] Autodesk, Robot 2023, versão 2023
- [7] EN 1998-1-1. Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, Bruxelas, Bélgica, 2010.

Soluções de reforço estrutural para ações verticais e ações sísmicas num edifício de betão armado de médio porte

L. Costa Neves¹ L. Seco² H. Rodrigues³ R. Sousa⁴ J.M. Raposo⁵

RESUMO

O presente artigo descreve a análise e a resolução de danos estruturais detetados durante a construção de um edifício de betão armado de médio porte, constituído por três corpos estruturais, com um piso de cave e sete pisos acima do nível de fundação. Durante a construção, e logo após o início da remoção dos cimbres de escoramento, detetou-se extensa fissuração em algumas vigas, compatível com insuficiente resistência ao esforço transverso. Adicionalmente, a observação da estrutura construída e do projeto de execução levantou sérias dúvidas quanto à capacidade resistente de outros elementos estruturais e quanto à resistência sísmica global, consequência de uma conceção estrutural evidentemente deficiente. Numa primeira fase, procede-se à descrição do edifício e das patologias detetadas. Seguidamente, descreve-se o estudo de quatro vigas que serviam de apoio indireto a outros tantos pilares, extensamente fissuradas, sendo ainda descrita uma solução de reforço por encamisamento de betão armado dessas vigas e de pilares com elas relacionados. Numa terceira etapa, é relatada a análise do projeto de execução do edifício, apontando os principais erros de conceção estrutural e de modelação, e sua correlação com diversas patologias observadas. Foram elaborados e analisados diversos modelos estruturais, realizando análises lineares estáticas para as ações verticais e análises não-lineares estáticas (*pushover*) para avaliar a resistência sísmica da estrutura. Os principais resultados dessas análises são apresentados de forma resumida e apontados os principais erros de conceção estrutural, de modelação e de dimensionamento, bem como ilustradas as suas consequências. Seguidamente, são apresentadas as soluções de reforço implementadas, consistindo no encamisamento de betão armado de diversas vigas e pilares, correção de descontinuidades de pilares em altura, e a introdução de paredes de betão armado para contraventamento sísmico da estrutura. Finalmente, é ilustrada a implementação do projeto de reforço através de imagens ilustrativas das diferentes fases da obra de reforço estrutural.

Palavras-chave: Betão armado; Reforço estrutural; Fissuração; Análise sísmica; Edifício

1. INTRODUÇÃO

O edifício objeto de estudo encontrava-se em fase de construção, com a estrutura de betão armado concluída, e ainda sem elementos não estruturais adicionados, em virtude de a estrutura constituir uma empreitada autónoma. Diversas vigas que constituíam apoios de pilares no teto da cave começaram a evidenciar fissuras severas durante o seu descimbramento. Uma primeira análise sumária revelou, por um lado, que as fissurações visíveis eram muito provavelmente a manifestação de problemas estruturais severos envolvendo a resistência às ações verticais. Por outro lado, a simples análise visual da estrutura

¹ Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra; Struplano Engenharia Lda, Coimbra, Portugal. luis@struplano.pt

² Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal. laurasilvaseco@gmail.com

³ RISCO Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. hrodrigues@ua.pt

⁴ RISCO Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal. romain.sousa@gmail.com

⁵ Struplano Engenharia Lda, Coimbra, Portugal. jmraposo@struplano.pt

evidenciava, pese embora a moderada aceleração sísmica regulamentar para o local da obra, que numa das direções havia manifestamente insuficiente rigidez e resistência face a ações horizontais, já que todos os pilares estavam orientados com a sua maior inércia numa única direção (direção global Y), e também apenas nessa direção (Y) existiam duas paredes resistentes – as paredes laterais dos elevadores. Na direção perpendicular (X) não havia qualquer parede resistente e os pilares eram muito pouco rígidos ($h=0,20m$). Adicionalmente, a descontinuidade em altura de diversos pilares, com o desvio do seu eixo e apoios indiretos em vigas, era outra situação indesejável e reveladora de uma conceção estrutural deficiente no que respeita ao comportamento face a ações sísmicas.

Os estudos efetuados envolveram primeiramente a análise do projeto de execução e do modelo de cálculo desenvolvido pelo projetista. Foi cuidadosamente analisada a zona afetada (fase I) e verificada a falta de resistência às ações verticais, tendo sido determinada a paragem imediata da obra e cimbramento de emergência para que pudesse ser efetuado um projeto de reforço daquela zona (fase II). Enquanto decorriam aqueles trabalhos de reforço, a estrutura foi analisada exaustivamente, incluindo a resistência às ações verticais e uma avaliação de vulnerabilidade sísmica através de uma análise não-linear estática (*pushover*) – fase III. As conclusões levaram à elaboração de um projeto global de reforço para conferir à estrutura adequada resistência às ações verticais e horizontais -fase IV.

2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO E DOS ELEMENTOS DANIFICADOS

2.1 Breve descrição do edifício

O edifício em estudo tem como objetivo uma utilização habitacional com uma planta retangular (67,7m em X e 19,5m em Y). Existe simetria em torno do eixo Y central, com três corpos estruturais separados na direção X: um corpo central com dimensões de $17,25 \times 19,50m^2$ que tem apenas o piso da cave e sua cobertura, e dois corpos laterais simétricos, cada um com dimensão em planta de $26,20 \times 19,52m^2$, e que se desenvolvem em altura com 7 pisos elevados. A Fig. 1 apresenta um corte geral na direção X mostrando a configuração do edifício.

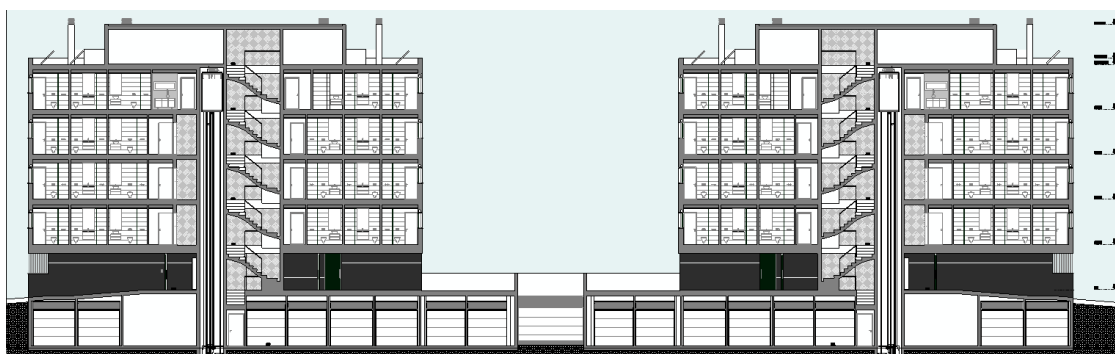


Figura 1. Corte geral global do edifício na direção X.

O edifício foi projetado e construído com uma estrutura de betão armado (betão C30/37 e aço A500), apresentando lajes maciças com 0,20m de espessura com vigas de altura entre 0,45m e 0,60m na direção Y (e também em X na periferia), suportadas por pilares. Cada corpo lateral tem uma caixa de elevador apenas com as duas paredes laterais na direção Y, que são as únicas paredes resistentes acima do piso 0, e onde na direção X não estavam previstas quaisquer paredes resistentes. A cave está envolvida por muros de betão armado com 0,20m de espessura. A fundação direta é materializada por uma laje maciça de ensoleiramento com 0,80m de espessura em todo o desenvolvimento em planta dos corpos estruturais.

2.2 Elementos danificados

Como referido, logo após a construção da estrutura de betão armado, quatro vigas começaram a apresentar fissuração relevante durante o seu descimbramento. A Fig. 2 mostra uma vista geral da estrutura naquela fase e a localização destas vigas, sendo duas em cada um dos corpos laterais.



Figura 2. Planta geral da cave - localização dos pórticos com vigas fissuradas.

As vigas afetadas tinham a dimensão de $0,20 \times 0,60 \text{ m}^2$ e cada uma suportava, para além da laje do piso 0, um pilar (pilares P34B e P34D) nascendo sensivelmente a $1,00 \text{ m}$ de um pilar de apoio da viga (pilares P3B e P3D) e que suporta 6 níveis estruturais acima deste arranque. A Fig. 3, construída a partir do modelo de cálculo original fornecido pelo projetista, 3 ilustra este esquema estrutural.

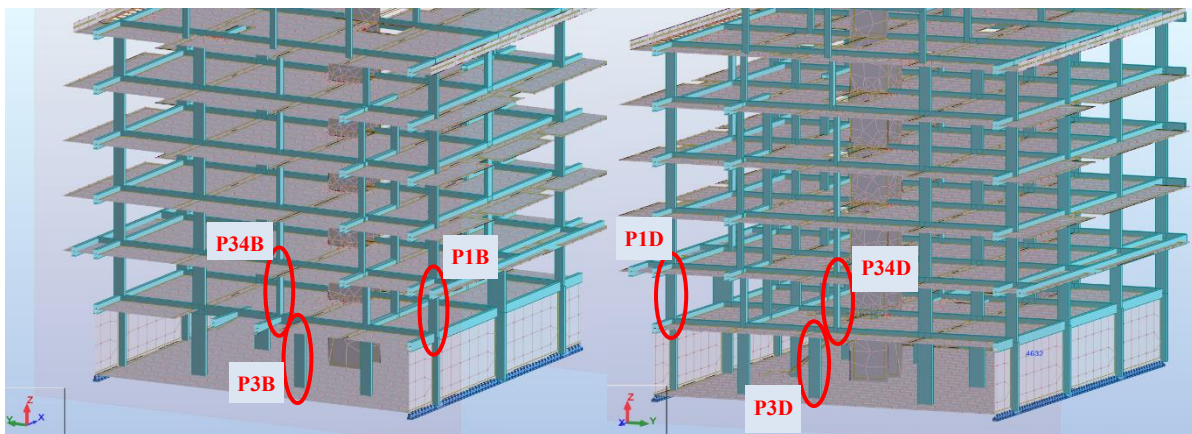


Figura 3. Ilustração dos elementos danificados e elementos envolventes.

2.3 Patologias observadas

A fissuração importante apresentada pelas vigas de apoio, nesta fase em que estava apenas a atuar o peso próprio da estrutura, é ilustrada na Fig. 4, com uma vista geral e detalhes numa das vigas. É de salientar que as fotografias dos detalhes foram tiradas após um primeiro tratamento de superfície com jato de água de alta pressão. A fenda é claramente compatível com rotura por esforço transversal (esmagamento das bielas de betão), como se veio a demonstrar, e propagava-se para a laje adjacente. A carga concentrada do pilar está sensivelmente localizada na seta vertical da primeira figura.

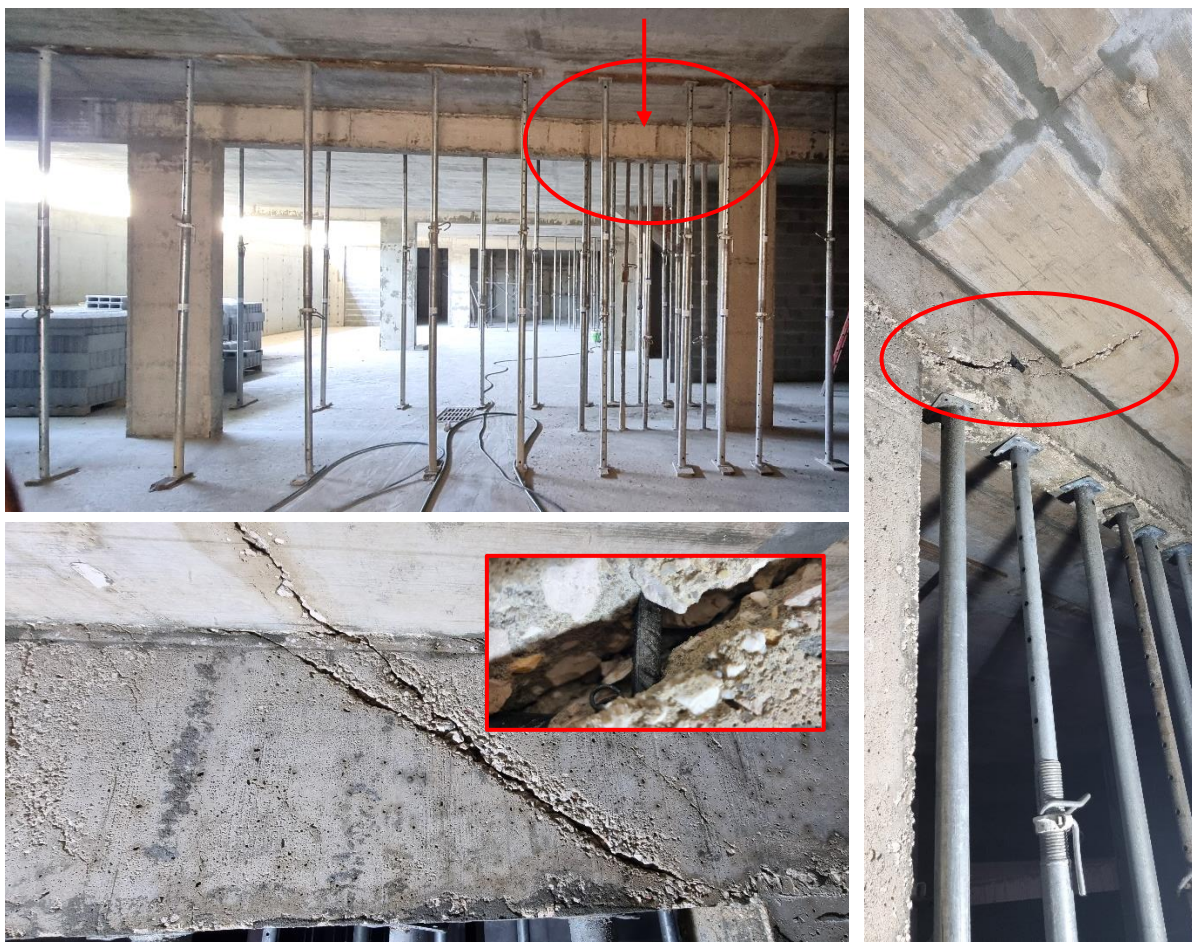


Figura 4. Vista geral de uma das vigas fissuradas e detalhes da fissura.

A observação visual da estrutura permitiu constatar que: os pilares de apoio das vigas tinham seções muito pequenas, apenas $0,20 \times 0,60 \text{ m}^2$ no caso dos pilares P3B e P3D, e $0,20 \times 0,80 \text{ m}^2$ na outra extremidade da viga de apoio; a seção dos pilares apoiados P34B e P34D ($0,20 \times 0,40 \text{ m}^2$), possivelmente era insuficiente; as vigas de suporte dos pilares P34B e P34D tinham uma seção pequena ($0,20 \times 0,60 \text{ m}^2$) para poder suportar a ação vertical que o pilar certamente transmitia, tanto mais que o funcionamento predominante na direção global X das lajes suportadas pelos pilares P34B e P34D, contribuiu para que os pilares apoiados tenham um esforço axial importante e as vigas de apoio sejam bastante esforçadas; a conceção estrutural deste tipo, com apoios indiretos, não é desejável, e desde logo foram levantadas dúvidas acerca da capacidade da estrutura em resistir a ações horizontais, sobretudo na direção X.

3. ANÁLISE DO PROJETO DE EXECUÇÃO: PRINCIPAIS ERROS DE CONCEÇÃO E DE MODELAÇÃO

3.1 Aspetos gerais

O acesso ao modelo de cálculo elaborado pelo projetista com o programa de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* [1] facilitou uma análise exaustiva das causas das patologias, tendo sido encontrados erros de quantificação de ações e de modelação, que se descrevem nos parágrafos seguintes. A habitual análise de projeto, incluindo as premissas de análise e dimensionamento, as ações verticais e horizontais e suas combinações, a análise de esforços e deslocamentos, o dimensionamento estrutural, etc., foram aspetos tidos em conta no estudo. Adicionalmente, foram elaborados dois modelos de cálculo: um modelo corrigido (modelação estrutural e ações) que serviu de suporte às fases II, III e IV para ações verticais, elaborado com o mesmo *software* do modelo original, e um segundo modelo construído com o *software SeismoStruct 2023* [2], usado para avaliar a segurança sísmica da estrutura

com os primeiros reforços (que resultaram na fase II), e da estrutura final, com todos os reforços para ações verticais e paredes de contraventamento adicionadas (fase IV), através de uma análise *pushover*.

3.2 Incorreções de quantificação das ações verticais

Da avaliação às ações verticais permanentes e variáveis aplicadas no modelo e de acordo com a regulamentação em vigor - Eurocódigo 0 NP-EN 1990 [3] e Eurocódigo 1 NP EN 1991 [4], destacam-se algumas incorreções: peso das paredes divisórias de alvenaria com $2,6\text{kN/m}^2$, inferior ao valor adequado, o que viemos a resolver especificando divisórias em elementos leves; peso das paredes das fachadas simulado por cargas nas vigas exteriores entre $0,35$ e $0,62\text{kN/m}$ (25 vezes inferior ao valor correto); ausência de impulsos de terras nos muros da cave, mas que afetava apenas estes elementos; sobrecargas em varandas simuladas com uma carga de 2kN/m^2 , sem considerar os valores aumentados junto aos parapeitos.

3.3 Incorreções de quantificação da ação sísmica

De entre as diversas incorreções detetadas na quantificação e na modelação da ação sísmica, destacam-se: o estudo geotécnico aconselhava adotar um terreno tipo C, (e referido na memória de cálculo), mas no modelo o espectro adotado correspondia a um terreno do tipo A, conduzindo a uma menor aceleração; não foi considerada qualquer outra massa para além do peso próprio; a memória descritiva referia a adoção de um coeficiente de comportamento $q=1,50$, mas na realidade o que foi considerado no modelo foi um coeficiente de comportamento $q=3,50$ não existindo no projeto qualquer disposição construtiva que dotasse a estrutura da necessária ductilidade, como a densificação de cintas em pilares e vigas [6].

Estas incorreções de quantificação de ações não justificam os problemas detetados na obra, tanto mais que na estrutura estava a atuar apenas o peso próprio. De facto, um exercício simples que consistiu na estimativa manual através de processos simplificados do esforço axial nos pilares assinalados na Fig. 3 com as ações consideradas no projeto e as ações corretas, demonstrou que a insuficiente quantificação das ações verticais conduziria a uma subestimação do esforço axial nos pilares de até 7%. Esta conclusão apontava desde logo para problemas na modelação estrutural.

Ainda de referir que a ação do vento não foi considerada, o que não é neste caso muito relevante, e que as combinações relativas aos ELS não estavam bem construídas.

3.4 Incorreções de modelação estrutural

A estimativa manual dos esforços nos pilares assinalados na Fig. 3 através de métodos simplificados e a sua comparação com os resultados do modelo original apresenta-se no Quadro 1. Conclui-se, nomeadamente, que o esforço axial no pilar de suporte P3B estimado manualmente é uma compressão de 1839 kN , enquanto o modelo de cálculo conduz a uma tração de $14,70\text{ kN}$ (desvio de mais de 12000%); para um dos pilares apoiados na viga fissurada (P34B) a diferença entre o valor estimado manualmente ($1560,70\text{ kN}$) e o valor obtido do modelo ($164,70\text{ kN}$) mostra que no projeto este valor foi subestimado em 848%. Estes resultados indiciam que terá de haver problemas de modelação estrutural.

Quadro 1. Esforços axiais nos pilares: valores estimados e obtidos do modelo de cálculo original.

Pilar e piso	N_{ED} estimado	N_{ED} estimado	N_{ED} projeto	Variação [%]
	RCP Projeto [kN]	RCP corrigido [kN]		
P1B teto piso 0	1717,20	1839,50	2514,37	+31,70
P1D teto piso 0	1717,20	1839,50	2973,61	+42,30
P34B teto piso 0	1560,70	1654,80	164,70	-847,60
P34D teto piso 0	1560,70	1654,80	905,01	-72,50
P3B teto cave	1839,00	1958,60	-14,70	-12610
P3D teto cave	1839,00	1958,60	1036,40	-77,40

Adicionalmente a algumas questões de modelação que, apesar de relevantes, não justificam tamanhas diferenças, como a densidade insuficiente da malha ou incorreções de modelação localizadas, foram detetados dois problemas graves de modelação que são seguidamente referidos:

3.4.1 Incorreta modelação da fundação

A modelação da laje de fundação (espessura de 0,80m) é inadequada: ao invés de simular o apoio do solo por meio de molas de compressão com rigidez apropriada, foram colocados apoios rígidos (com liberdade de rotação) e apenas no alinhamento do contorno dos muros da cave, paredes de elevadores e arranques de escadas, estando a restante área da laje de fundação sem apoio vertical (Fig. 5). Para além do dimensionamento da laje de ensoleiramento e a verificação das pressões obtidas na fundação terem sido avaliadas de forma incorreta, este erro tem uma implicação sobre os esforços dos pilares e das vigas dos pisos. De facto, a flexibilidade da laje faz com que os esforços nos pilares interiores sejam subestimados (assim como os momentos negativos nas vigas sobre esses pilares) e que sejam sobreavaliados os esforços axiais nos pilares periféricos, em linha com os resultados do Quadro 1.

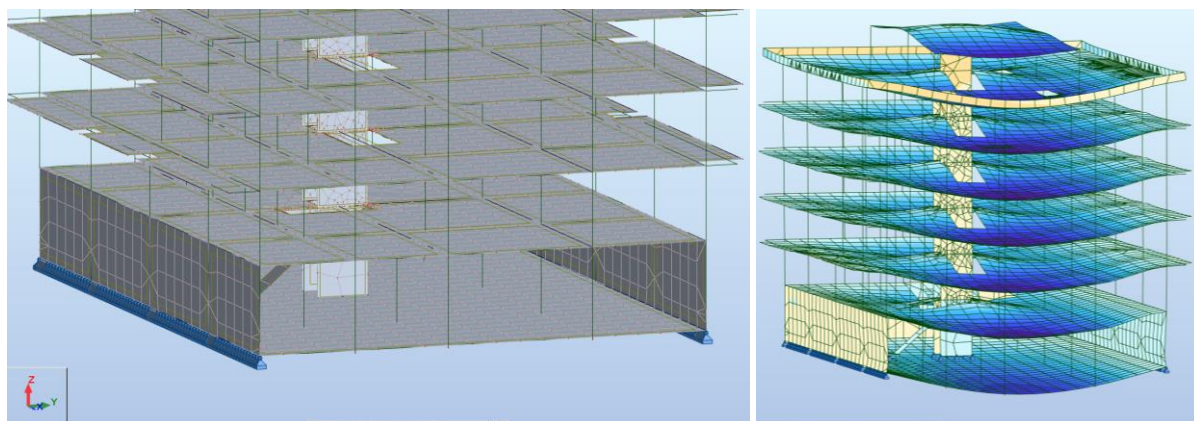


Figura 5. Erro de modelação da laje de fundação –vista lateral e deslocamentos no modelo original (ELS).

3.4.2 Desconexão na malha de elementos finitos

A análise do Quadro 1 mostra que o pilar P3B que suporta as vigas fissuradas apresentava tração, o que é impossível. Analisando a configuração deformada para ações verticais, constatou-se que estes pilares não estão ligados à malha de elementos finitos da laje de fundação. Desta forma, os pilares ao invés de apoiar as vigas fissuradas, penduram-se nessa viga que deveria apoiar, originando aqueles esforços de tração. Por seu lado, as vigas, não tendo aquele apoio, também não apresentam os esforços corretos, e os esforços de facto aplicados estão a colocá-la numa situação de rotura iminente – Fig. 6 e Fig. 4.

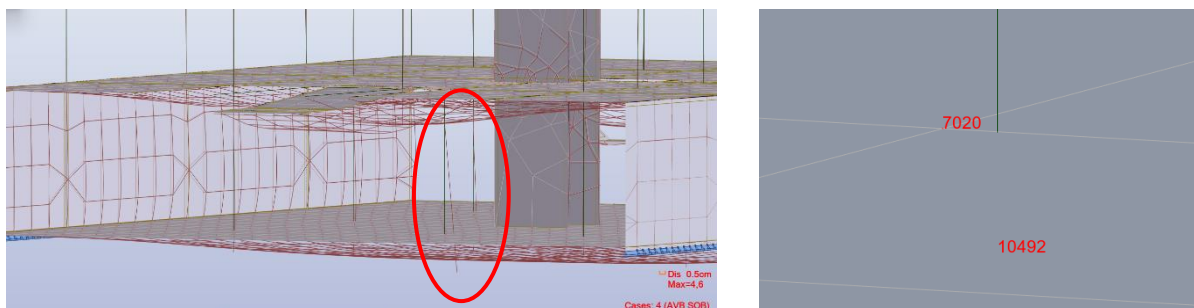


Figura 6. Erro de discretização na laje de fundação.

3.5 Erros de dimensionamento e aferição do nível de segurança para ações verticais

Adicionalmente, detetaram-se erros de dimensionamento e ficou inequivocamente demonstrado que havia elementos que não cumpriam verificações do ELU [5], sendo que alguns deles se demonstrava ainda colapsarem apenas para o peso próprio, explicando as patologias observadas.

4. REFORÇO ESTRUTURAL

4.1 Aspetos gerais e procedimento – modelo corrigido

O modelo corrigido [1] no que respeita à modelação e às ações serviu, em primeiro lugar, à análise das partes afetadas e à elaboração de um projeto de reforço limitado às zonas afetadas (fase II), permitindo que os trabalhos se iniciassem, enquanto a estrutura era analisada na sua globalidade e elaborávamos um projeto de reforço global contemplando a resistência às ações verticais e às ações horizontais. A Fig. 7 exemplifica as diferenças entre esforços de projeto e esforços corretos (transverso e momento positivo) na viga colapsada da Fig. 3 esquerda. Esta análise foi repetida para todos os elementos da estrutura, permitindo identificar os elementos a reforçar.

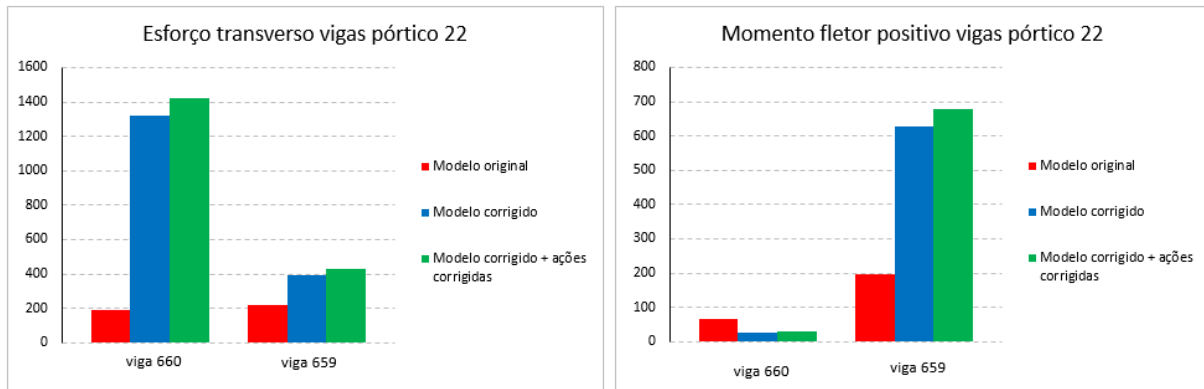


Figura 7. Comparação entre esforços de projeto e esforços corrigidos para um dos alinhamentos colapsados.

4.2 Reforço dos elementos afetados - Fase II

A fase II da intervenção consistiu no projeto e execução do reforço das vigas afetadas, seus pilares de apoio e primeiro tramo dos pilares nelas apoiados (P34B e P34D). A técnica de reforço consistiu no encamisamento por betão [8], [9], tendo as superfícies dos elementos originais sido previamente preparadas por jato de água de elevada pressão e colocados conectores (varões de betão armado) fixados com resina epóxi da HILTI HIT-RE-500, que nos pilares eram os próprios varões de cintagem dos varões longitudinais, assegurando assim a ausência de escorregamento na interface [10], [11]. O monolitismo entre a seção original e reforçada foi avaliado caso a caso, dependendo das características da seção original e reforçada [9] e do processo construtivo, já que os danos das vigas com patologia aparente eram tão severos que se optou por demolir a zona afetada e refazer totalmente a zona com betão novo. O betão de reforço é da classe C35/45 com as características de trabalhabilidade adequadas.

4.3 Avaliação global da estrutura – Fase III

A estrutura global foi avaliada com os reforços introduzidos na fase II para as ações regulamentares verticais e sísmica. A avaliação da vulnerabilidade sísmica foi realizada recorrendo à metodologia estabelecida na NP EN 1998-3 (2017) [7] considerando uma análise não-linear estática, verificação da resistência ao corte e da rotação da corda de todos os elementos estruturais horizontais e verticais para o estado limite de danos severos. Foram realizadas análises estáticas não-lineares (*pushover*), onde foram aplicadas cargas horizontais monotónicas crescentes para a avaliação do desempenho estrutural do edifício. Foram consideradas duas distribuições de carga: uniforme, com forças horizontais proporcionais à massa; distribuição modal, com forças horizontais distribuídas proporcionais ao primeiro modo na direção considerada, utilizando as propriedades elásticas da estrutura.

Das análises *pushover* resulta uma curva de capacidade que estabelece a relação entre o corte na base e o deslocamento horizontal medido no topo da estrutura, e determinado o deslocamento alvo (DA) de acordo com o método N2 indicado em [6], que corresponde à exigência sísmica determinada a partir do espectro de resposta elástico para as condições indicadas anteriormente. A Fig. 8 ilustra o resultado de

duas das análises realizadas, representando as curvas de capacidade e deformação do edifício segundo a direção X (distribuição modal) com as deformadas correspondentes à capacidade máxima global. Estão assinalados a vermelho os elementos que atingem a rotura por flexão e a verde aqueles que atingem a rotura por corte, ilustrando a sua insuficiência de resistência para as ações sísmicas regulamentares.

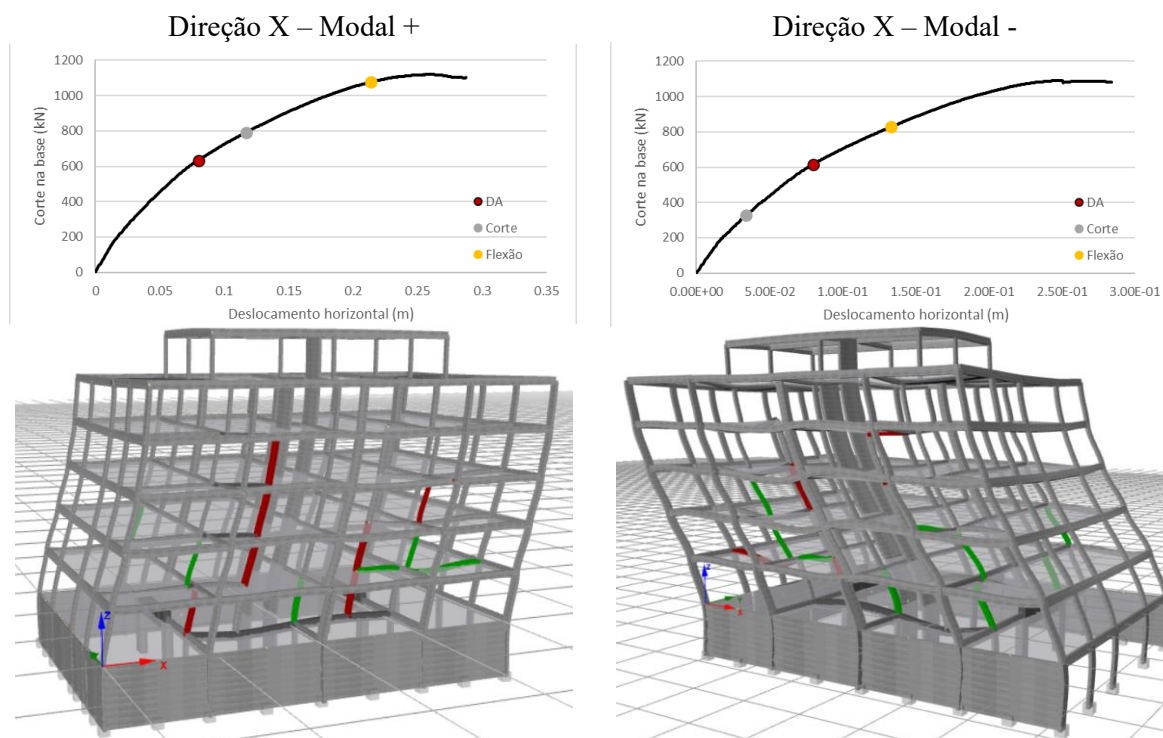
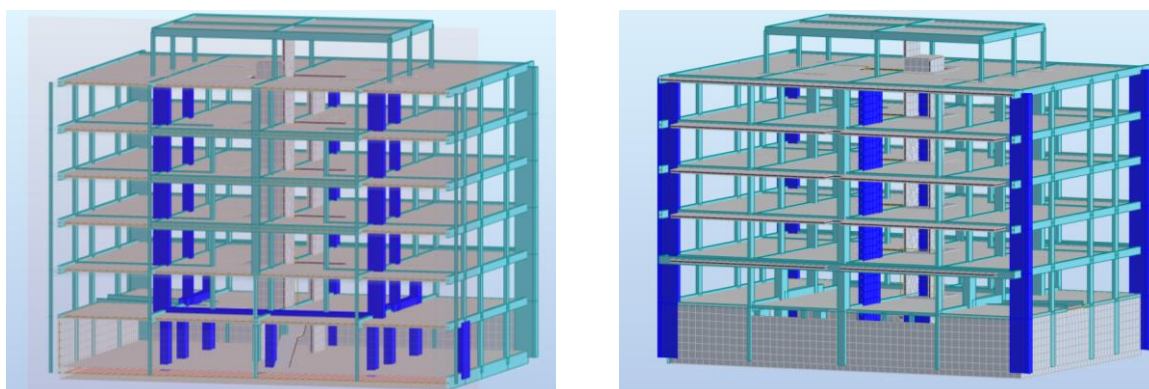


Figura 8. Curvas de capacidade e deformação do edifício segundo a direção X (dist. modal) correspondente à capacidade máxima global.

4.4 Reforço global da estrutura – Fase IV

Tendo a fase III concluído pela insuficiente resistência da globalidade do edifício sob ações verticais e sísmica, procedeu-se ao reforço de elementos suplementares (vigas e pilares) cuja capacidade resistente era insuficiente para resistir às ações verticais (Fig. 9a), usando a mesma técnica de reforço que na fase II. Complementarmente, foram introduzidas paredes de betão armado de contraventamento nas duas direções (X e Y) – Fig. 9b compatíveis com a arquitetura. Foram ainda colocados capiteis em zonas específicas das lajes, onde não havia suficiente resistência ao esforço transversal. A análise da estrutura reforçada demonstrou a sua segurança. Para a ação sísmica verificou-se que em todos os casos o deslocamento alvo (DA) ocorre antes de se verificarem mecanismos de rotura por corte ou flexão.

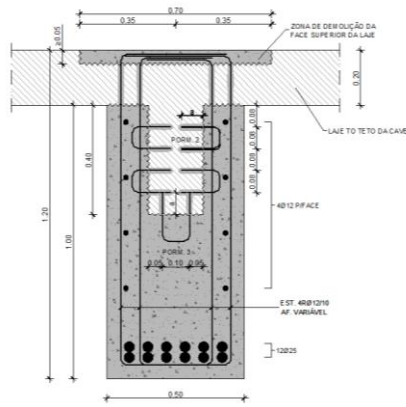


a) Elementos reforçados – ações verticais

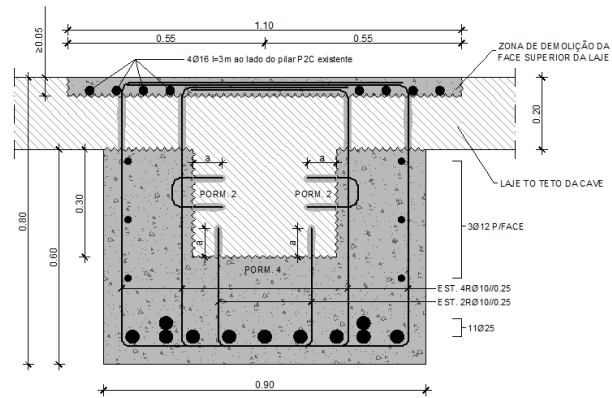
b) Elementos adicionados – ações horizontais

Figura 9. Identificação de vigas e pilares reforçados e adição de elementos de contraventamento.

4.3 Execução do reforço



a) Reforço das vigas danificadas (em Y)



b) Reforço de outras vigas da estrutura (em X)



c) aspetos da execução do reforço das vigas

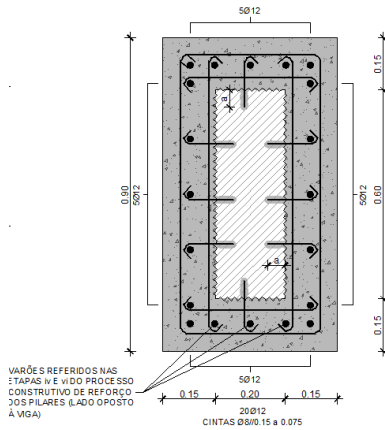


d) idem

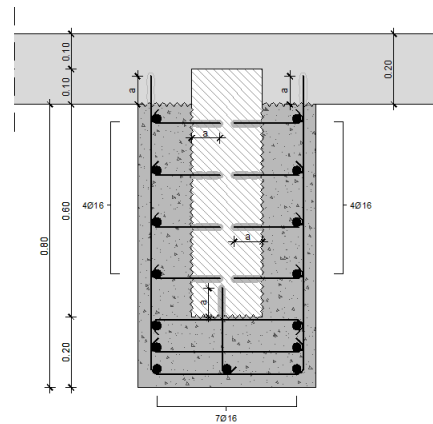


e) imagem de viga e pilares de apoio após reforço

Figura 10. Reforço das vigas por encamisamento de betão.



a) Reforço pilares P3B/D - encasamento total



b) Reforço de pilar por encasamento de 3 lados



c) d) execução do encasamento de pilares



e) execução de parede



f) parede interior e capitel adicionados

Figura 11. Reforço dos pilares por encasamento de betão e adição de paredes.

A execução dos reforços por encamisamento [8], [9] de betão é ilustrada na Fig. 10a para as vigas do teto da cave comprometidas (vigas em Y na Fig 9a), a na Fig. 10b para outras vigas reforçadas (vigas em X na Fig. 9a). A Fig. 11a-d ilustra a geometria dos reforços em pilares, e a Fig. 11e-f a adição de elementos estruturais. É de referir ainda que a análise na fase III permitiu identificar outras vigas em X cuja resistência à flexão e ao esforço transversal era insuficiente, situação causada sobretudo pelo desaprumo em altura de pilares, cujo eixo era deslocado na direção X para um e outro lado, no piso 1 e no piso 4. A resolução deste problema não passou pelo reforço das vigas mas sim pelo reforço desses pilares, cuja seção reforçada, muito maior do que as seções originais, passou a ser uma envolvente da projeção em planta das posições que o pilar assumia ao longo da altura do edifício.

CONCLUSÕES

Foi apresentada a intervenção num edifício que após a conclusão da estrutura apresentou patologias estruturais severas em diversas vigas. Foi descrito o estudo para aferir as suas causas, concluindo-se que houve erros de projeto (conceção, modelação e dimensionamento) que afetavam aquelas vigas e outros elementos estruturais e comprometiam a resistência a ações verticais e ao sismo. A elaboração de dois modelos e a realização de análises estáticas lineares e não-lineares (*pushover*) culminou com a conceção e dimensionamento de reforços por encamisamento de betão e adição de paredes de contraventamento, dotando a estrutura do nível desejado de segurança. Finalmente, salienta-se a fundamental importância de uma adequada conceção estrutural assegurando sempre que possível a transmissão direta de cargas, regularidade em planta e altura, e disposição de sistemas eficazes de resistência às ações horizontais. Ficou também evidenciada a relevância de uma observação crítica dos resultados da análise, usando a experiência do projetista e modelos de aferição independentes do modelo computacional principal.

REFERÊNCIAS

- [1] Autodesk Robot Structural Analysis Professional (2023). *Autodesk*.
- [2] SeismoStruct 2023. Seismosoft – Earthquake engineering software solutions (2023).
- [3] EC0 (2010). Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas. NP EN 1990, CEN
- [4] EC1-1 (2010). Eurocódigo 1: Parte 1-1 Ações em estruturas, ações gerais. NP EN 1991, CEN
- [5] EC2-1 (2010). Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de betão. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. NP EN 1992-1-1, CEN
- [6] EC8-1 (2010). Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. NP EN 1998-1, CEN
- [7] EC8-3 (2010). Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios. Brussels: NP EN 1983-3, CEN.
- [8] Gomes, A. e Appleton, J. (1997). Reforço de estruturas de betão armado por encamisamento das secções. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE)*, n. 42, pp. 7-9.
- [9] Henriques, A. (2018). Reforço de pilares de betão armado por encamisamento de betão armado – recomendações de apoio ao projeto. Instituto Superior Técnico, Tese de Mestrado.
- [10] Raposo, JMC. (2021). Contributo para o estudo da resistência ao corte longitudinal da interface entre camadas de betão de diferentes idades. Instituto Superior Técnico, Tese de Doutoramento.
- [11] Gohnert, M. (2003). Horizontal shear transfer across a roughened surface. *Cement and Concrete Composites*, Elsevier, Vol. 25, Nº 3, pp. 379-385.
- [12] Massone, L., Correa, A. (2020). Behavior of concrete columns under biaxial shear forces based on ACI 318. *Engineering Structures* 219, 110731. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110731>

Evaluation of the behaviour of onshore wind turbines with gaps in the tower/foundation connection

M. Sobrinho¹

M. Pimentel²

F. Magalhães³

ABSTRACT

This paper investigates the challenges associated with extending the lifetime of existing onshore wind turbine foundations, particularly focusing on turbines with steel towers directly embedded in concrete foundations. Observations suggest that relative movements between the tower and concrete foundation, due to gaps between the embedded steel flange and surrounding concrete, induce nonlinear rotational stiffness at the tower base. This phenomenon has unclear implications for the structural behaviour of both the turbine and foundation, posing significant maintenance and safety challenges as these structures age.

A detailed numerical analysis was conducted to examine the impacts of gap geometry and concrete friction on the moment/rotation behaviour at the tower base. The analysis revealed that this behaviour is both nonlinear and hysteretic. Understanding these effects is critical for developing strategies to extend the service life of these foundations and ensure the structural integrity of the turbines.

A simplified nonlinear kinematic hardening model was developed to represent the observed nonlinear behaviour in the context of full-scale finite element analyses. This model captures the essential features of the moment/rotation relationship, including its hysteresis, and was integrated into the overall wind turbine model. This integration allows for more accurate simulations of the turbine response under various conditions.

The developed wind turbine model was used to simulate an emergency shutdown and compare the findings with measurements acquired in an experimental campaign. Further simulations covering additional operational scenarios, including more emergency shutdowns and turbine start-ups, are planned. These simulations aim to assess the impact of nonlinear dynamic behaviour on the turbine's overall performance and longevity. The expectation is that these findings will provide valuable insights into the critical importance of incorporating nonlinear rotational stiffness in both the design and maintenance stages of wind turbine operation.

Keywords: Wind turbine foundations, Nonlinear rotational stiffness, Numerical analysis, Kinematic hardening model, Structural integrity.

1 INTRODUCTION

During the operation of wind turbines, under regular inspections, unexpected issues in the concrete pedestal have been identified over the past years. The most common ones are cracks developed in the

¹ CONSTRUCT-LABEST, Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, Portugal. mario.sobrinho@fe.up.pt

² Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, Portugal. mjsp@reit.up.pt

³ Faculty of Engineering, University of Porto, Porto, Portugal. filipema@fe.up.pt

pedestal, concrete spalling and unexpected relative vertical movement between the tower and the foundation. Fig. 1 shows one example of spalling in the concrete pedestal.



Figure 1. Concrete spalling at the interface between the steel tower and concrete pedestal.

These issues occur in onshore wind turbines where the connection between the steel tower and the concrete foundation is established using the tower foundation section (TFS) solution, shown in Fig. 2. The TFS represents the initial segment of the tower that is embedded within the concrete. Its height typically ranges from 1.5 m to 2 m, depending on the manufacturer specifications and on the hub height of the wind turbine.



Figure 2. Connection between steel tower and concrete foundation using the TFS solution: (a) schematic drawing (b) onsite installation.

This relative movement may be explained by the existence of gaps developing between the embedded steel T-flange and the surrounding concrete. These gaps, schematically represented in Fig. 3, can be attributed to the air entrapped under the steel flange during the casting/concrete vibration procedures. These regions of porous concrete are also more prone to degradation under cyclic loading effects, thereby increasing these gaps.

The larger the gaps, the larger the relative movements between the TFS of the steel tower and the surrounding concrete. This may have a significant impact on the operation of the wind turbine generator due to:

- Modified dynamic behaviour of the wind turbine system impacting the control algorithms of the wind turbine;
- Increased displacements and acceleration amplitudes at the rotor impacting the operation of the generator;

- In extreme situations, damage of the concrete in contact with the TFS is observed, mostly spalling caused by the upward frictional forces (see Fig. 1).
- Whenever water infiltrates through the interface between the TFS and the surrounding concrete, the relative movements generate pumping pressures which further accelerate the degradation of the concrete.

It is also unclear if there are any impacts on the fatigue lifetime reduction both in the tower or in the steel flange and the bottom of the TFS. All this justifies detailed research on this problem.

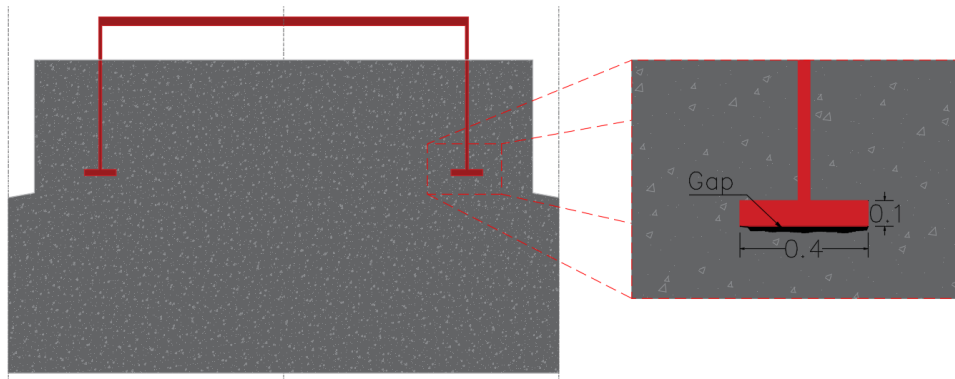
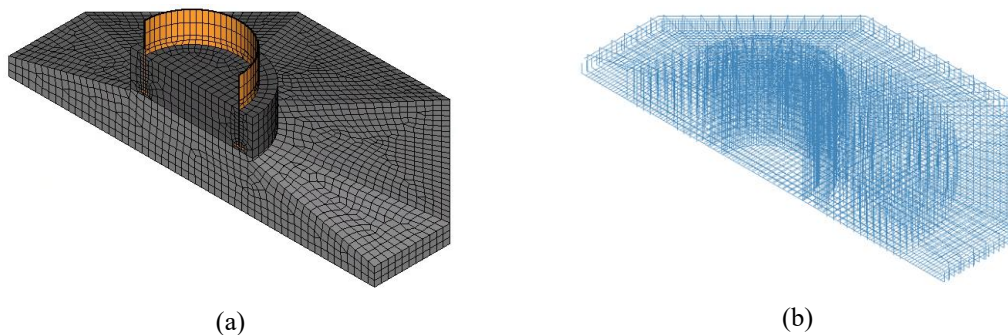


Figure 3. Detail of the gap location beneath the TFS flange.

2 WIND TURBINE FOUNDATION MODELLING

2.1 General

A particular wind turbine foundation was modelled in detail in the finite element code DIANA FEA 10.4 [1], as represented in Fig. 4. The concrete footing and the base of the steel tower were discretized using eight-node isoparametric solid brick element with a $2 \times 2 \times 2$ Gaussian integration scheme. All the reinforcement bars were modelled explicitly using an embedded formulation in which the nodal displacements of the two-node bar elements are determined from the nodal displacements of the embedding concrete elements via the interpolation functions. This means that bond-slip was not explicitly considered for the reinforcement, except for the ones that crosses the holes of the TFS, as schematically represented in Fig. 4 (d). In this case, bond-slip is considered to properly simulate the effect of the pull-out forces, since this particular type of foundation is highly dependent on the interaction between concrete and reinforcing steel.



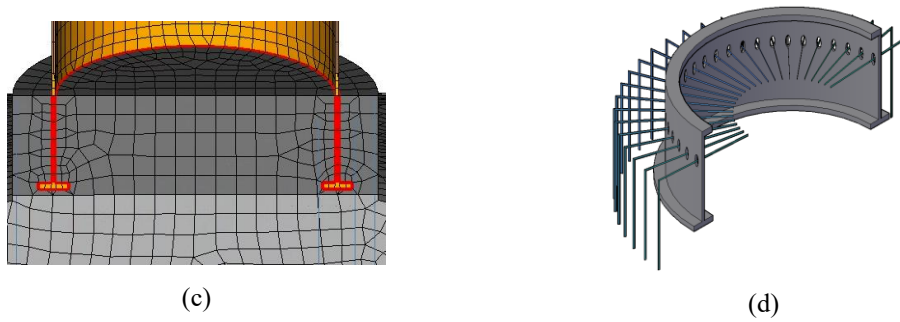


Figure 4. TFS foundation: (a) concrete and TFS finite element mesh; (b) reinforcement finite element mesh; (c) interfaces between concrete and steel tower highlighted in red line; (d) radial reinforcement crossing the holes in the TFS.

2.2 Geometry

The modelled foundation has octagonal shape with 16.5 m longest diagonal and 3.89 m height at the foundation core, resulting in 372 m³ of concrete and 36 tons of steel, connected with the tower through the TFS embedded in the concrete.

2.3 Material properties

Previous studies conducted under this research, for this wind turbine and foundation, have demonstrated that the stresses induced to the concrete and reinforcement, even during emergency shutdowns, remain within the elastic range. Accordingly, the behaviour of the concrete and reinforcement during the simulations were assumed to be linear elastic with the concrete having a Young's modulus of 33 GPa and Poisson ratio of 0.2 and the rebars with a Young's modulus of 200 GPa and a Poisson ratio of 0.25. The nonlinearities in the model were introduced by incorporating multiple interfaces that simulate the following connections: the interface between the underlying soil and the concrete slab, the vertical interfaces between the TFS and the concrete, and the horizontal interfaces between the T-flange and the surrounding concrete. The last interface was further divided into two to account for the absence or presence of gaps.

In the radial reinforcement that crosses the TFS, the bond-slip relation defined in the MC 2010 [2] was adopted, to proper represent the displacements of the concrete between both sides of the TFS. The soil beneath the slab concrete is represented by no-tension interface elements distributed along the bottom slab area, thereby allowing for the detachment at the interface. Compressive stiffness of the interface elements representing the soil was computed considering the properties of a homogeneous soil with linear behaviour and following the recommendations of DNV/RISO [3]. Mohr-Coulomb criteria was adopted to model the interface slip failure behaviour. For the present work, the properties of a rocky foundation were assumed, typical found on many wind farms in Portugal located in mountain regions, with a Young's modulus of 1 GPa and a friction angle of 42°.

The contact between steel (TFS) and concrete was modelled using interface elements with 8 nodes (4 on each face) with the 2x2 Newton-Cotes integration scheme. Mohr-Coulomb criteria was adopted to model the slip interface failure behaviour. The stiffness of the interface must be sufficiently high to minimize the unrealistic elastic interface displacements, but not too high to cause numerical instabilities. Table 1 provides the optimal linear elastic compressive stiffness, for normal and tangential planes, and failure properties considered in the simulation of the interface between steel and concrete. Interface elements with identical elastic properties were used to simulate the gap. These elements were positioned in a horizontal plane located on the top surface of the T-flange, as shown in Fig. 5.

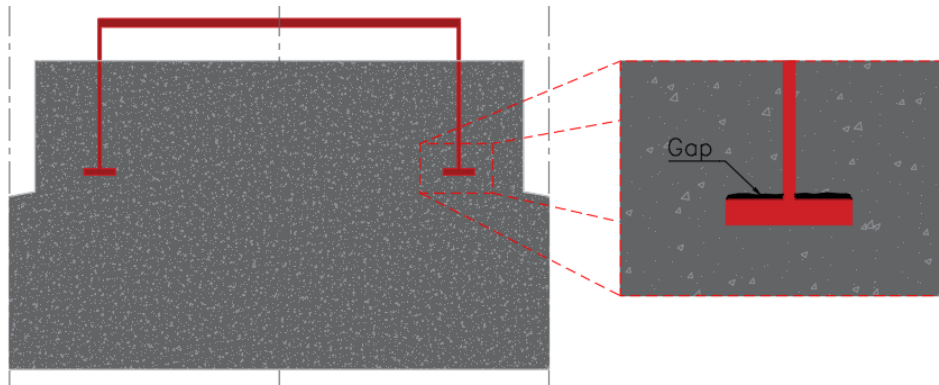


Figure 5. Schematic location of the gap adopted in the FEM.

A bilinear law was employed to represent the effect of the gap, relating the normal relative displacement of the element to the normal stress. Null tensile strength was assumed, with the shear being also null when detachment occurs. Fig. 6 compares the bilinear laws for both the interface without a gap and the interface with a gap of 1 mm.

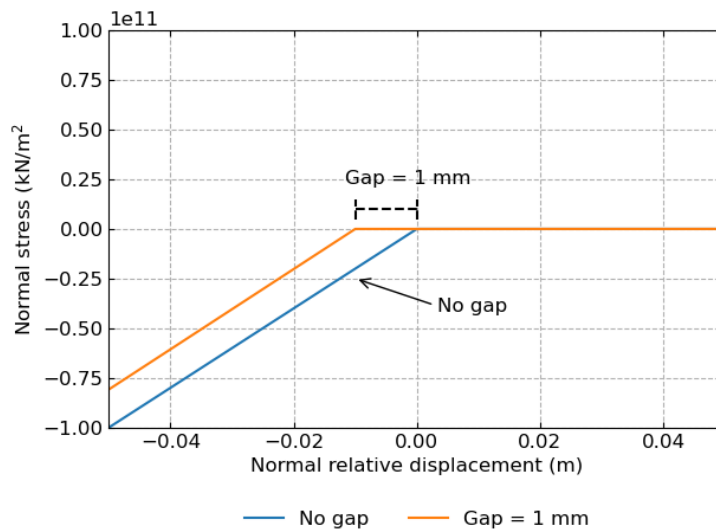


Figure 6. Relationship between normal displacement and normal stress used to represent the gap.

A comprehensive parametric study was conducted to investigate the influence of the interface properties between the TFS and the surrounding concrete on the wind turbine foundation behaviour. The study systematically varied three key parameters: gap thickness, friction coefficient, and cohesion. The parameters adopted in the numerical simulations are presented in Table 1.

Table 1. Properties of the horizontal and vertical interface between steel and concrete.

	Normal stiffness, k_n (kN/m^3)	Tangential stiffness, k_t (kN/m^3)	Gap thickness (mm)	Friction angle ($^\circ$)	Cohesion (kPa)
Scenario 1	2x10 ¹²	2x10 ⁸	0, 1 and 3	0	0
Scenario 2			1	0, 30 and 45	0
Scenario 3			1	30	0, 40 and 80

2.4 Loads

The design loads of the wind turbine foundation are supplied by the wind turbine manufacturer as stress resultants, located at the tower base.

The different sets of loads are added to the numerical model as linear distributed forces along the circumference defined by the mean diameter of the tower bottom section, acting at the elements that represent the tower bottom section. The self-weight of the reinforced concrete and soil are automatically evaluated by the software, considering the geometry and unit-weight of the materials.

2.5 Results

In the following sections, the results of the parametric study are presented along with the comparison with experimental data. The effect of the gap in the interface will be compared through the evaluation of the rotation of the tower bottom section, considering cyclic loading. The parametric study includes the effect of the friction angle and the cohesion in the rotation of the tower bottom section.

2.5.1 Moment-rotation curves

One effective method for evaluating the effect of gaps on the static and dynamic behaviour of wind turbines is to determine the moment-rotation curves at the tower base section. This can be achieved by introducing gaps into the numerical models and observing the response (Fig. 7). By analysing the resulting data, it is possible to gain insights into how changes in gap properties impact the stiffness of the tower.

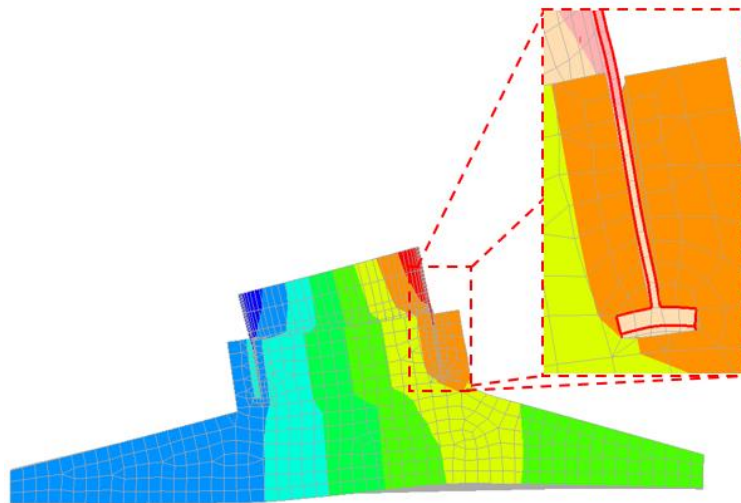


Figure 7. Deformed shapes highlighting the detachment between concrete and steel parts.

To thoroughly assess the impact of the gap and comprehend the role of the friction angle and cohesion in the results, a parametric study was conducted, with the results presented from Fig. 8 to 10. Initially, the gap thickness was varied while maintaining the friction angle and cohesion constant. In the next step of the parametric study, the gap was kept constant along with the cohesion, while the friction angle was varied. Finally, both the gap and friction angle were held constant while the cohesion was changed.

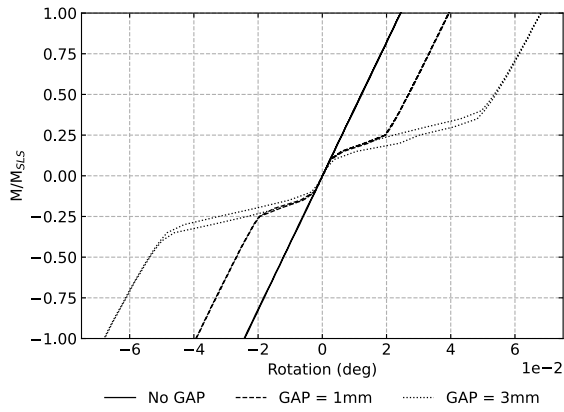


Figure 8. Moment-rotation curve of the tower bottom section with varying gap thickness, assuming frictionless and cohesionless interface.

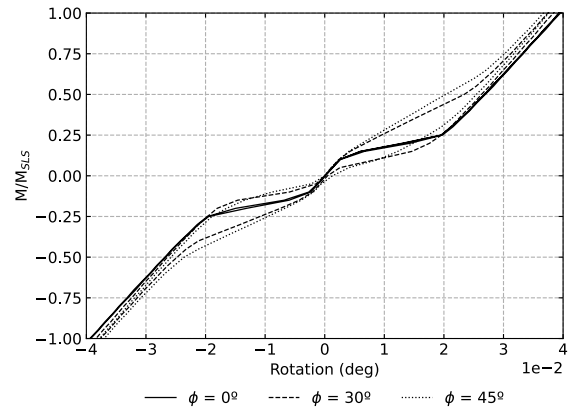


Figure 9. Moment-rotation curve of the tower bottom section with varying friction angle, assuming cohesionless interface and gap thickness of 1 mm.

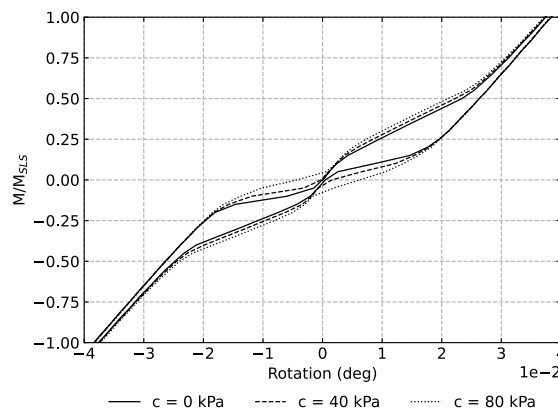


Figure 10. Moment-rotation curve of the tower bottom section with varying cohesion, assuming friction angle of 30° and gap thickness of 1 mm.

The influence of the interface between the TFS and the surrounding concrete is clearly visible in the moment-rotation curves, with a substantial increase in the tower base section rotation for scenarios involving gaps, as illustrated in Fig. 8. The inclusion of gaps shows an increase in the tower base section rotation, reaching a factor of 5 for the scenario with a gap thickness of 3 mm. Up to a load factor of $0.1M/M_{SLS}$, the rotation remains linear and equal across all the simulations. After $0.1M/M_{SLS}$, there is a sudden increase in the rotation of the tower bottom section in the simulations with gaps. This observation is explained by the sudden decrease in the rotational stiffness since, after $0.1M/M_{SLS}$, the self-weight of the wind turbine is overcome, causing the detachment of the T-flange from the concrete. Once the gap thickness is overcome, the system recovers the initial stiffness. This effect is evident in Fig. 8, where the linear curves are approximately parallel to the curve without gap once the gap is closed. Without friction between the TFS and the surrounding concrete, the relationship between rotation and bending moment remains unchanged upon load removal, regardless of whether or not gaps exist between the TFS and the surrounding concrete. Additionally, the same plot demonstrates that the gap thickness does not influence the load path behaviour under the load-unload cycle.

The effect of the friction between the TFS and the surrounding concrete in the rotation behaviour is illustrated in Fig. 9, considering a cohesionless interface with a constant gap thickness of 1 mm. A comparative analysis is conducted among three scenarios: (a) frictionless interface; (b) friction angle equal to 30°; (c) friction angle equal to 45°. Results indicate that friction mitigates sudden loss of stiffness associated with gaps. Additionally, when compared with the simulation without the friction effect, the friction is responsible for delaying the gap closure to higher load levels. The observations also indicate that when friction is incorporated into the model, a hysteretic behaviour is particularly noticeable when the gap is open.

The effect of the cohesion between the TFS and the surrounding concrete in the rotation behaviour is shown in Fig. 10, considering a friction angle of 30° and a constant gap thickness of 1mm. A comparison is made between: (a) no cohesion; (b) cohesion equal to 40 kPa; (c) cohesion equal to 80 kPa. The hysteresis becomes more pronounced with increasing cohesion.

3 WIND TURBINE MODELLING

In this work, the overall wind turbine is modelled using the commercial software Ashes: **aero-servo-hydro-elastic simulation** [4]. Ashes employs the finite element method (FEM) alongside a co-rotational formulation of beam elements to accurately determine the dynamic response of structures. For a more detailed description, refer to the technical specifications of Ashes [5].

The numerical results are then compared with the data from an experimental campaign conducted on a 2.5 MW wind turbine located in Portugal. The wind turbine has a rotor diameter of 88 m and a hub height of 85 m.

During a forced shutdown event, the vertical displacement of the tower bottom section was recorded using a dedicated measurement system comprising 4 displacement sensors connected to a datalogger. These displacement sensors measure the relative movement between the tower and the concrete pedestal in diametral opposed locations. The bending moment was determined based on the recorded deformation of one cross-section of the steel tower equipped with four linear electrical strain gauges.

3.1 Wind turbine foundation interface

The effect of the foundation on the wind turbine behaviour is incorporated into the global wind turbine model by defining a nonlinear hysteretic law that relates the bending moment with the rotation at the tower base. That relationship, schematically represented in Fig. 11, exhibits similarities with the kinematic hardening model that characterises the behaviour of certain materials like steel or aluminium alloys [6].

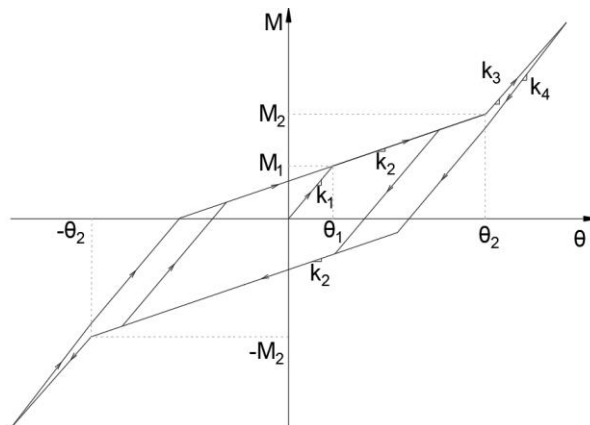


Figure 11. Simplified model that represents the behaviour of the foundation system under cyclic loading.

A user-supplied subroutine was implemented in the software Ashes in order to model the behaviour depicted in Fig. 11. The Newton-Raphson iterative method is employed in the incremental formulation to find the equilibrium solution. The details of a similar the algorithm can be found in [6].

3.2 Results

Fig. 12 presents the results already obtained in a preliminary numerical simulation of a specific shutdown event, illustrating the bending moment at the tower base and the relative rotation between the tower base and the concrete foundation. The plots also compare these results with the experimental data.

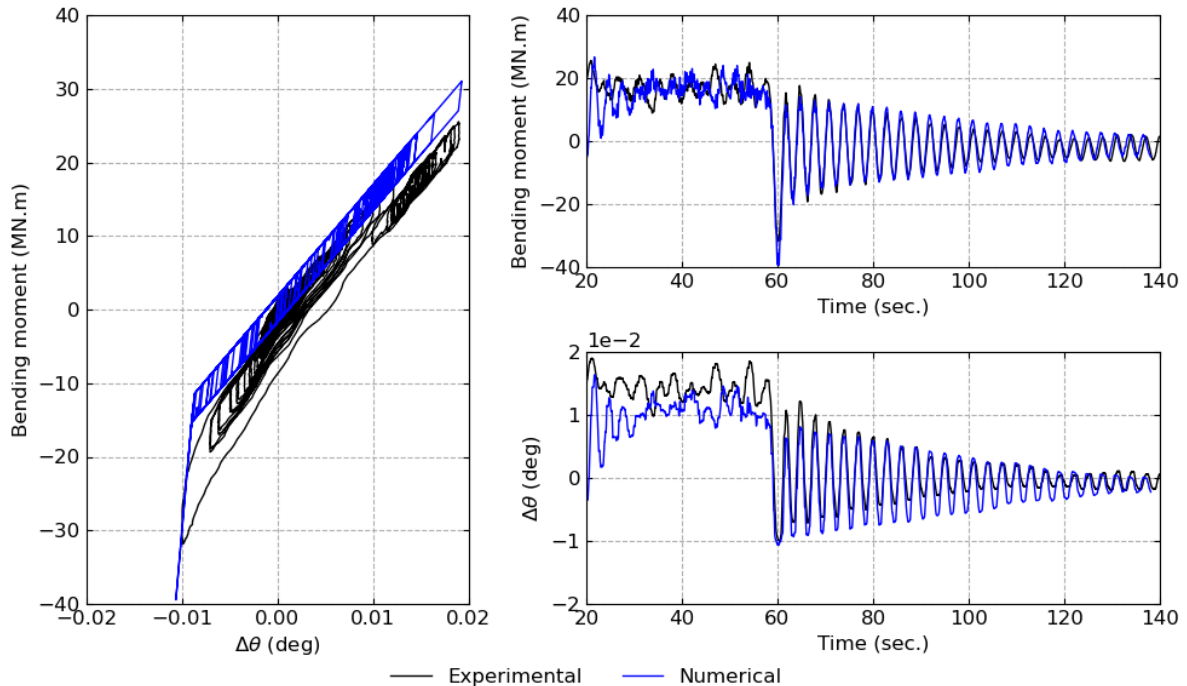


Figure 12. Moment/rotation relationship (left plot) and bending moment and relative rotation between the tower bottom section and concrete pedestal (right plots), during shutdown. Comparison between numerical and experimental results.

The numerical model appears to accurately replicate the hysteretic behaviour seen in the experimental data, showing a good agreement in the bending moment values. Additional experimental data is currently being gathered to verify the ability of the model to match various events.

4 CONCLUSIONS

The paper examines the problems related to increasing the lifetime of onshore wind turbines, especially those whose steel towers are directly embedded in concrete foundations. It highlights how gaps between the tower bottom steel flange and the concrete lead to nonlinear rotational stiffness.

The numerical analysis conducted reveals that the moment/rotation behaviour at the tower base is both nonlinear and hysteretic. To better simulate the wind turbine response under various operational conditions, including emergency shutdowns and start-ups, a simplified nonlinear kinematic hardening model was developed. The initial results demonstrate encouraging outcomes, with a strong correlation between the numerical simulations and experimental data, indicating the effectiveness of the model. Nonetheless, further refinements are required to enhance the accuracy of the model in predicting the dynamic response of the tower, ensuring better alignment with observed data. Moreover, further experimental data is being collected to provide a robust validation of the modelling assumptions.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work is financially supported by national funds through the FCT/MCTES (PIDDAC), under the project 2022.08120.PTDC (M4WIND) and Base Funding - UIDB/04708/2020 with DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) of the CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções. The cooperation of M4WIND research project partner Nadara in the developed experimental work is greatly acknowledged.

REFERENCES

- [1] DIANA-FEA, *Diana Online Help*. 2019.
- [2] fib, *Model Code 2010*. 2011: fib.
- [3] DNV/Riso, *Guidelines for design of Wind Turbines*. 2002, Copenhagen: DNV/Riso.
- [4] Simis, A., *Ashes: aero-servo-hydro-elastic simulation* 2023.
- [5] Simis, A., *Engineering features summary, Ashes*. 2023.
- [6] Kim, N.-H., *Introduction to nonlinear finite element analysis*. 2014: Springer Science & Business Media.

Modelação dos efeitos das expansões do betão num pilar da ponte da Foz do Dão

C.F. Santos¹

I.F. Dias²

L.O. Santos³

A.L. Batista⁴

RESUMO

Apresenta-se a atualização e o melhoramento da modelação dos efeitos das expansões do betão num pilar da ponte da Foz do rio Dão, integrada no IP3, sobre a albufeira da barragem da Aguieira, ponte que foi substituída em 2015 devido à degradação dos pilares provocada por reações expansivas de origem interna no betão.

Para interpretar o comportamento estrutural do pilar foram usados modelos numéricos tridimensionais nas vertentes estrutural, térmica e higrométrica. No cálculo das expansões consideraram-se as influências da temperatura e da humidade interna do betão, bem como dos efeitos de confinamento proporcionados pelas armaduras e pelas tensões devidas às cargas aplicadas.

No modelo estrutural foi considerado o comportamento viscoelástico do betão, o comportamento elasto-plástico das armaduras e a degradação do módulo de elasticidade do betão devida às expansões. As principais ações são o peso próprio do pilar e do tabuleiro, a pressão hidrostática, as variações de temperatura e as expansões.

O modelo foi calibrado tendo em conta os resultados de ensaios laboratoriais, efetuados em amostras extraídas da ponte, e de nivelamentos do tabuleiro realizados a partir de 2005. Foram também considerados os resultados de inspeções subaquáticas e de ensaios de vibração ambiente.

Palavras-chave: Pilar da ponte da Foz Dão; expansões do betão; viscoelasticidade; modelo de dano; elementos finitos

1. INTRODUÇÃO

A ponte desativada sobre a foz do rio Dão, localizada sobre a albufeira da barragem da Aguieira, tem 382 m de comprimento. O tabuleiro é vigado, composto por quatro vigas longitudinais espaçadas de 4 m e por vigas transversais colocadas nos terços dos vãos intermédios e, também, nos apoios sobre os pilares e encontros. Esta ponte, construída em 1980, encontra-se degradada devido à reação álcali-silica, pelo que foi substituída e encerrada ao tráfego em 2015 [1]. A nova ponte foi construída em paralelo, conforme mostra a Fig. 1.

A ponte desativada tem 8 pilares de betão armado, compostos por um fuste com secção transversal em losango e vértices chanfrados, com vazamento interno, com alturas que variam de 20 m a um máximo de 85 m (Fig. 2).

¹ Aluna de doutoramento, LNEC e FCT/UNL, Lisboa, Portugal. cfsantos@lnec.pt

² Investigador auxiliar, LNEC, Lisboa, Portugal. idias@lnec.pt

³ Investigador-coordenador, LNEC, Lisboa, Portugal. luisosantos@lnec.pt

⁴ Investigador-coordenador, LNEC, Lisboa, Portugal. albatista@lnec.pt



Figura 1. Ponte sobre a foz do rio Dão: estrutura antiga, afetada pelas expansões do betão, e a nova ponte, com tabuleiro em caixão.

Na sequência de uma inspeção subaquática, verificou-se a existência de anomalias generalizadas, principalmente nos elementos submersos, associadas a reações expansivas do betão [1], nomeadamente fendas verticais no fuste do pilar e fendilhação com orientação aleatória na sapata.

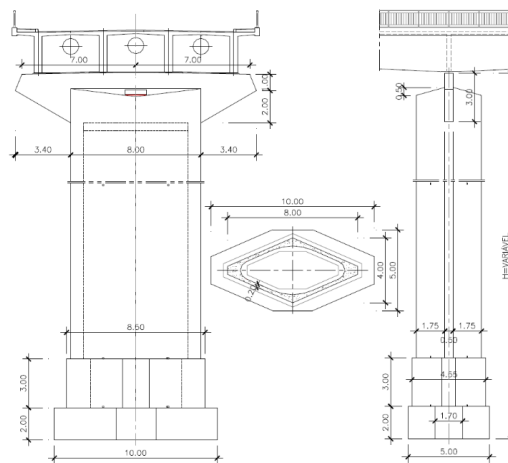


Figura 2. Dimensões dos pilares da ponte da Foz do Dão.

De 2009 a 2021, a ponte foi sujeita a várias inspeções e ensaios, incluindo inspeções subaquáticas, ensaios laboratoriais, realizados em carotes extraídas dos pilares em 2012 [2], bem como ensaios periódicos de vibração ambiente [3] e campanhas de nivelamento geométrico do tabuleiro para medição da evolução dos deslocamentos verticais do tabuleiro sobre os pilares [4]. Os ensaios laboratoriais realizados para avaliar a deterioração do betão identificaram um processo expansivo de origem interna do tipo alcalis-silica. Foram determinados através de nivelamentos deslocamentos progressivos ascendentes, ao passo que os ensaios de vibração ambiente mostraram uma diminuição da rigidez estrutural. Refere-se, no entanto, que as últimas campanhas de nivelamento apontaram para uma clara desaceleração das taxas de crescimento dos deslocamentos, o que é consistente com a estabilização da rigidez determinada nos últimos ensaios de vibração ambiente e com os resultados dos ensaios laboratoriais, que indicaram que o potencial de expansão remanescente do betão era baixo.

Quadro 1. Aspetos da modelação considerados no presente estudo relativamente ao anterior [5].

	<i>Estudo atual</i>	<i>Estudo anterior</i>
Comportamento das armaduras	Elasto-plástico	Elástico linear
Influência da humidade	De acordo com Poole [11], tendo sido desenvolvido um modelo higrométrico	Foi considerado que existiu sempre água disponível para alimentar a reação
Depreciação do módulo de elasticidade do betão	De acordo com Pan <i>et al</i> [19]	Não foi considerada
Fluência do betão	Modelo do EC2	Modelo de Bazant e Panula

Num estudo recente foi apresentada uma primeira abordagem de modelação dos efeitos das expansões no pilar de betão armado da ponte da Foz Dão [5]. Neste presente estudo pretende-se melhorar a modelação então realizada, tendo sido considerados os melhoramentos indicados no Quadro 1.

A degradação de pontes provocada por reações expansivas de origem interna no betão é atualmente um problema global, existindo muitas estruturas afetadas em diferentes países. Referem-se, a título de exemplo, os 25 viadutos de vigas pré-fabricadas afetadas pela reação sulfática interna, num troço de uma autoestrada em França [6, 7], as 27 pontes afetadas pela reação álcalis-silica no sul da Finlândia [8], entre outras [9,10].

2. MODELOS NUMÉRICOS DO PILAR

2.1 Malha de elementos finitos

A malha de elementos finitos utilizada para modelar os comportamentos estrutural, térmico e higrométrico do pilar e da sua fundação rochosa é apresentada na Fig. 3. Devido à dupla simetria do pilar, apenas um quarto do pilar foi discretizado. A malha tem um total de 50404 pontos nodais para 41646 elementos hexaédricos volumétricos de 8 nós (38114 correspondentes ao pilar de betão armado e 3532 à fundação rochosa) e 20482 elementos de barra de 2 nós, para representar as armaduras.

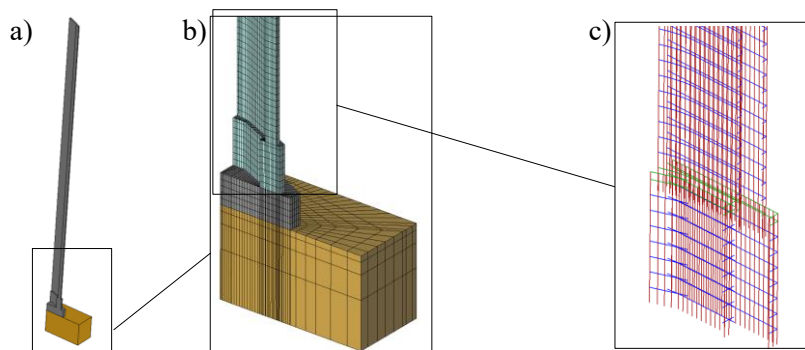


Figura 3. Malha de elementos finitos: a) pilar e fundação rochosa; b) detalhe da malha na base do pilar e na fundação rochosa; c) malha das armaduras na base do pilar.

2.2 Modelos térmico e higrométrico

A distribuição da temperatura no pilar, ao longo do tempo, foi calculada recorrendo a um código de elementos finitos desenvolvido no LNEC [11] que resolve a equação de condução de calor em regime transiente, considerando as temperaturas do ar e da água nas superfícies exteriores do pilar. Os resultados do modelo térmico foram já publicados anteriormente [5], tendo-se optado pela sua não reprodução neste estudo.

Na modelação higrométrica admitiu-se que o transporte de água no pilar é regido por difusão e que pode ser simulado considerando um modelo de meio contínuo equivalente, através de uma forma simplificada da lei de Fick:

$$\frac{\partial H(x_i,t)}{\partial t} - D_H \frac{\partial H^2(x_i,t)}{\partial x_i^2} = 0 \quad (1)$$

em que H é a humidade relativa interna do betão e D_H é o coeficiente de difusibilidade higrométrica, admitido constante ao longo do tempo e independente da humidade. Refere-se que, tendo em conta a equivalência entre a equação (1) e a equação de Fourier (usada na modelação térmica), foi usado o mesmo programa de elementos finitos para resolver os dois problemas [11].

Nos pontos nodais em contacto com a água foi considerada uma humidade de 100%, enquanto nos pontos nodais em contacto com o ar foi considerada a curva de humidade relativa do ar, representada na

Fig. 4, caracterizada por um valor médio anual de 73,2 % e uma semi-amplitude anual de 13,6 %, que foram estimados a partir dos dados das humidades relativas médias mensais disponibilizados em [12]. Para a difusibilidade higrométrica considerou-se um valor relativamente elevado, de 0,0001 m²/dia, já que o betão apresenta bastante fendilhação.

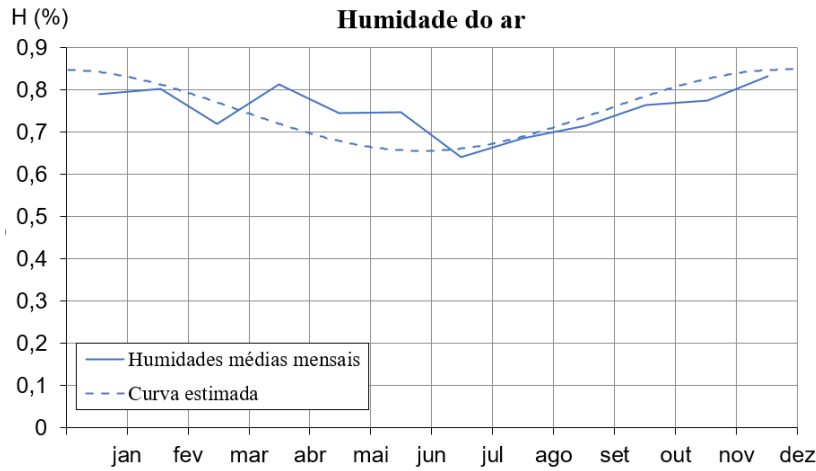


Figura 4. Curva anual de humidade relativa do ar no local da ponte.

2.3 Modelo da ação expansiva

O modelo da ação expansiva livre do betão assume que a evolução da expansão estrutural depende dos efeitos desacoplados da temperatura g_T , da humidade interna g_H e do estado de tensão g_σ , de acordo com a seguinte equação:

$$\varepsilon_{exp}(H, T, \sigma, t) = \varepsilon_{exp,\infty} \xi_{exp}(t) g_H(H) g_T(T) g_\sigma(\sigma) \quad (2)$$

em que $\varepsilon_{exp,\infty}$ é a expansão a longo prazo (para uma temperatura de referência T_{ref} e humidade relativa de 100%) e ξ_{exp} é uma função que representa a evolução no tempo das expansões, variando entre 0 e 1 [13], sendo τ_L o tempo de latência e τ_C o tempo característico.

$$\xi_{exp}(t) = \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_C}}}{1 + e^{-\frac{t - \tau_L}{\tau_C}}} \quad (3)$$

A influência da humidade relativa $g_H(H)$ no desenvolvimento das expansões livres foi considerada através da expressão proposta por Poole [14],

$$g_H(H) = H^m \quad (4)$$

admitindo $m = 8$.

A função que considera a influência da temperatura, g_T , é dada por,

$$g_T(T) = e^{6000 \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right)} \quad (5)$$

em que T é a temperatura em Kelvin.

A função g_σ , que considera o efeito de confinamento proporcionado pelas tensões de compressão, é uma curva exponencial que foi ajustada no LNEC aos resultados experimentais obtidos por Larive [13] e Clayton [15], sendo utilizada independentemente nas três direções principais de tensão (as expansões estruturais resultantes são, portanto, anisotrópicas).

A Fig. 5 mostra a curva de expansão livre utilizada na simulação numérica até 2023, que tem um valor a longo prazo de 2500×10^{-6} . Os parâmetros da curva foram estimados tendo em conta a informação dos ensaios laboratoriais e utilizando um processo iterativo para ajustar os deslocamentos verticais irreversíveis calculados aos valores observados no topo do pilar.

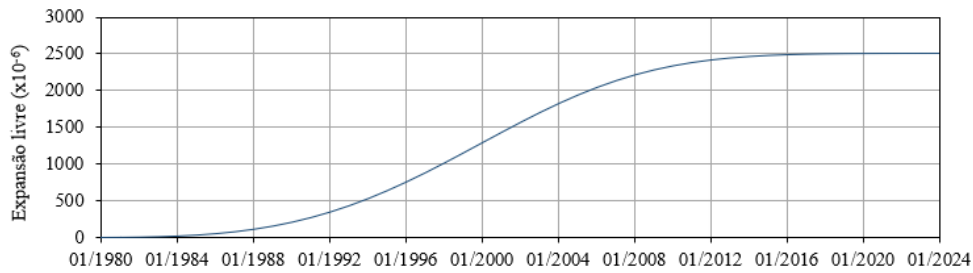


Figura 5. Evolução da expansão livre do betão para a temperatura de referência de 14 °C.

2.4 Modelo estrutural

A modelação estrutural foi efetuada com um código de elementos finitos, que está em fase de adiantado desenvolvimento no LNEC [16-19].

O peso próprio do betão foi aplicado instantaneamente, numa fase inicial. A pressão hidrostática foi simulada por forças distribuídas superficiais, aplicadas nas faces exterior e interior do pilar, em função da evolução do nível da albufeira (Fig. 6). Foram ainda consideradas as ações das variações de temperatura e das expansões do betão, que foram calculadas utilizando o modelo térmico e o modelo da ação expansiva, respetivamente. As cargas foram aplicadas considerando uma discretização temporal de duas semanas.

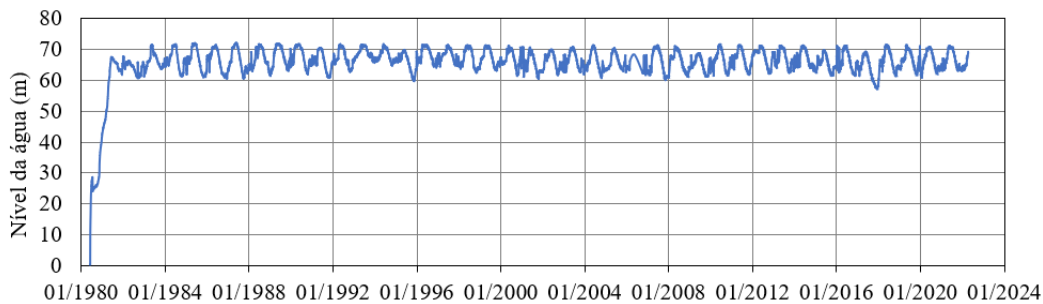


Figura 6. Evolução do nível da albufeira de 1980 a 2022.

A viscoelasticidade do betão foi simulada considerando o modelo de fluência do EC2 (anexo B da prEN 1992-1-1:2021 [20]), em que o coeficiente de fluência, para o instante t devido a uma tensão aplicada na idade t_0 , é calculado através da seguinte expressão,

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (6)$$

em que a parcela φ_{bc} corresponde à fluência básica e a parcela φ_{dc} corresponde à fluência de secagem. Por razões de eficiência computacional, o coeficiente de fluência é aproximado por uma série de Dirichlet [18], com a forma (7),

$$\varphi(t, t_0) = \frac{1}{E_{cm}} \sum_{j=1}^n a_j(t_0) [1 - e^{-\alpha(t-t_0)}] \quad (7)$$

Obtém-se desta maneira a função de fluência, que corresponde a um modelo reológico constituído pela associação de um modelo de Hooke e de uma cadeia com n modelos de Kelvin

$$J(t, t_0) \cong \frac{1}{E_c(t)} + \frac{1}{E_{cm}} \sum_{j=1}^n a_j(t_0) [1 - e^{-\alpha(t-t_0)}] \quad (8)$$

Para o pilar foram considerados três tipos de betão, correspondentes à sapata e às zonas submersa e emersa do pilar, estando os parâmetros do modelo de fluência indicados no Quadro 2.

Quadro2. Parâmetros para determinação das funções de fluência, de acordo com o EC2.

	E_{cm} [GPa]	f_{cm} [MPa]	s_c	α_{sc}	RH	h_n [mm]
Sapata	30,47	33	0,5	0	100	2037,4
Pilar (zona submersa)	31,94	38	0,5	0	100	270,8
Pilar (zona emersa)	31,94	38	0,5	0	73	270,8

O comportamento da fundação rochosa foi considerado elástico linear, caracterizado por um módulo de elasticidade de 16 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2.

Para as armaduras (transversais e longitudinais) admitiu-se um comportamento elasto-plástico perfeito, caracterizado por um módulo de elasticidade de 210 GPa, um coeficiente de Poisson de 0,2 e uma tensão de cedência de 400 MPa. Foi ainda considerada a depreciação do módulo de elasticidade devido às expansões, tendo em conta a expressão proposta em [22], com base em resultados experimentais (Fig. 8),

$$E = E_0 \frac{B}{\max(\varepsilon_i^{exp}) + B} \quad (9)$$

em que E_0 e E são os módulos de elasticidade inicial e reduzido (para a expansão definida pelo valor principal máximo ε_i^{exp}), respetivamente, sendo B um coeficiente de ajustamento, considerado, geralmente, igual a 0,003 [23].

3. RESULTADOS

Os campos de humidade relativa no verão e no inverno são apresentados na Fig. 7. Como esperado, nas zonas imersas do pilar a humidade relativa é de 100 % em toda a secção. Nas zonas emersas do pilar, a humidade relativa na face do pilar, no verão, é de cerca 66%, enquanto no inverno é de 85%, o que é coerente com a onda de humidade relativa anual considerada. Existe uma zona do pilar, assinalada na figura, que corresponde à zona de variação do nível de água na albufeira, em que o gradiente de humidade relativa na secção é maior, devido à alteração das condições de fonteira.

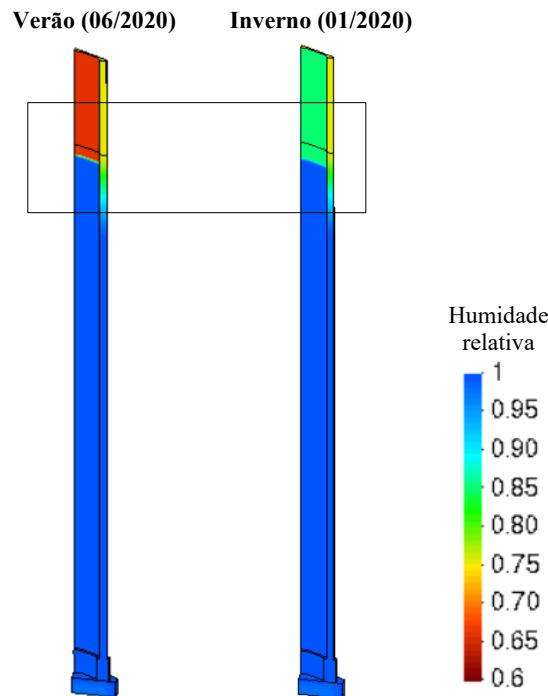


Figura 7. Campos de humidade relativa no pilar, no verão e no inverno.

A Fig. 8 mostra a evolução dos deslocamentos verticais calculados com o modelo, entre 1980 e 2022, bem como os valores obtidos no nivelamento geométrico, em dois locais diferentes sobre o pilar (a montante e a jusante). Os dados de monitorização estão disponíveis apenas desde o final de 2009 até ao final de 2021. Neste período, regista-se uma boa concordância entre os valores calculados e observados. A resposta calculada é também representada no segundo gráfico da Fig. 8, mas os efeitos das ações são representados separadamente, pelo que pode ser avaliado o peso relativo de cada efeito. A resposta elástica devida às cargas permanentes (pesos próprios do pilar e do tabuleiro e pressão hidrostática) é, aproximadamente, 5,5 mm. A amplitude devida às variações térmicas é mais elevada, cerca de 8,5 mm.

Após a década de 1990, a ação de expansão começa a dominar a resposta vertical do pilar, atingindo deslocamento da ordem de 50 mm em 2023.

A Fig. 9 mostra a evolução dos deslocamentos verticais no topo do pilar devido às cargas permanentes (peso próprio do pilar e do tabuleiro e pressão hidrostática) entre 1980 e 2022, com e sem consideração da depreciação do módulo de elasticidade do betão provocada pelas expansões. Verifica-se um aumento dos assentamentos, devido à depreciação do módulo de elasticidade do betão. Refere-se, contudo, que os aumentos calculados são muito reduzidos.

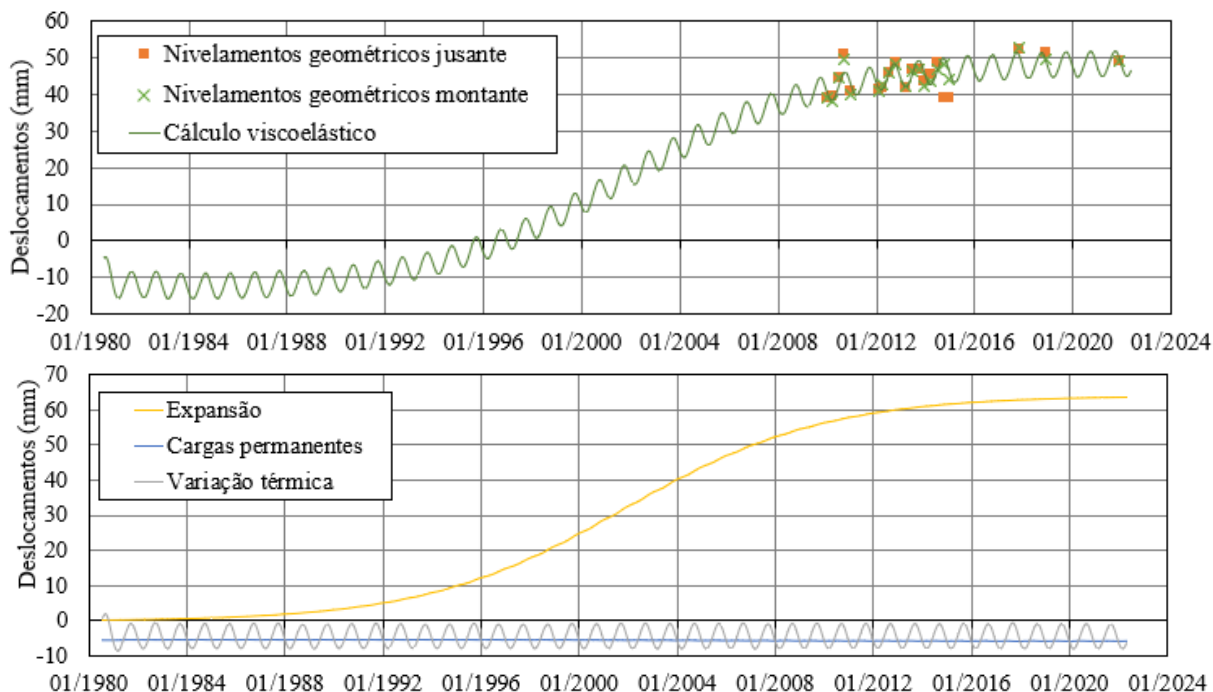


Figura 8. Deslocamentos verticais no topo do pilar, medidos por nivelamento geométrico e calculados com o modelo estrutural.

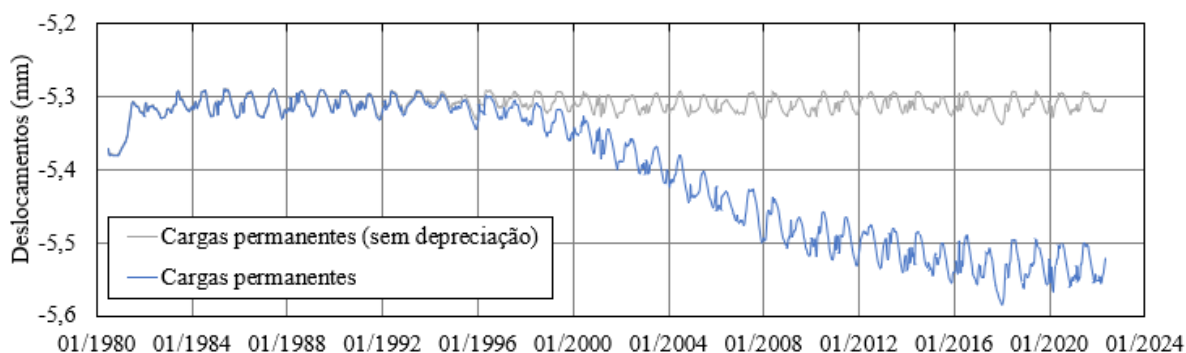


Figura 9. Efeito da depreciação do módulo de elasticidade nos deslocamentos verticais do topo do pilar, devido às ações do peso próprio e da pressão hidrostática.

As expansões estruturais, os campos de tensão e a deformação plástica das armaduras (ϵ^p) são apresentados na Fig. 10. As expansões estruturais mais baixas ocorrem nas zonas emersas do pilar, devido à ausência de humidade. As expansões horizontais mais elevadas verificam-se nas zonas imersas, a cotas mais elevadas, devido à temperatura da água ser mais elevada [5]. Na direção xx existe mais armadura do que a direção yy , o que origina compressões mais elevadas na direção xx e expansões mais elevadas na direção yy (uma vez que estão menos restringidas). As tensões de compressão verticais no pilar aumentam do topo para a base (devido ao seu peso próprio), sendo, no entanto, mais baixas na sapata, devido às maiores dimensões deste elemento, o que dá origem a expansões verticais mais elevadas na sapata.

Nas armaduras, as tensões de tração mais elevadas ocorrem nas zonas onde as expansões são maiores, nomeadamente nas armaduras horizontais localizadas em zonas imersas da parte superior do pilar, onde as tensões atingem a tensão de cedência do aço (400 MPa), levando à plastificação dos varões. Infelizmente, não existem medições no *in situ* que possam confirmar a cedência dos varões nesta zona do pilar.

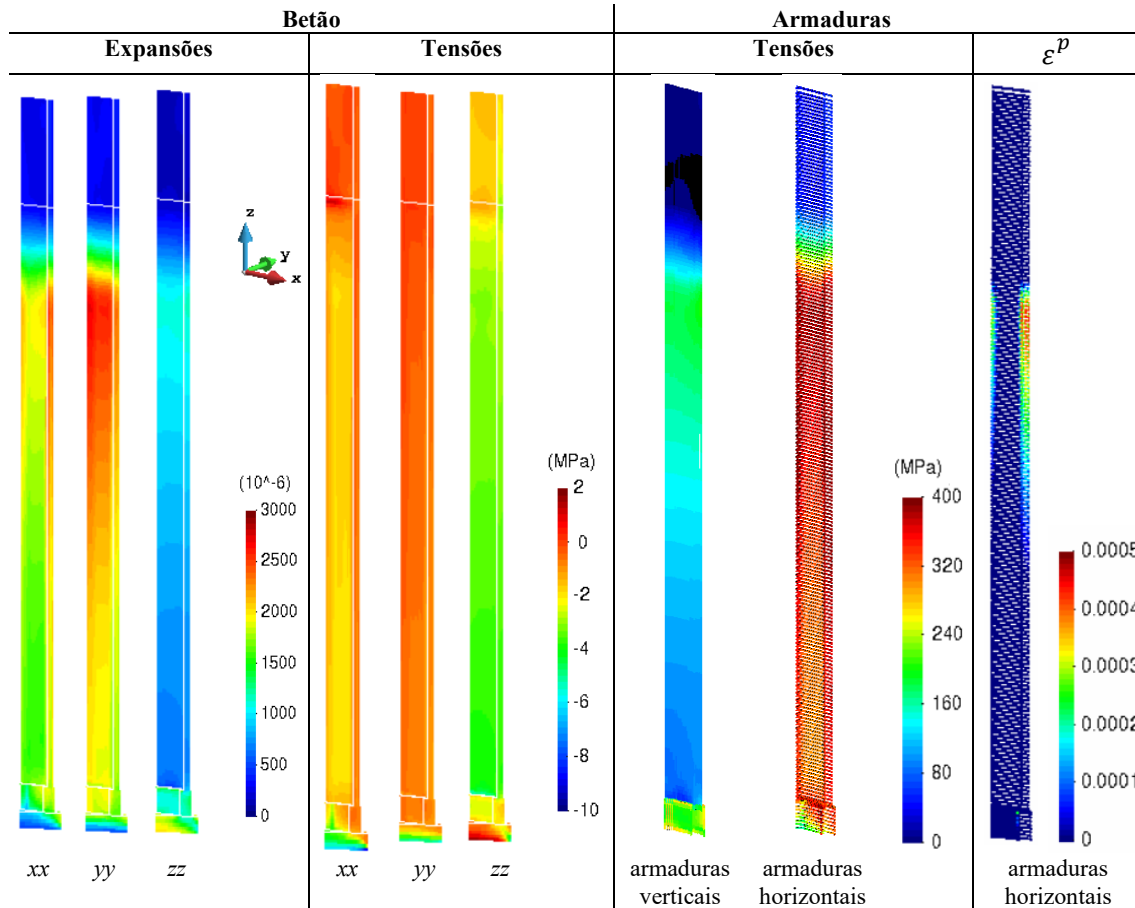


Figura 10. Expansões estruturais no betão e tensões calculadas no betão e nas armaduras.

4. CONCLUSÕES

Apresentaram-se os resultados da modelação e da interpretação dos efeitos das expansões num pilar de betão armado da ponte da Foz Dão.

Relativamente ao estudo anterior [5], foram realizados vários melhoramentos na modelação, nomeadamente:

- i) Para ter em conta a influência da humidade relativa na evolução das expansões livres, foi desenvolvido um modelo higrométrico para calcular o campo de humidades no pilar, tendo-se verificado, relativamente ao estudo anterior, diferenças muito relevantes nos campos de expansão calculados, nomeadamente nas zonas emersas e nas zonas de variação do nível da albufeira;
- ii) Foi considerado o comportamento elasto-plástico das armaduras, permitindo assim a identificação de armaduras em cedência;
- iii) Foi considerada a depreciação do módulo de elasticidade devida às expansões, mas verificou-se que a influência deste fator no campo de deslocamentos é pouco relevante, já que esse campo é dominado pelas deformações impostas; as compressões máximas calculadas com o presente modelo são ligeiramente menores que as obtidas com o modelo anterior (cerca de 5%);
- iv) Passou a ser usada a função de fluência preconizada no EC2, que é mais adequada para o betão utilizado no pilar da ponte.

Os deslocamentos verticais medidos por nivelamento e calculados mostraram uma boa concordância, mas refere-se que os dados de monitorização só estão disponíveis nos últimos 15 anos. Verificou-se que as expansões estruturais são muito dependentes dos efeitos de confinamento devidos às armaduras e às compressões verticais devidas ao peso próprio. Na faixa superior imersa do pilar, a análise indica a cedência das armaduras horizontais, nas zonas onde as expansões estruturais calculadas são mais elevadas (junto aos cantos do pilar).

Num horizonte de muito curto prazo pretende-se interpretar a fendilhação vertical existente na parte inferior do pilar e a fendilhação difusa existente na sapata, considerando um modelo de dano para simular o comportamento não-linear do betão em tração.

REFERÊNCIAS

- [1] Rodrigues, T.; Pereira, A.R.; Costa, A. (2022) Reinforcement and replacement interventions in some bridges located on Aguieira dam road network. 16th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete (ICAAAR 2020-2022), Lisboa, pp. 1397-1409.
- [2] LNEC (Custódio, J.; Silva, A. S.). (2016). Ensaios de diagnóstico da reatividade álcalis-agregado do betão da Ponte sobre a Foz do Rio Dão - relatório final. Relatório 2016-153, LNEC, Lisboa.
- [3] Xu, M.; Santos, L.O. (2023). Assessment of a damaged bridge based on modal identification from ambient vibration tests. Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES 2023), Milão, Itália.
- [4] Xu, Min; Lima, J. N.; Santos, L.O. (2021). Identificação dos efeitos das reações expansivas do betão em pilares através de nivelamentos geométricos. Reabilitar e Betão Estrutural 2020, Lisboa.
- [5] Santos, C.; Nuzzo, M.; Figueiredo Dias, I.; Xu, M.; Oliveira Santos, L; Batista, A. L. (2024). Swelling effects in a reinforced concrete pier of Foz Dão bridge (Portugal). First approach for modeling and behavior interpretation. Proceedings of the 17th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete (ICAAAR 2024). RILEM Bookseries, vol 50. Springer.
- [6] Jochyms, T. et al. (2024). Results and learnings of 15 years management of 25 bridges with precast beams affected by delayed ettringite formation. Proceedings of the 17th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete (ICAAAR 2024). RILEM Bookseries, vol 50. Springer.
- [7] Bardou, N. (2018). Management of highway bridges affected by delayed ettringite formation pathology. Encontro Nacional Betão Estrutural 2018, 974-983.
- [8] Lahdensivu, J.; Köliö, A.; Husaini, D. (2018). Alkali-silica reaction in Southern-Finland's bridges. Case Studies in Construction Materials, Volume 8, Pages 469-475, ISSN 2214-5095, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2018.03.006>.
- [9] Brouxel, M.; Segent, G.; Jeanjean, Y.; & Godart, B. (2016). 25 Year management of 253 bridges potentially affected by AAR. 15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete.
- [10] Lindgård, J.; Johannes Wigum, B.; Haugeen, M.; & Skjølsvold, O. (2005). Field experience from investigation of more than 100 Norwegian bridges with respect to Alkali Aggregate Reactions.
- [11] LNEC (Leitão, N.) (2012). Análise térmica das barragens de betão – Ações térmicas ambientais. Relatório 185/2012, LNEC, Lisboa.
- [12] Clima.Today (2024). Clima em Santa Comba Dão, Viseu. <https://www.clima.today/PT/Viseu/Santa-Comba-Dao/>
- [13] Larive, C. (1997). Apports combinés de l'expérimentation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques. PhD thesis, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

- [14] Poole, A.B. (1992). Alkali-silica reactivity mechanisms of gel formation and expansion. 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, ICAAR, Londres, Reino Unido.
- [15] Clayton, N.; Currie, R.J.; Moss, R.M. (1990). The effects of alkali-silica reaction on the strength of prestressed concrete beams. *The Structural Engineer*, 68, N. 15, pp. 287-292.
- [16] Batista, A.L. (1998). *Análise do comportamento ao longo do tempo de barragens abóbada*. Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [17] Oliveira, S. (2000). *Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulações de dano*. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [18] Piteira Gomes, J. (2007). *Modelação do comportamento estrutural de barragens de betão sujeitas a reações expansivas*. Tese de doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [19] Dias, I. F.; Oliver, J.; Huespe, A. E. (2012). Strain injection techniques in numerical modeling of propagating material failure. Monograph CIMNE M134. International Center for Numerical Methods in Engineering, Barcelona.
- [20] CEN (2021). Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules — Rules for buildings, bridges and civil engineering structures, prEN 1992-1-1:2021. Comité Européen de Normalisation.
- [21] Bazant, Z. P.; Wu, S. T. (1973). Dirichlet series creep functions for aging concrete. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 99(EM2), 367–387.
- [22] Pan, J.; Feng, Y.T.; Jin, F.; Zhang, C. (2013). Numerical prediction of swelling in concrete dams affected by alkali-aggregate reaction. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 17:4, p. 231-247, doi: 10.1080/19648189.2013.771112.
- [23] Capra, B.; Sellier, A. (2003). Orthotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete structures: numerical simulations. *Mechanics of Materials*, 35, p. 817-830.

Resposta biaxial de pilares de betão armado com armadura lisa

J. Melo¹

H. Varum²

A. Arêde³

T. Rossetto⁴

RESUMO

Uma parte significativa do parque edificado de betão armado em Portugal e na Europa foi construída antes dos anos 70. Um grande número desses edifícios foi dimensionado apenas para cargas gravíticas e sem considerar os deslocamentos horizontais impostos pela ação sísmica. Por outro lado, até aos anos 70, a armadura tinha superfície lisa e conseqüentemente o fenómeno do escorregamento da mesma é acelerado para cargas cíclicas. Assim, o uso de armadura lisa pode tornar os elementos principais da estrutura mais vulneráveis às ações horizontais devido ao fenómeno do escorregamento dos varões de aço.

Foi idealizada e desenvolvida uma campanha experimental com cinco pilares de betão armado, um com armadura nervurada e quatro iguais com armadura lisa. Todos os pilares foram betonados em simultâneo e com o mesmo betão. Após 6 meses de cura, estes pilares foram submetidos a deslocamentos horizontais cíclicos uniaxiais ou biaxiais com esforço axial constante. Os pilares têm um bloco de fundação que é totalmente fixo e as cargas horizontais e vertical são aplicadas a meia altura do pilar. Os resultados experimentais demonstram que a ação biaxial acelera a degradação de resistência, diminui a capacidade de deformação e de dissipação de energia. O efeito do escorregamento da armadura lisa é também evidenciado por comparação direta com os resultados obtidos para o pilar de controlo com armadura nervurada.

Palavras-chave: Pilares de betão armado; Armadura lisa; Ensaio experimentais; Carregamento biaxial

1. INTRODUÇÃO

Os eventos sísmicos impõem cargas laterais em várias direções nos membros estruturais verticais das estruturas, como pilares e paredes. No entanto, as atuais metodologias para avaliação de estruturas existentes baseadas em deslocamentos adotam limites de deformação que foram obtidos através da análise dos resultados de ensaios cíclicos uniaxiais que podem não representar adequadamente a faixa de resposta dos pilares com diferentes pormenorizações quando sujeitos a carregamento sísmico.

A literatura ainda tem déficit de estudos experimentais sobre a resposta cíclica biaxial de pilares de betão armado (BA), particularmente para pilares com armadura lisa, que foi amplamente usada até aos anos setenta. Um dos primeiros estudos experimentais sobre o comportamento biaxial de pilares foi desenvolvido por Low e Moehle [1] em 1987. Bousias et al. [2] também considerou o efeito do esforço axial ter um valor constante ou variável na resposta cíclica biaxial de pilares de BA. Nos últimos anos

¹ CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. josemelo@fe.up.pt

² CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. hvarum@fe.up.pt

³ CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. aarede@fe.up.pt

⁴ University College London, Londres, Reino Unido. t.rossetto@ucl.ac.uk

outros autores [3-5] também investigaram o comportamento cíclico de pilares de BA com carregamento nas duas direções horizontais em simultâneo e que demonstram a relevância de considerar-se a flexão composta desviada em pilares de BA. Além disso, as estruturas existentes de betão armado com armadura lisa apresentam muitas vezes falta de ductilidade devido ao escorregamento dos varões pois a aderência aço-betão é baixa [6-8].

As estruturas de edifícios que foram dimensionadas de acordo com códigos antigos, podem ter danos severos aquando da ocorrência de um sismo. Estes danos podem ter várias causas como: consideração de uma ação sísmica menor que a atualmente considerada; uso de armadura lisa; falta de pormenorização para cargas sísmicas; dimensionamento apenas para cargas verticais; empalme dos varões nas regiões críticas; comprimento de amarração insuficiente dos varões longitudinais; betão com baixa resistência; e falta de confinamento do betão. As cargas cíclicas induzem degradação da aderência entre o aço e o betão e conseqüentemente o escorregamento dos varões pode ocorrer. Assim, a capacidade máxima resistente pode não ser atingida e as deformações dos elementos podem aumentar levando a colapso parcial ou total da estrutura. Alguns estudos [9, 10] indicam que o fenómeno do escorregamento das armaduras tem um impacto significativo na rotação das extremidades dos elementos representando até cerca de 80%-90% da deformação total de pilares construídos com armadura lisa.

Este artigo apresenta os resultados experimentais de cinco pilares de betão armado, representativos de estruturas existentes sem pormenorização para cargas sísmicas, construídos à escala real. Quatro pilares foram realizados com armadura lisa e um com armadura nervurada. Os ensaios foram conduzidos com esforço axial constante e diferentes leis de carga uniaxial e biaxial. Todos os pilares têm seção quadrada 30cmx30cm e altura de 1.5m (meia altura do pilar). As relações força-drift, evolução da energia dissipada e danos finais são mostrados e comparados para evidenciar a influencia do uso da armadura lisa e do carregamento biaxial.

2. DETALHES DOS PILARES, MATERIAIS E PLATAFORMA DE ENSAIO

2.1 Características dos pilares e propriedades dos materiais

Os cinco pilares foram construídos em simultâneo com a mesma secção transversal e a mesma quantidade de armadura. Foram dimensionados de acordo com o regulamento antigo REBA de 1967 [11] sem qualquer pormenorização sísmico. A geometria e a pormenorização da armadura lisa dos pilares são apresentadas na Figura 1. A ancoragem da armadura longitudinal do pilar com armadura nervurada usa dobras de 90° em vez de 180° como nos pilares com armadura lisa (única diferença entre os pilares com armadura lisa e o pilar com nervurada). Cada provete representa metade da altura de um pilar com 3.0m de altura, ao nível da fundação, de uma estrutura com 3 ou 4 pisos. Apesar de o provete ter uma altura de 1.65m (ver Figura 1), o ponto de aplicação das cargas laterais localiza-se à cota de 1.5m a partir do topo da fundação. A seção quadrada dos pilares tem a dimensão de 30cmx30cm e o bloco rígido de fundação tem a dimensão de 44cmx44cmx50cm. A armadura longitudinal dos pilares é constituída por 8 varões com diâmetro de 12mm e estribos com diâmetro de 8mm espaçados de 20cm com ganchos de ancoragem de 90°. A espessura do recobrimento adotado de 25mm e todos os pilares foram betonados numa só fase e testados após 28 dias de cura.

O Quadro 1 sumariza os valores médios das propriedades mecânicas do betão e do aço usados na construção dos pilares bem como a designação de cada pilar e corresponde tipo de aço (liso ou nervurado) e lei de carga lateral implementada (uniaxial monotónica ou cíclica e biaxial circular ou elíptica). A resistência em compressão do betão, f_{cm} , foi determinada em provetes cilíndricos (Ø150mmx300mm) de acordo com a norma NP EN 206-1 [12]. A tensão média de cedência do aço é designada por f_{ym} , a tensão última por f_{um} e o módulo de elasticidade por E . A tensão de cedência da armadura nervurada é 15% superior à da armadura lisa e a resistência em compressão do betão é de 27MPa para todos os pilares. A nomenclatura adotada para identificar cada pilar é: P – superfície lisa (plain); D – superfície nervurada (deformed); UM – carregamento uniaxial monotónico; UC - carregamento uniaxial cíclico; BC – carregamento biaxial circular; e BE – carregamento biaxial elíptico.

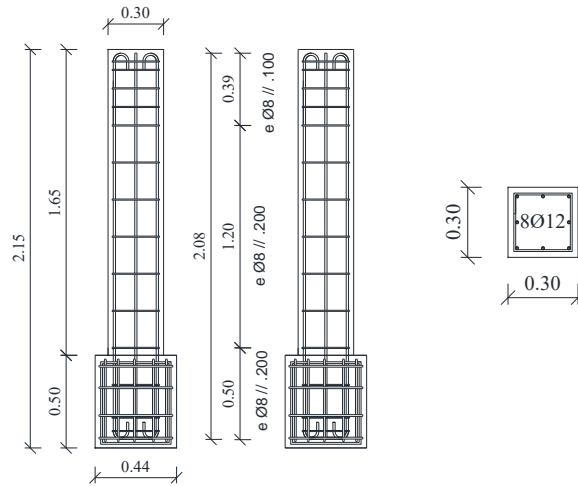


Figura 1. Dimensões e pormenorização das armaduras nos pilares com armadura lisa.

Quadro 1. Nomenclatura adotada, propriedades mecânicas dos materiais e tipo de carregamento.

Pilar	Betão		Aço				Superfície	Carga Lateral	
	f_{cm} [MPa]	f_{ym} [MPa]	Ø8mm f_{um} [MPa]	E [GPa]	Ø12mm f_{ym} [MPa]	f_{um} [MPa]			E [GPa]
PUM	27	410	495	198	405	470	199	Lisa	
PUC									
PBC									
PBE									
DBC		470	605	198	465	585	199	Nervurada	Bi. circular

2.2 Características da plataforma de ensaio

Os ensaios foram realizados numa plataforma existente no laboratório de estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto que permite a aplicação em simultâneo de duas cargas ortogonais horizontais e uma vertical com valor constante ou variável) em pilares de betão armado (Figura 2). O esforço axial é controlado em força e a carga lateral é controlada em deslocamentos. O esforço axial constante adotado foi de 300kN (esforço axial reduzido de $\nu=12.3\%$). A lei de deslocamentos laterais (d_c), imposta à cota de 1.5m do pilar, repete cada amplitude de ciclo três vezes. Os níveis de deslocamentos impostos correspondem aos picos de 3, 5, 10, 4, 12, 15, 7, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75 e 80 (em mm) e têm a forma apresentada na Figura 3 (uniaxial, biaxial circular e biaxial elíptica). No caso da lei de carga elíptica, os picos do eixo maior correspondem aos valores acima mencionados e os valores correspondentes no eixo menor são metade desses valores. Nesta plataforma de ensaios o atuador vertical é fixo e não se move, por isso a aplicação do carregamento axial está sempre alinhado com o centro da base do pilar e, conseqüentemente os efeitos de segunda ordem são desprezados. No topo do pilar existem duas chapas rígidas revestidas com materiais de baixo atrito, sendo uma solidária com o topo do pilar e outra solidária com o atuador vertical. As reações horizontais que se formam no atuador vertical correspondem ao atrito entre as duas chapas e são medidas durante o ensaio nas duas direções de aplicação da carga e descontadas no valor da força lida nos atuadores horizontais. A rotação do bloco de fundação também é medida durante o ensaio para posterior correção dos deslocamentos aplicados no topo do pilar.

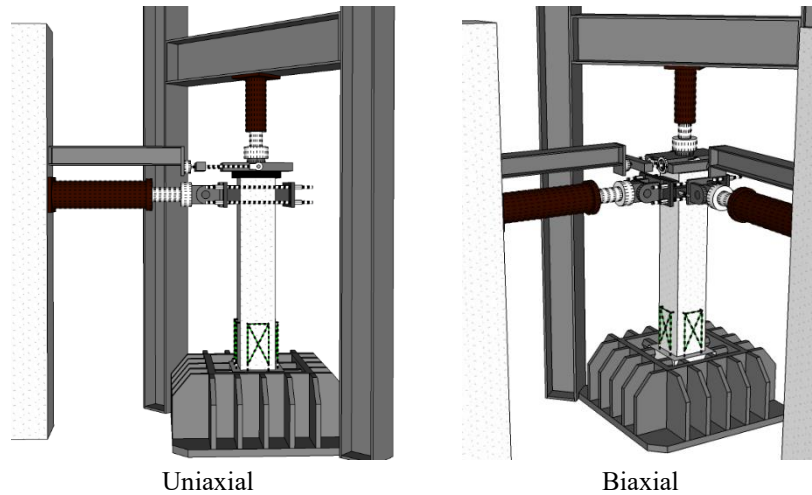


Figura 2. Plataforma de ensaios.

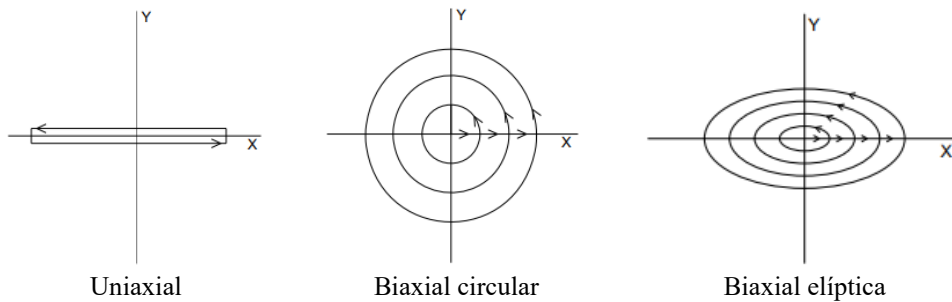


Figura 3. Leis de deslocamento lateral adotadas.

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

3.1 Relação força-drift

A relação força-drift obtida em cada ensaio e para cada direção (x e y) são apresentadas na Figura 4. Os valores de drift correspondem aos valores do deslocamento no topo do pilar dividido pela altura de imposição desse deslocamento (1.5m). Nos ensaios biaxiais, quando se passa para a seguinte amplitude de deslocamento, o primeiro incremento de deslocamento é feito no sentido positivo do eixo x, originando que no primeiro ciclo de cada amplitude a força seja maior no sentido positivo do eixo x.

A resposta obtida no ensaio monotónico, do pilar PUM é praticamente coincidente com a envolvente obtida para o ensaio uniaxial cíclico demonstrando que a carga cíclica não teve influência na capacidade máxima atingida e na rigidez inicial dos pilares com armadura lisa. Por outro lado, o carregamento biaxial afeta de forma significativa a resposta cíclica após a cedência do elemento, nomeadamente em termos de degradação de resistência e efeito pinching, como observado nos pilares PUM e PBC presentes na Figura 4a. A resposta dos pilares PBC e DBC é semelhante nas duas direções. O pilar PBE apresenta menor força na direção y devido ao deslocamento imposto na direção x e ser metade do deslocamento imposto na direção x.

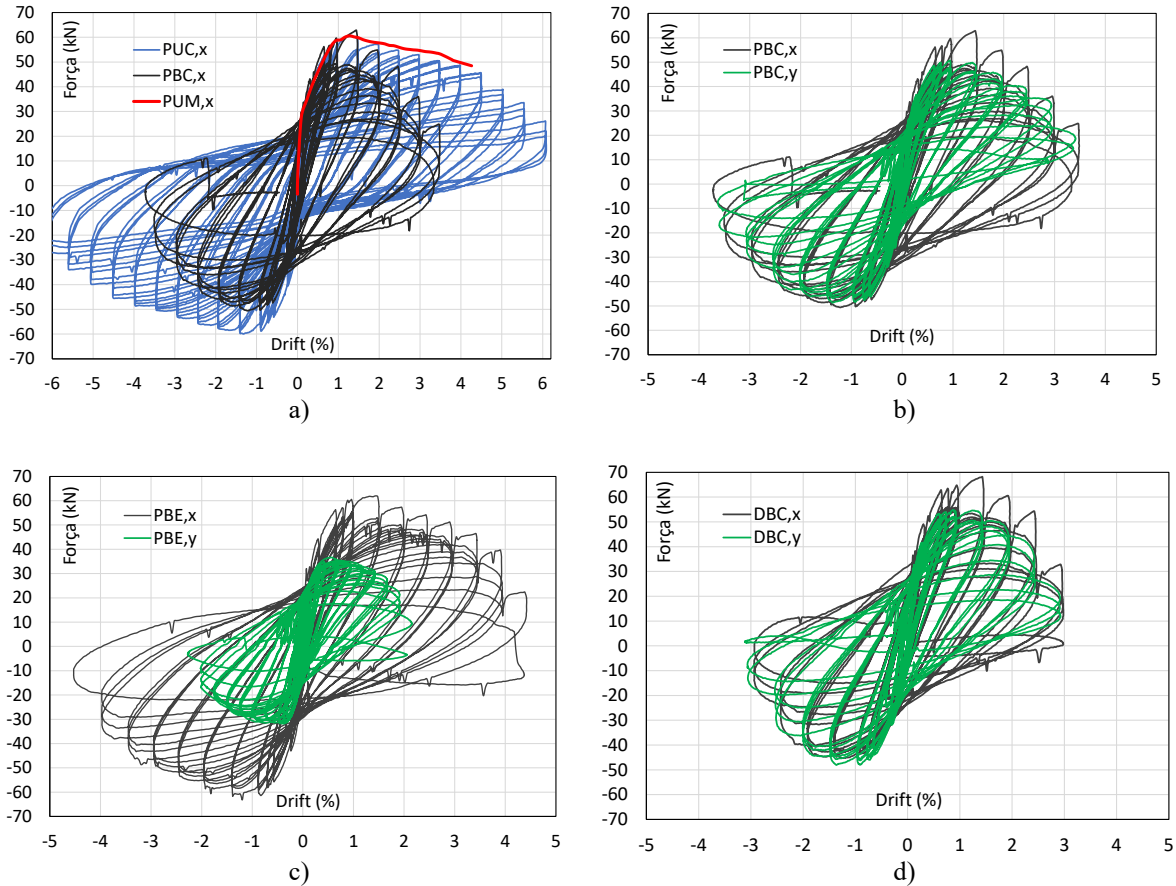


Figura 4. Relação força-drift: a) PUC, PUM e PBC na direção x; b) PBC; c) PBE; e d) DBC.

O Quadro 2 apresenta, para cada pilar, a força máxima (F_{max}) obtida durante o ensaio e correspondente drift ($Drift_{Fmax}$), Força última (F_{ult}) e correspondente drift ($Drift_{Fult}$) e a ductilidade de deslocamento correspondente ao ponto último ($\mu_{\Delta,ult}$). O ponto último é alcançado quando se regista uma perda de 20% da força máxima e a ductilidade no ponto último é determinada como o rácio entre o deslocamento do ponto último e o deslocamento de cedência. O deslocamento de cedência é calculado pela aproximação de uma curva bilinear à envolvente força-deslocamento com o critério de igualdade de energia dissipada conforme explicado em [7].

Quadro 2. Força máxima, drift na força máxima, força última, drift na força última e ductilidade de deslocamento.

Column	Direction	F_{max} [kN]	$Drift_{Fmax}$ [%]	F_{ult} [kN]	$Drift_{Fult}$ [%]	$\mu_{\Delta,ult}$
PUM	x	60.6	1.3	48.5	4.3	8.8
PUC	x	60.0	1.4	48.0	4.1	8.0
PBC	x	62.8	1.4	50.2	2.3	5.0
	y	50.7	0.9	40.6	2.3	
PBE	x	61.7	1.5	49.4	3.1	4.8
	y	36.6	0.6	29.3	1.6	
DBC	x	68.1	1.4	54.5	2.4	6.0
	y	54.8	0.9	43.8	2.1	

A força máxima é semelhante em todos os pilares com armadura lisa e cerca de 11% menor que a do pilar com armadura nervurada DBC justificada pela tensão de cedência do aço nervurado ser superior ao aço liso. A força máxima ocorre para um nível de drift semelhante em todos os pilares, como expectável uma vez que a seção transversal é a mesma para todos os pilares. No entanto, o drift no ponto

último é consideravelmente maior nos ensaios uniaxiais do que nos biaxiais. A ductilidade de deslocamento registada no pilar PUM, testado monotonicamente, é 10% e 76% maior do que a obtida nos pilares PUC e PBC, respetivamente. O pilar com armadura nervurada DBC apresenta uma ductilidade 20% maior que o pilar com armadura lisa PBC testado com o mesmo carregamento. Assim, a fraca aderência da armadura lisa diminui a capacidade de deformação e ductilidade dos pilares de betão armado.

A Figura 5 compara, de forma direta, a relação força-drift dos pilares DBC e PBC para as direções x e y. A rigidez inicial, força máxima e perda de resistência com o aumento da deformação lateral são semelhantes em ambos os pilares, embora a resistência máxima seja ligeiramente superior no pilar DBC devido à maior tensão de cedência do aço nervurado. Por outro lado, o pilar PBC apresenta efeito de pinching mais pronunciado. A resposta na direção x não é simétrica, uma vez que na mudança de amplitude de deslocamento imposto na lateral do pilar, primeiramente existe um pequeno incremento uniaxial na direção x. Globalmente, as respostas histeréticas dos pilares DBC e PBC demonstram poucas diferenças.

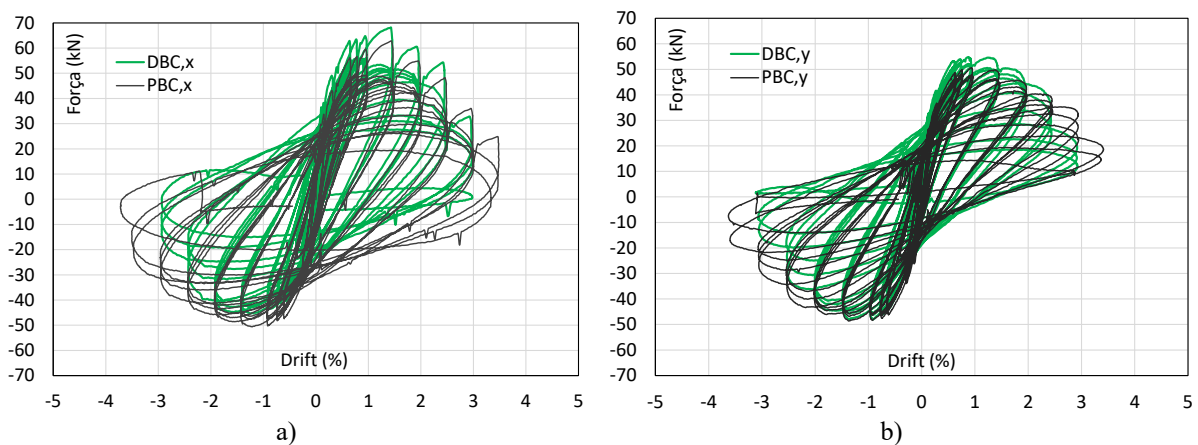


Figura 5. Relação força-drift dos pilares PBC e DBC: a) direção x; b) direção y.

As envolventes da relação força-drift para todos os pilares e para as duas direções são apresentadas na Figura 6. As envolventes seguem uma tendência semelhante até à força lateral máxima ser atingida. Depois da força de pico ser atingida, os ensaios biaxiais apresentam maior perda de resistência com o aumento da deformação. O pilar com PBE, com lei de carga elíptica, atingiu menor força máxima na direção y uma vez que o deslocamento imposto é o dobro na direção x em relação à direção y, e consequentemente, os danos ocorridos e acumulados previamente na direção x condicionam a resistência na direção y.

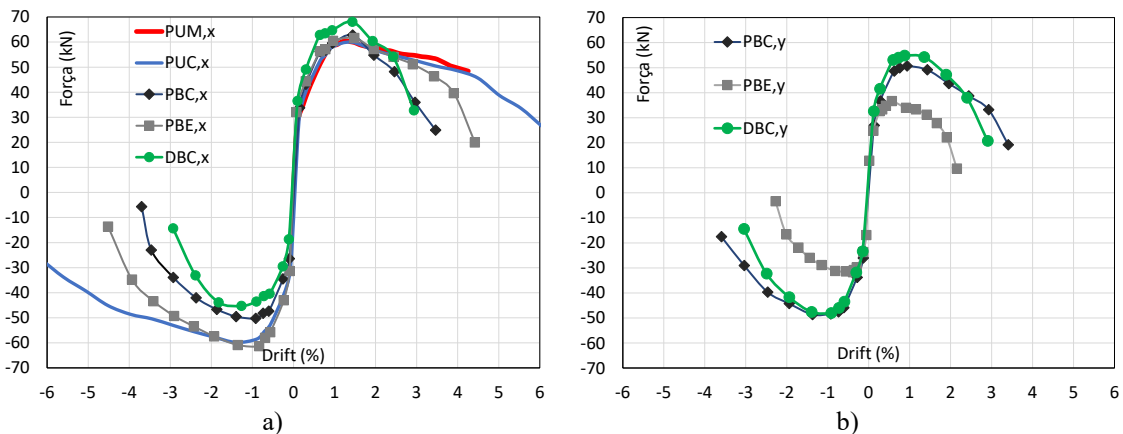


Figura 6. Envolventes da relação força-drift: a) direção x; b) direção y.

3.2 Evolução da energia dissipada

A relação entre a energia dissipada acumulada histerética e o drift obtida para cada pilar ensaiado ciclicamente é mostrada na Figura 7. O ponto último de cada pilar é identificado com uma marca preta. Para os pilares ensaiados biaxialmente a energia dissipada é determinada como a soma da energia dissipada na direção x e y. Até ao ponto último, os pilares PUC, PBE e DBC dissiparam mais 107%, 53% e 27% que o pilar PBC, respetivamente. Assim, como o pilar PUC dissipou cerca do dobro de energia que o pilar PBC, demonstra que o carregamento biaxial reduz significativamente a capacidade de dissipar energia porque o drift correspondente ao ponto último é consideravelmente menor. No entanto, para níveis de drift iguais, o pilar PUC dissipa menos energia que os restantes e o pilar DBC é o que dissipa mais energia demonstrando que a utilização de armadura nervurada conduz a uma maior capacidade de dissipar energia comparativamente ao uso de armadura lisa.

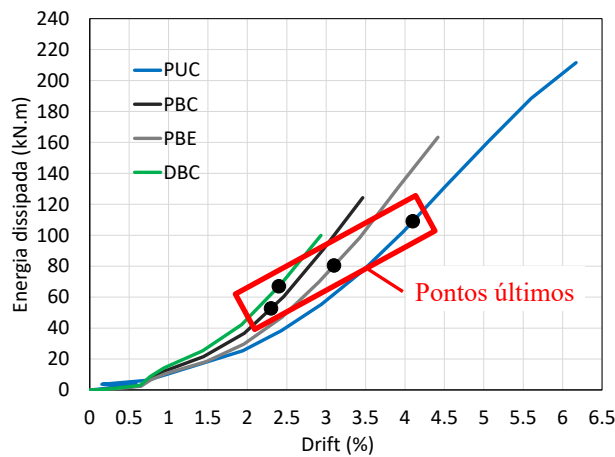


Figura 7. Evolução da energia dissipada acumulada.

3.3 Danos observados no final dos ensaios

A Figura 8 apresenta o dano observado no final de cada ensaio. O pilar ensaiado monotonicamente, PUM, apenas apresenta duas fissuras horizontais na zona de tração e algum descolamento do betão na zona comprimida junto da fundação. Os pilares ensaiados ciclicamente apresentam fissuras de flexão, descolamento do betão de recobrimento e encurvadura dos varões longitudinais. Foi também observada rotura de varões longitudinais apenas no pilar PUC. Foi registado descolamento do betão nos pilares PUM, PBC, PBE e DBC ao longo de um comprimento de 17cm, 25cm, 25cm e 37cm a partir do topo do bloco de fundação, respetivamente. O descolamento de betão nos pilares com carregamento biaxial foi maior que o do pilar PUM e no pilar DBC foi 48% maior do que no pilar correspondente com armadura lisa PBC, demonstrando que elementos de betão armado com armadura nervurada conseguem distribuir o dano por um maior comprimento.

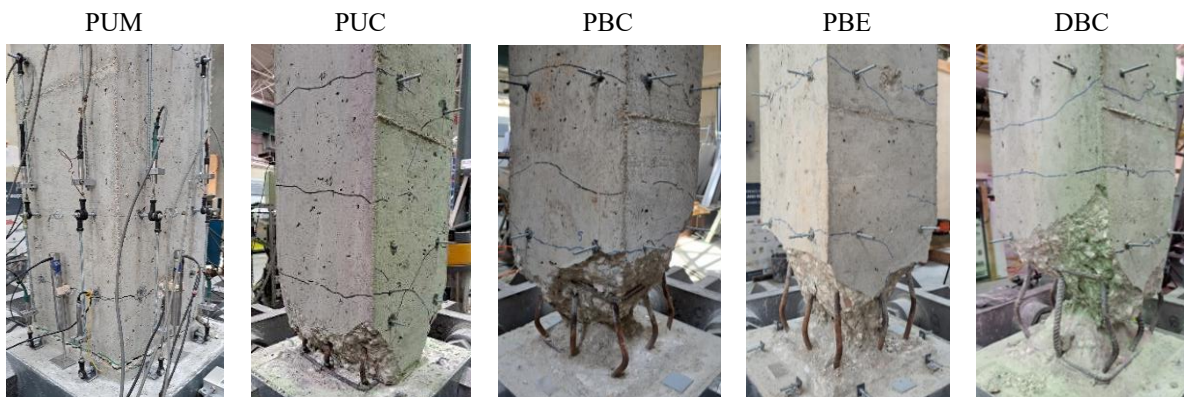


Figura 8. Dano observado no final de cada teste.

A profundidade de destacamento do betão é cerca do dobro nos ensaios biaxiais em comparação com o uniaxial. Assim, o carregamento biaxial acelera os danos e provoca danos mais severos que o carregamento cíclico uniaxial. Não foi observada rotura dos estribos em nenhum pilar e todos os provetes tiveram rotura por flexão.

4. CONCLUSÕES

Cinco pilares, representativos de estruturas existentes de betão armado, foram ensaiados com carregamento lateral monotónico ou cíclico e esforço axial constante até ao colapso. Este tipo de ensaio tem caráter inovar, uma vez que na literatura o número de resultados de ensaios biaxiais em pilares de BA com armadura lisa é muito escasso. Carregamento lateral uniaxial ou biaxial foi adotado para os ensaios cíclicos. Quatro pilares foram construídos com armadura lisa e um com armadura nervurada para comparação e demonstração da influência do uso de armadura lisa no comportamento cíclico de pilares. De modo global, a ação biaxial acelera a degradação de resistência, diminui a capacidade de deformação e de dissipação de energia. Baseado nos resultados obtidos conclui-se, de forma mais pormenorizada, o seguinte:

- O tipo de carregamento não afetou de forma significativa a resistência máxima. No entanto, o ponto último é obtido para níveis de drift consideravelmente mais baixo nos ensaios cíclicos do que nos ensaios uniaxiais e a ductilidade é também menor nos ensaios biaxiais. Assim, o carregamento biaxial acelera a degradação de resistência e softening.
- O pilar DBC, com armadura nervurada, dissipou mais 27% de energia que o correspondente pilar construído com armadura lisa, PBC, demonstrando a menor capacidade de dissipação de energia dos pilares com armadura lisa.
- O comprimento do destacamento de betão no pilar PBC foi 48% menor do que o obtido no pilar com armadura nervurada DBC, que está de acordo com os resultados de outros estudos que indicam que o dano é mais concentrado nos elementos com armadura lisa.
- O carregamento biaxial cíclico acelera o aparecimento dos danos e agrava-os em comparação com o carregamento uniaxial cíclico.
- O carregamento biaxial do pilar PBE fez diminuir a força de pico em 60% no eixo menor da elipse (direção y) devido ao dano prévio provocado pelo carregamento na direção x.

5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi também financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), no âmbito do projeto 2022.05721.PTDC.



6. REFERÊNCIAS

- [1] S. Low and J. P. Moehle, "Experimental study of reinforced concrete columns subject to multiaxial cyclic loading," *Earthq. Engrg. Res. Center*, vol. Rep. No UCB/EERC 87-14, Univ. of California, Berkeley, Ca., 1987.
- [2] S. N. Bousias, G. Verzeletti, M. N. Fardis, and E. Gutierrez, "Load path effects in column biaxial bending with axial force," *J. Eng. Mech.*, vol. 121, p. 596, 1995.

- [3] M. D. Ludovico, G. M. Verderame, A. Prota, G. Manfredi, and E. Cosenza, "Experimental Behavior of Nonconforming RC Columns with Plain Bars under Constant Axial Load and Biaxial Bending," *Journal of Structural Engineering*, vol. 139, no. 6, pp. 897-914, 2013, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000703.
- [4] M. D. Zoppo, M. D. Ludovico, G. M. Verderame, and A. Prota, "Experimental Behavior of Nonconforming RC Columns with Deformed Bars under Constant Axial Load and Fixed Biaxial Bending," *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, no. 11, p. 04017153, 2017, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001892.
- [5] A. Lucchini, J. Melo, A. Arêde, H. Varum, P. Franchin, and T. Rossetto, "Load Path Effect on the Response of Slender Lightly Reinforced Square RC Columns under Biaxial Bending," *Journal of Structural Engineering*, vol. 148, no. 3, p. 04021278, 2022, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003231.
- [6] J. Melo, H. Varum, and T. Rossetto, "Cyclic behaviour of interior beam–column joints reinforced with plain bars," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 44, no. 9, pp. 1351-1371, 2015, doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.2521>.
- [7] J. Melo, H. Varum, and T. Rossetto, "Experimental cyclic behaviour of RC columns with plain bars and proposal for Eurocode 8 formula improvement," *Engineering Structures*, vol. 88, pp. 22-36, 2015/04/01/ 2015, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.033>.
- [8] J. Melo, T. Rossetto, and H. Varum, "Experimental study of bond–slip in RC structural elements with plain bars," *Materials and Structures*, vol. 48, no. 8, pp. 2367-2381, 2015/08/01 2015, doi: 10.1617/s11527-014-0320-9.
- [9] J. Melo, C. Fernandes, H. Varum, H. Rodrigues, A. Costa, and A. Arêde, "Numerical modelling of the cyclic behaviour of RC elements built with plain reinforcing bars," *Engineering Structures*, vol. 33, no. 2, pp. 273-286, 2011/02/01/ 2011, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.11.005>.
- [10] G. M. Verderame, G. Fabbrocino, and G. Manfredi, "Seismic response of r.c. columns with smooth reinforcement. Part II: Cyclic tests," *Engineering Structures*, vol. 30, no. 9, pp. 2289-2300, 2008/09/01/ 2008, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.024>.
- [11] *Decreto 47723 - Regulamento de Estruturas de Betao Armado*, I Série - número 119, 1967.
- [12] *Concrete - Specification, performance, production and conformity (Portuguese Version)*, IPQ NP-EN206, 2000.

Seismic damage assessment of buildings using modal parameters

R. Panah¹ **H. Varum**² **J. Melo**³ **V. Silva**⁴ **X. Romão**⁵

ABSTRACT

During an earthquake, a building's overall vibration period generally increases due to alterations in its structural stiffness. The extent of damage, known as the Damage Limit State (DLS), can be assessed either visually or through numerical analyses. These analyses correlate the surpassing of a specific Engineering Demand Parameter (EDP) threshold with reaching a particular DLS for a given earthquake scenario. Evaluating the DLS after an earthquake is essential for determining whether a building remains serviceable.

This study involves the use of numerical time history and pushover analyses on reinforced concrete residential buildings to explore their behavior during seismic events. Pushover analysis was particularly useful in identifying the thresholds associated with various Damage States in infilled RC structures. The primary objective of this research is to establish an initial link between two key factors: first, the damage a building sustains from a specific earthquake scenario, which impacts its serviceability; and second, the elongation of its vibration period, which can be accurately measured using finite element methods (FEM).

The study aims to investigate whether the elongation of a building's vibration period can reliably indicate its damage state and usability after an earthquake. By understanding this relationship, the research seeks to provide a more effective means of assessing post-earthquake building conditions, potentially improving the process of determining whether a structure remains safe for continued use.

Key words: Period Elongation; Damage Detection; Earthquake Engineering; Reinforced Concrete Building;

1. INTRODUCTION

The period of vibration of a structure is mostly influenced by its total mass and stiffness. During an earthquake, damage affects both structural and non-structural elements, leading to a decrease in their stiffness. This phenomenon is known as "period elongation", and essentially, the more severe the damage, the more significant the increase in the period compared to the undamaged state.

The extent of period elongation is a helpful indicator of the building's damage state: higher elongation implies more significant damage. Numerous studies have been conducted on this subject, involving numerical and experimental research [1-16]. However, the relationship between the period elongation and vulnerability assessment of RC buildings with infill walls has yet to be established. In a more detailed context, Zembaty et al. [2] conducted experiments using shaking tables on reinforced concrete

¹ PhD student, (CONSTRUCT, Dept. of Civil Engineering, University of Porto, Porto, Portugal. Up202111328@up.pt)

² CONSTRUCT, Dept. of Civil Engineering, University of Porto, Porto, Portugal. hvarum@fe.up.pt

³ CONSTRUCT, Dept. of Civil Engineering, University of Porto, Porto, Portugal. josemelo@fe.up.pt

⁴ RISCO, Dept. of Civil Engineering, University of Aveiro, Aveiro, Portugal. Vitor.s@ua.pt

⁵ CONSTRUCT, Dept. of Civil Engineering, University of Porto, Porto, Portugal. xnr@fe.up.pt

(RC) frames. Their research illustrated that as damage progressed, there was a noticeable decrease in the effective stiffness of the structures, accompanied by a corresponding decrease in the fundamental frequency. Additionally, Mucciarelli et al. [9] documented the initial strong motion of a European building during the Molise earthquake in Italy in 2002. This building sustained significant damage, and a substantial reduction in frequency, approximately 50%, was observed. Furthermore, Calvi et al. [11] reported that a fundamental period elongation of roughly 150%, equivalent to a 60% drop in frequency, is indicative of an extensively damaged RC building that is nearing a state of collapse.

Nonlinear elasticity of materials has been recently observed by researchers [12-13] in RC buildings under dynamic loading, through real-time monitoring. This phenomenon is due to the nonlinear response of concrete (σ - ε relationship) under low deformations, which results in temporary frequency shifts (period elongation) and is followed by slow dynamics. The latter is a process during which the elastic properties of the material (e.g. elastic modulus) recover fully or partially after the end of an excitation or loading. Nevertheless, in the typical bilinear capacity curve models used for vulnerability modeling, such frequency shift is still considered elastic. Recently, Mori and Spina [15] developed an analytical methodology for estimating the vulnerability of buildings regarding their operational limit state, based on experimental ambient vibration data. The authors also suggested a reduction coefficient for each estimated natural frequency, in order to take into account, the difference between ambient vibration and seismic frequencies, which for the first mode is approximately 0.6.

In the study by Vidal et al. [16], which focused on 34 damaged reinforced concrete (RC) buildings following the Lorca earthquake in Spain in 2011, the authors investigated alterations in the fundamental period and damping ratio. They identified a significant correlation between an elongation in the period and the extent of structural damage. Additionally, the study found that a period elongation of 10-20% could occur even when there was no visually apparent evidence of damage. In a separate study by Ditommaso et al. [17], 68 damaged RC buildings following the L'Aquila earthquake in Italy in 2009 were examined. The research compared the observed fundamental periods to the period-height relationship outlined in the Italian building code. The findings revealed that the highest levels of damage were associated with a maximum period elongation of 100%, while lower damage levels exhibited an elongation of approximately 60%.

This study, it was performed numerical time-history and pushover analyses on 4-story reinforced concrete residential buildings with infills. The results from the pushover analyses were used to determine the thresholds of a set of Damage States (DLSs), while the time-history analyses were employed to evaluate the variation of the period of vibration with increasing ground shaking intensities. The goal is to establish a preliminary relationship between a) the vulnerability of a building under groups of specific earthquake intensity and b) its corresponding period elongation. In the paper's last part, a novel experimental damage detection method will be presented, which is deemed compatible through numerical analysis for identifying seismic damage by analyzing modal parameters.

2. DESIGN, MODELLING AND ANALYSIS OF ARCHETYPE BUILDINGS

4-story RC buildings with infill walls with different seismic design coefficients (i.e., 20 and 10 percent) were considered for this study. This number of stories is common in Portugal. Information about the geometrical and material properties of these archetypes can be found in Table 1 and Fig. 1.

Table 1. Archetype buildings properties.

<i>Structural Type</i>	<i>Length X [m]</i>	<i>Length Y [m]</i>	<i>f_{cd} [MPa]</i>	<i>f_{syd} [MPa]</i>
Reinforced Concrete Moment Resisting Frame	25.75	12	7	10.5

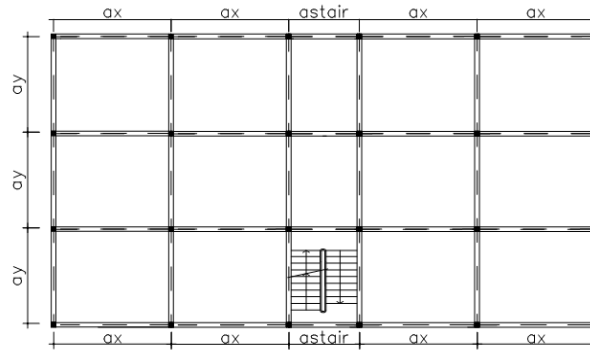


Figure 1. Geometry of buildings under study.

The non-linear behavior of buildings was simulated using the OpenSees software [21], employing a lumped-plasticity model. Structural vulnerability assessment involves significant uncertainty due to variability in ground motion, as highlighted by Shome and Cornell [18]. To address this, careful consideration was given to selecting appropriate ground motion records. The Conditional Spectrum Method (CSM), introduced by Baker [19], was employed to select 180 ground motion records for the numerical analysis. Initially, seismic hazard disaggregation was conducted to estimate the characteristics of the most likely earthquake scenario, followed by the calculation of the mean conditional spectrum. Records that closely matched the mean conditional spectrum were then selected for each intensity level. The response spectra of these selected records are illustrated in Fig. 2.

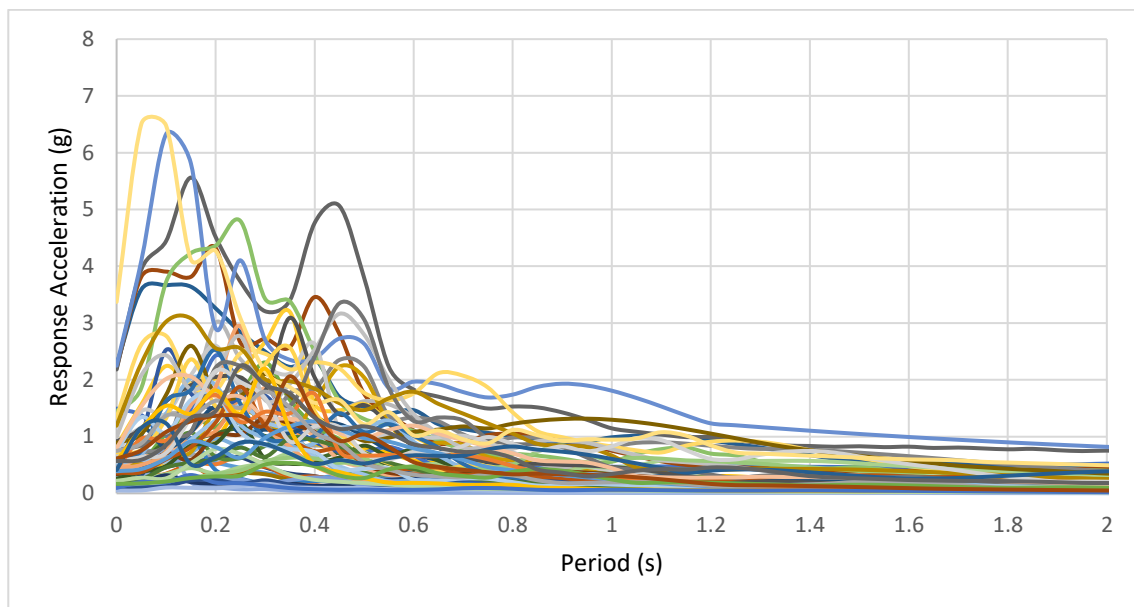


Figure 2. Elastic response spectra of the selected ground motion records conditional to $T=0.3s$.

Seismic loads were applied to the structure's foundation, oriented perpendicularly to its length. Structural damage was classified into four distinct damage states: slight, moderate, extensive, and complete. The threshold values for each damage state were established based on the expected yield and ultimate displacements.

Traditionally, vulnerability functions were developed from the convolution between fragility models and discrete damage-to-loss models. However, to preserve the variability in the loss estimates, the methodology followed herein, proposed by Silva [20], correlates the expected loss ratio (LR) at different damage states directly with an engineering demand parameter (see example in Table 2).

The maximum displacement of each building was utilized to evaluate the anticipated loss fraction according to the damage model proposed by Silva [20]. Damage states (DS)—ranging from slight to

complete—are defined based on the yielding (S_{dy}) and ultimate (S_{du}) displacements derived from the capacity curves. Table 2 outlines the thresholds for each DS and the corresponding average loss ratio (LR). Additional criteria, such as maximum shear capacity, maximum inter-story drift ratio (ISDR), or strain in concrete or steel, can also be employed to define the DS.

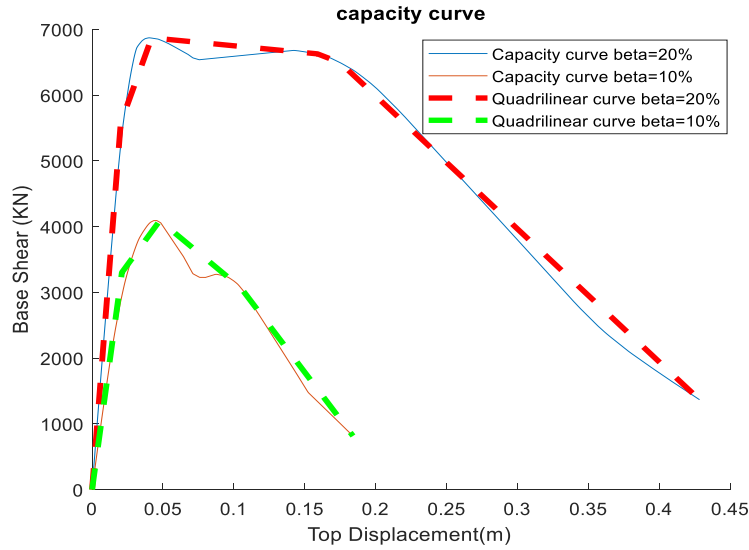


Figure 3. Capacity curve.

Each structure was allocated in a damage state based on the estimated maximum displacement. Then the level of damage could be converted into a fraction of loss based on the assumed average loss ratio. Some damage-to-loss models propose uniform or beta distributions to model the possible range of loss ratios within each damage state. However, within each damage state, such an approach leads to no correlation between the resulting loss ratio and the estimated engineering demand parameter. For this reason, the average loss ratios in this study were assumed as the central value for each damage state, and a linear increase in the loss ratio with the maximum displacement was assumed, as depicted in Figure 4 by the black line. An exception was imposed for complete damage, in which a loss ratio equal to 1 was assumed for a maximum spectral displacement equal to the ultimate point (S_{du}). This damage model implies that damage starts when the displacement reaches 75% of S_{dy} , increases linearly according to the average loss ratio (as defined in Table 2) at the central displacements per damage state, and reaches a total loss when S_{dy} is reached.

As previously mentioned, these limit state thresholds can also be characterized by significant uncertainty. However, it should be noted that in this study, these thresholds are defined based on the notable points of the capacity curves (S_{dy} and S_{du}) as opposed to assuming a set of pre-established displacements or drifts for all of the building classes [21]. This approach ensures a correlation between the actual structural capacity of each structure and the displacements that mark the initiation of each level of damage.

Combining the damage thresholds computed from the capacity curve (Fig. 3) with the damage-to-loss model in Table 2 produced a discrete relationship between the structural performance and expected loss (depicted in Fig.4 as vertical bars). Connecting the mean damage threshold with linear segments (see Fig. 4) generates a continuous relationship between top displacement and loss used to estimate the expected loss for each ground motion record.

Table 2. Discrete damage to loss model.

<i>Damage State</i>	<i>Threshold</i>	<i>Loss Ratio [%]</i>
Slight Damage (DS1)	$0.75Sd_y$	5
Moderate Damage (DS2)	$(2Sd_y + Sd_u)/3$	20
Extensive Damage (DS3)	$(Sd_y + 2Sd_u)/3$	60
Complete Damage (DS4)	Sd_u	100

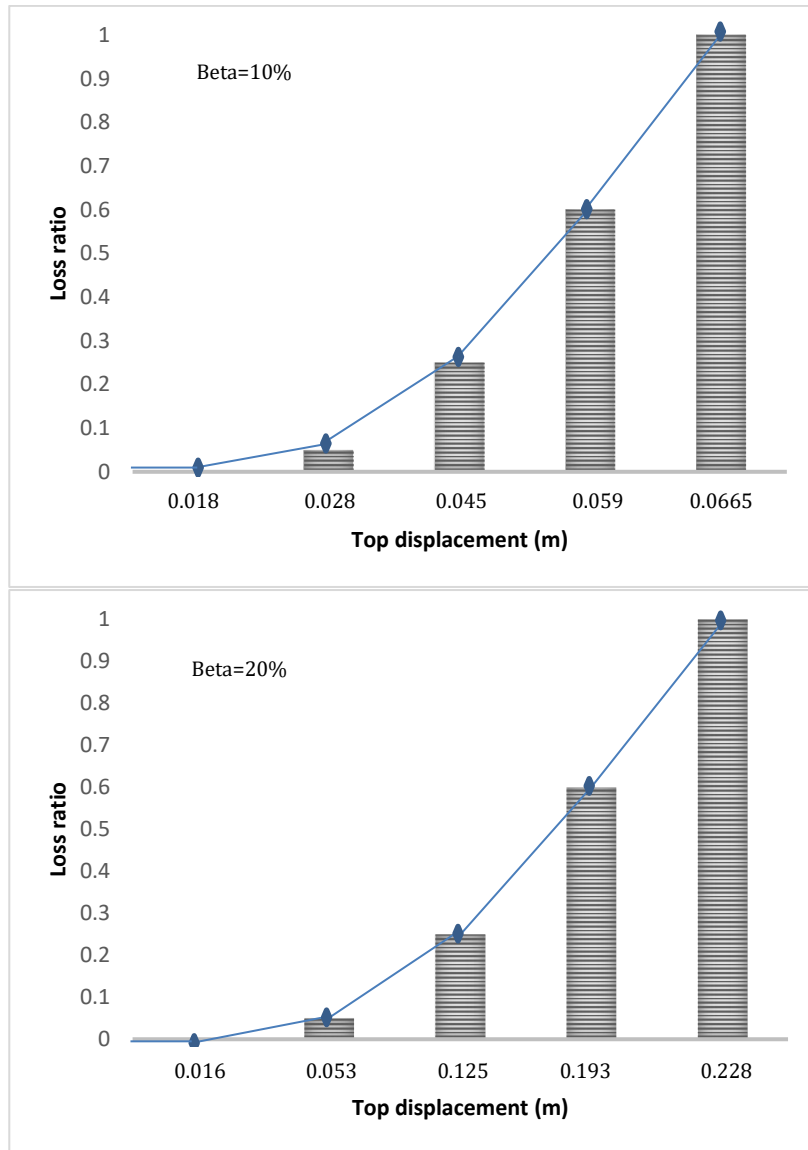


Figure 4. Relation between the LR (Loss Ratio) and Sd (Sdu and Sdy) for each building with

For the case study structures this procedure generated the Associated dispersion between loss values and each ground motion depicted in Figure 5. At each intensity level, the loss ratio was computed and will be used to estimate the vulnerability curve and correlate the period of vibration under different ground motion intensities to the loss ratio.

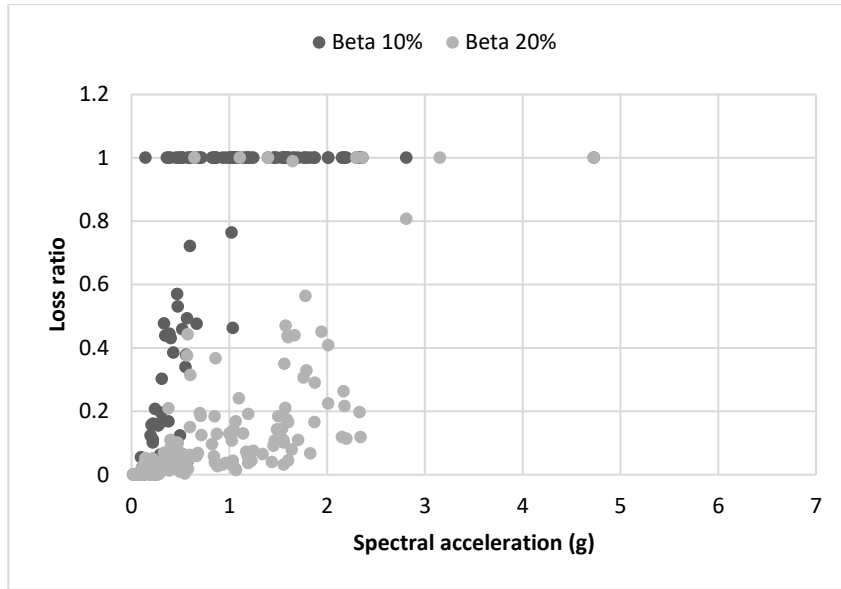


Figure 5. Associated dispersion of ground motion intensity versus loss ratio.

The OpenSees [22] software was chosen due to its capability to perform Eigenvalue analysis to determine the period of vibration of the structure at any step. We estimated the period elongation by comparing the original period (T_1) with the period of vibration at the final time step (T_2).

After the estimation of the period elongation and the expected loss ratio for each ground motion record, a new vulnerability function was derived, as presented in Figure 6 using the period elongation as the independent variable on the horizontal axis.

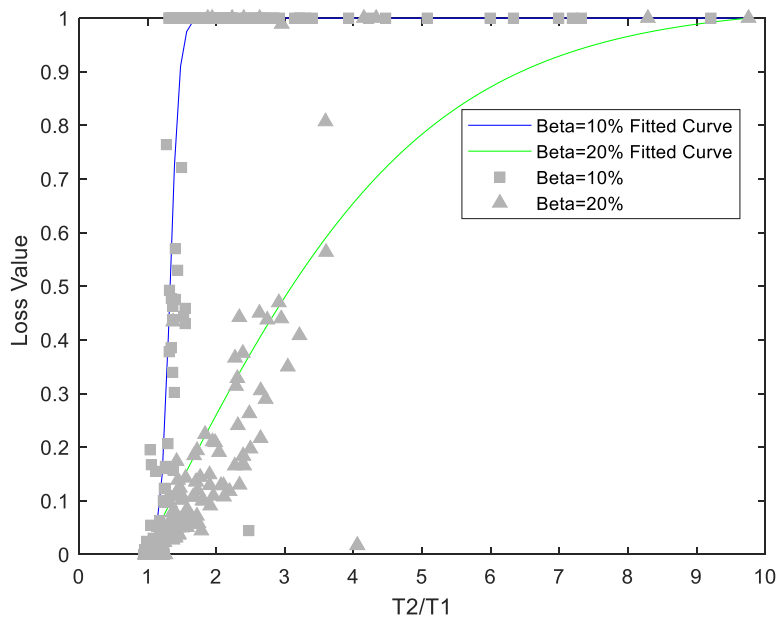


Figure 6. Period elongation versus loss ratio.

Based on the vulnerability results (Figure 6), it is possible to observe that the loss value increased with different values of period elongation depending on the seismic coefficient that the structure was designed for it. Both structures are modeled with infill walls, therefore, the results are near to the actual value. Furthermore, the maximum loss value is reached after the elongated period reaches 2 for the structure not designed for seismic loading ($\beta=10\%$), and for the structure that was designed for seismic

resistance ($\beta=20\%$) the maximum loss ratio happened at high values of period elongation (which shows high stiffness of building and high ductility of infill walls). The period elongation of the structure starts to have loss depending on the stiffness and ductility of the infill panels, and in this paper, the infill panels data arrived from experimental data on the structures in Portugal. This methodology provides a practical tool for rapid damage assessment of structures based on their period elongation to make decisions about the stability of buildings. This numerical analysis was done just for two buildings; however, with more numerical analysis with different buildings, the results will be more comprehensive.

3. INTEGRATING THE PROPOSED NUMERICAL METHODOLOGY FOR DAMAGE ASSESSMENT OF REAL STRUCTURES

The methodology proposed in section 2 has the potential to be integrated into existing engineering practices. In this part, the possibility of using proposed methods through monitoring of the natural period of buildings will be explained. Some sensors (Figure 7) provide long-term vibration based SHM systems information about damages that are not detectable by a mere visual inspection. As an example of these sensors could be mentioned to the Safe hub sensors which is the first IoT-based analytics platform that remotely monitors structural health and provides actionable damage alerts and detailed, building-specific data in minutes that expediting emergency response and recovery based on the period elongation of buildings. Predominant features in damage detection based on period elongation is damage alerts in minutes, expedite emergency response and recovery, prevent unnecessary financial loss, and incidence simulation features. Through these sensors, the period elongation of buildings will be calculated, and based on the values obtained from the sensors, the loss value of the structure will be stimulated based on proposed methodology in section 2.

The method that was proposed in the numerical part (part 2) will estimate the real value of the loss ratio and send an alarm to the buildings with a high level of loss value, which is the conversion of the structural period to the damage alarm of the buildings.



Figure 7. Safe-hub sensor for damage detection of structures based on modal parameters.

Accuracy of the measured frequencies by these sensors is important in damage detection methods and is possible for buildings that are not too stiff. The weakness of the sensors is for buildings with very stiff lateral load resisting systems, and in this case, the accuracy of measured frequency should be checked through accelerometers.

CONCLUSION

This paper delves into how structural monitoring can affect seismic risk assessment and loss estimation by introducing an innovative vulnerability modeling technique that relies on the elongation of the structural vibration period. To explore this concept, the study developed two detailed 3D numerical models of reinforced concrete structures, specifically 4-story buildings situated in Portugal. The researchers conducted nonlinear dynamic analyses to estimate how these structures would respond to seismic events.

This study directly predicts the expected loss for each ground motion record by examining changes in the modal parameters of the structures. Based on the vulnerability results, it is possible to observe that the loss value increased with different values of period elongation depending on the seismic coefficient that the structure was designed for it. Both structures are modeled with infill walls, therefore, the results are near to the actual value. The maximum loss value is reached after the elongated period reaches 2 for the structure with less seismic coefficient, and for the structure that was designed for high seismic coefficient the maximum loss ratio happened at high values of period elongation. The period elongation of the structure starts to have loss depending on the stiffness and ductility of the infill panels. This methodology provides a practical tool for rapid damage assessment of structures based on their period elongation to make decisions about the stability of buildings. This numerical analysis was done just for two buildings; however, with more numerical analysis with different buildings, the results will be more comprehensive.

This novel methodology that was offered by the numerical analysis for calculating the damage and financial losses for structures, could be practical for buildings equipped with specific sensors. These sensors can measure the elongation of the vibration period shortly after the occurrence of significant earthquakes, thereby providing immediate and actionable insights into the extent of damage and associated losses Which was verified by numerical analysis.

ACKNOWLEDGEMENTS

The first author acknowledges the financial support provided by “FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia”, Portugal, namely through the Ph.D. grant with reference 2023.00574.BD.

REFERENCES

- [1] Arezzo, D., Nicoletti, V., Carbonari, S., & Gara, F. (2021). The tracking of modal parameters for a reinforced concrete building during low-medium intensity earthquakes. In 8th ECCOMAS thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering. Athens, Greece.
- [2] Zembaty, Z., Kowalski, M., & Pospisil, S. (2006). Dynamic identification of a reinforced concrete frame in progressive states of damage. *Engineering Structures*, 28(5), 668-681.
- [3] Di Sarno, L. (2013). Effects of multiple earthquakes on inelastic structural response. *Engineering Structures*, 56, 673-681
- [4] Di Sarno, L., & Amiri, S. (2019). Period elongation of deteriorating structures under mainshock-aftershock sequences. *Engineering Structures*, 196, 109341.
- [5] Gallipoli, M. R., Stabile, T. A., Guéguen, P., Mucciarelli, M., Comelli, P., & Bertoni, M. (2016). Fundamental period elongation of a RC building during the Pollino seismic swarm sequence. *Case Studies in Structural Engineering*, 6, 45-52.
- [6] Katsanos, E. I., Sextos, A. G., & Elnashai, A. S. (2014). Prediction of inelastic response periods of buildings based on intensity measures and analytical model parameters. *Engineering Structures*, 71, 161-177.

- [7] Lin, L., Naumoski, N., Foo, S., & Saatcioglu, M. (2008). Elongation of the fundamental periods of reinforced concrete frame buildings during nonlinear seismic response. In 14th World conference on earthquake engineering. Beijing, China.
- [8] Masi, A., & Vona, M. (2010). Experimental and numerical evaluation of the fundamental period of undamaged and damaged RC framed buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 643-656.
- [9] Mucciarelli, M., Masi, A., Gallipoli, M. R., Harabaglia, P., Vona, M., Ponzo, F., & Dolce, M. (2004). Analysis of RC building dynamic response and soil-building resonance based on data recorded during a damaging earthquake (Molise, Italy, 2002). *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94(5), 1943-1953.
- [10] Trifunac, M. D., Ivanović, S. S., & Todorovska, M. I. (2001). Apparent periods of a building. II: Time-frequency analysis. *Journal of Structural Engineering*, 127(5), 527-537.
- [11] Calvi, G. M., Pinho, R., & Crowley, H. (2006, September). State-of-the-knowledge on the period elongation of RC buildings during strong ground shaking. In *Proceedings of the 1st European conference of earthquake engineering and seismology*, Geneva, Switzerland, paper (Vol. 1535).
- [12] Guéguen, P., Johnson, P., & Roux, P. (2016). Nonlinear dynamics induced in a structure by seismic and environmental loading. *The Journal of the Acoustical Society of America*, 140(1), 582-590.
- [13] Astorga, A., Guéguen, P., & Kashima, T. (2017). Nonlinear elasticity in buildings: a prospective way to monitor structural health. *Procedia engineering*, 199, 2008-2013.
- [14] Astorga, A., Guéguen, P., & Kashima, T. (2018). Nonlinear elasticity observed in buildings during a long sequence of earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(3A), 1185-1198.
- [15] Mori, F., & Spina, D. (2015). Vulnerability assessment of strategic buildings based on ambient vibrations measurements. *Struct. Monit. Maint*, 2(2), 115-132.
- [16] Vidal, Francisco, Manuel Navarro, Carolina Aranda Caballero, and Takahisa Enomoto. Changes in Dynamic Characteristics of Lorca Rc Buildings from Pre- and Post-Earthquake Ambient Vibration Data. Vol. 12, 2014. doi:10.1007/s10518-013-9489-5.
- [17] Ditommaso, R., Vona, M., Gallipoli, M. R., & Mucciarelli, M. (2013). Evaluation and considerations about fundamental periods of damaged reinforced concrete buildings. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13(7), 1903-1912.
- [18] Shome, N. (1999). Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Stanford University.
- [19] Baker, J. W. (2011). Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322-331.
- [20] Silva, V. (2019). Uncertainty and correlation in seismic vulnerability functions of building classes. *Earthquake Spectra*, 35(4), 1515-1539.
- [21] Ghobarah, A. (2004, June). On drift limits associated with different damage levels. In *International workshop on performance-based seismic design* (Vol. 28). Ontario, Canada: Department of Civil Engineering, McMaster University.
- [22] McKenna, F., Fenves, G., Scott, M. and Jeremic, B. (2000) Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA.

Análise do comportamento estrutural de pilares de betão armado reforçados com CFRP por ensaios cíclicos uniaxiais e biaxiais

C. Carobeno ¹

J. Melo ²

A. Arêde ³

P. Rocha ⁴

H. Varum ⁵

RESUMO

Em sistemas estruturais porticados, os pilares são reconhecidos como sendo um dos componentes mais vulneráveis ao efeito da ação sísmica, uma vez que estes elementos são essenciais para o comportamento global dos edifícios e condicionam diretamente o mecanismo de colapso. Os últimos eventos sísmicos demonstram a vulnerabilidade estrutural de edificações em betão armado que foram dimensionadas antes das atuais especificações sísmicas, tanto em cenário nacional como internacional. Nesta perspetiva, a procura por soluções de reparação de danos provocados por sismos e reforço estrutural tem ganho notoriedade tanto na comunidade científica como na indústria. Das várias opções disponíveis de reforço estrutural, destacam-se as técnicas que usam os materiais intitulados *CFRP - Carbon Fiber Reinforced Polymer*. CFRP trata-se de polímeros de reforço à base de fibras de carbono, os quais apresentam elevada resistência à tração. Considerando o cenário acima exposto, neste trabalho foi avaliado o comportamento estrutural, para cargas laterais cíclicas uniaxiais e biaxiais, de pilares de betão armado encamisados com mantas de CFRP. A técnica de reforço utilizada é inovadora uma vez que o encamisamento do pilar é realizado por baixo do recobrimento de betão, ou seja, logo após a armadura longitudinal, reduzindo, assim, a suscetibilidade do reforço a elevadas temperaturas e incêndios. Além da técnica de reforço foi também avaliada uma reparação estrutural realizada nos pilares que tiveram dano prévio, consistindo na substituição do betão danificado por betão auto-compactável, além do corte e emenda dos varões longitudinais encurvados por meio de um processo de soldadura. Foram ensaiados seis protótipos sob esforço axial constante, adotando protocolos de carga cíclica uniaxial e biaxial, um exemplar de controlo, um reforçado e outro reparado e reforçado. Os resultados obtidos são avaliados a partir das curvas de comportamento e histerese considerando a variação de capacidade dúctil, evolução de danos e dissipação de energia.

Palavras-chave: Ensaios cíclicos; Pilares de betão armado; Reforço estrutural; CFRP; Ductilidade.

1. INTRODUÇÃO

Um dos aspectos principais na análise do comportamento estrutural é determinar os mecanismos de colapso desenvolvidos e conseqüentemente os componentes elementares e suas respectivas importâncias. Em estruturas de edifícios, os pilares desempenham uma função primária, não só para a resistência aos esforços axiais e fletores, como principalmente para conferir ductilidade à estrutura. Tratando-se de solicitações sísmicas, os elementos das estruturas de betão alcançam frequentemente o regime inelástico e por isso os deslocamentos laterais podem ser elevados e provocar danos. Eventos

¹ Construct-Lese, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. up202210458@fe.up.pt

² Construct-Lese, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. josemelo@fe.up.pt

³ Construct-Lese, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. aarede@fe.up.pt

⁴ Construct-Lese, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. parocha@fe.up.pt

⁵ Construct-Lese, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. hvarum@fe.up.pt

sísmicos recentes têm evidenciado a vulnerabilidade sísmica de pilares em edificações existentes de betão armado, uma vez que, estas foram concebidas sem considerar as cargas sísmicas.

Neste contexto, o reforço estrutural com materiais compostos de fibra de carbono (*CFRP - Carbon Fiber Reinforced Polymer*) tem se mostrado uma solução eficaz para a melhoria da capacidade resistente de pilares existentes. Os CFRP, caracterizados por elevada resistência à tração e módulo de elasticidade, aliada a uma baixa densidade, têm sido amplamente empregados em aplicações de reforço estrutural, permitindo aumentar a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia dos elementos estruturais, além de promover também o maior confinamento do betão e incremento de sua capacidade resistente ao corte e flexão. Nesta perspectiva, diversos trabalhos foram desenvolvidos a partir de campanhas experimentais em pilares de betão armado reforçados com encamisamento de CFRP sob solicitação cíclica. Em [1, 2] foram realizados ensaios em pilares considerando a aplicação de carga cíclica lateral uniaxial e em [3, 4] estudou-se as ligações viga-pilar destes sistemas.

Todavia, as mantas de CFRP podem ser susceptíveis a incêndios quando expostas a elevadas temperaturas. Desta forma, tendo em vista o panorama majoritário de trabalhos realizados com CFRP que aplicaram o encamisamento de forma perimetral, este estudo procura avaliar uma solução inicial de encamisamento interno junto ao núcleo de betão. A técnica de encamisamento junto da armadura longitudinal tem por objetivos principais: aumentar a rigidez lateral dos varões longitudinais, reduzindo o risco de encurvadura; incrementar a resistência à compressão do betão através do confinamento gerado pelo encamisamento; e proporcionar proteção passiva contra incêndio às mantas de CFRP, mediante a aplicação de recobrimento com argamassa de reparação, que atua como barreira térmica.

A solução de reforço é avaliada para aplicação nas zonas mais vulneráveis dos pilares, onde se espera que se formem rótulas plásticas. Considerando um cenário de restauração e reparação pós-sísmico é avaliada também uma técnica de reparação para as estruturas. Por fim, foram considerados cenários de solicitação lateral cíclica tanto uniaxial como biaxial e com esforço axial constante.

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.1 Caracterização geométrica dos pilares e propriedades dos materiais

A campanha experimental deste trabalho foi conduzida a partir de seis protótipos de pilares de betão armado com armadura nervurada e sem dimensionamento sísmico com características geométricas e propriedades mecânicas dos materiais semelhantes. Tratam-se de pilares de seção quadrada de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ com armadura longitudinal de $8\phi 12 \text{ mm}$ disposta simetricamente e armadura transversal de $\phi 6 \text{ mm}$ com espaçamento de 20cm ao longo do comprimento principal, exceto na zona do atuador lateral em que os estribos foram reforçados considerando um espaçamento de 10cm. O recobrimento é de 2,5cm e a ancoragem realizada com ganchos a 90° .

Os protótipos tem como condição de apoio o encastramento em sapatas quadradas de betão armado de dimensão $44 \times 44 \times 50 \text{ cm}^3$, as quais foram fixadas solidamente a uma estrutura metálica de grande rigidez para o ensaio. A Fig.1 ilustra as propriedades geométricas da seção dos provetes assim como a condição de encastramento supracitada. A determinação do comprimento dos protótipos ensaiados foi realizada baseada no ponto de inflexão localizado a meia altura do pilar, sendo considerada a altura usual de 3,0m para distância entre pisos, o respectivo valor será 1,50m. No entanto, com vista à instalação dos atuadores foram acrescidos 20cm de modo a totalizar pilares de 1,70m de comprimento. No entanto a cota de aplicação da carga lateral é 1,50m.

O betão utilizado possui resistência média à compressão de $f_{cm} = 18,81 \text{ MPa}$ com coeficiente de variação de 7,01% (3 provetes cilindricos de acordo com a norma EN 206[5]), sendo a armadura longitudinal caracterizada por tensão de cedência média $f_{ym} = 409,67 \text{ MPa}$ e tensão de rotura de $f_{um} = 533,54 \text{ MPa}$ com coeficientes de variação de 0,37% e 0,05%, respectivamente (ensaio de 3 provetes testados de acordo com a norma EN ISO 6892-1[6]). A armadura transversal é da classe A400NR. A partir da

configuração inicial e propriedades descritas, foram empregadas técnicas de reforço e reparação para avaliação do desempenho estrutural. Desta forma, o Quadro 1 caracteriza o estudo de caso considerando um elemento de controlo, um reforçado e outro reparado/ reforçado para cada padrão de carga cíclica.

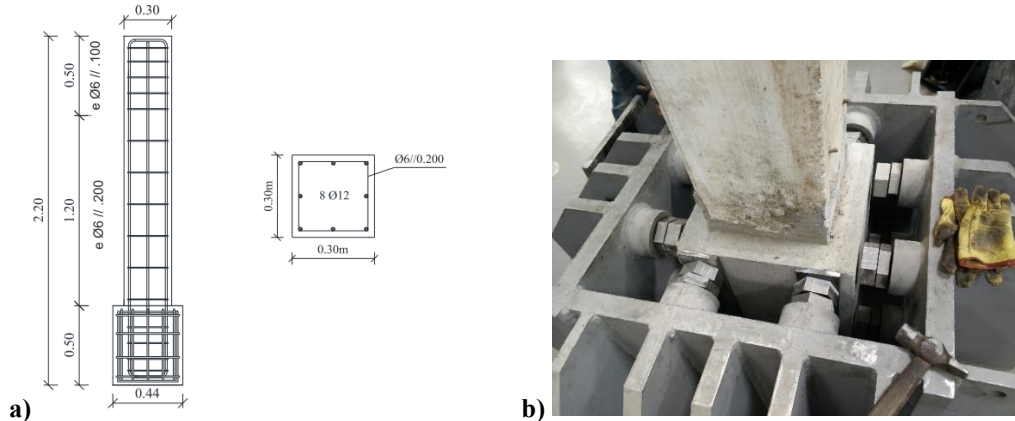


Figura 1. Propriedades dos provetes: a) geometria; b) encastramento.

Quadro 1. Características dos protótipos avaliados.

<i>Nomenclatura</i>	<i>Estado</i>	<i>Reforço</i>	<i>Carregamento</i>
PD01-N01	Original	Não	Uniaxial
PD01-N04-S	Original	Sim	Uniaxial
PD01-N01-RS	Reparado	Sim	Uniaxial
PD12-N03	Original	Não	Biaxial
PD12-N05-S	Original	Sim	Biaxial
PD12-N03-RS	Reparado	Sim	Biaxial

Em termos de propriedades dos materiais utilizados, elenca-se para o processo de reparação a diferenciação entre o material de reparação do núcleo de betão e o destinado ao recobrimento. Para o núcleo, foi utilizada a argamassa de reparação estrutural *MasterEmaco S 5450 PG* com gravilha 4 – 16mm em dosagem 7,5kg de gravilha por cada saco de 25kg de argamassa. As propriedades mecânicas desta argamassa de reparação estrutural alterada foram alcançadas por ensaios à compressão de acordo com a norma EN 206[5] em 3 provetes cilíndricos cujo resultado médio obtido foi de 70,52MPa e módulo de elasticidade médio de 30,8GPa, com coeficientes de variação de 9,48% e 7,12%, respectivamente. Todavia, o recobrimento foi reconstituído com argamassa de reparação *Master Emaco S488* cuja resistência anunciada pelo fabricante após dois dias de cura é de 55 MPa. Por fim, as mantas de carbono usadas no encamisamento são caracterizadas por resistência característica à tração de $f_{ju} = 4300\text{MPa}$, extensão de rotura de 1,8%, módulo de elasticidade de $E_j = 340\text{GPa}$ e espessura de $t_j = 0,131\text{mm}$.

2.2 Técnicas de reparação e reforço

O processo de reparação foi realizado na zona de rótula plástica de 50cm junto à fundação. O betão danificado foi removido e as armaduras longitudinais plastificadas e encurvadas foram cortadas e substituídas por novos varões da classe A400NR adotando o processo de soldadura apresentado em [7]. A última etapa do processo de reparo constituiu na colocação da cofragem junto às armaduras e betonagem com microbetão de propriedades detalhadas na seção anterior.

A solução de reforço empregada também foi realizada considerando uma zona de rótula plástica de 50cm a partir da base do pilar. A configuração de reforço deste trabalho se diferencia das anteriores devido às mantas de carbono serem alocadas internamente no núcleo de betão junto às armaduras, garantindo proteção das fibras quanto ao fogo pela camada de recobrimento externa e evitando o engrossamento do pilar. Foi também adotado um posicionamento estratégico para a alocação do reforço a meio do espaçamento dos estribos, de forma que se garanta um confinamento da armadura longitudinal tanto pelos estribos como pelo CFRP e, assim, o fenómeno de encurvadura dos varões é retardado de forma a ocorrer apenas para deslocamentos superiores.

Um dos pontos elementares na aplicação do reforço CFRP consiste na determinação do fator de confinamento assim como disposição das espessuras e camadas das mantas. Para isto, foram avaliadas tanto a norma italiana CNR-DT200/2004 [8] quanto o Eurocódigo 8-3/2004 [9]. Apesar de o primeiro código possibilitar o dimensionamento por faixas de encamisamento, o segundo adota apenas encamisamento contínuo, assim, calculou-se uma espessura equivalente para o comprimento de rótula plástica de 50cm avaliado neste trabalho para os dois métodos de encamisamento contínuo.

A distribuição das camadas de reforço foram determinadas considerando a distribuição de esforços e danos esperados na região. Isto é, embora a conversão de espessura de CFRP em tiras tenha resultado em uma distribuição de duas camadas, como na base é onde o momento é máximo, optou-se por retirar uma camada do topo da zona a reforçar e transferi-la para a base. Desta forma, o encamisamento foi realizado em 3 níveis: a) junto à base do pilar (nível 1) foram aplicadas 3 camadas de CFRP com uma largura de 17cm; b) o segundo nível ficou espaçado de 12cm do primeiro e foi formado por 2 camadas de CFRP com uma largura de 8cm; c) o terceiro nível ficou distanciado de 8cm do segundo nível e consistiu numa única camada de CFRP com 5cm de largura. Por fim, os coeficientes de confinamento obtidos pelo processo de cálculo das duas normas citadas foram semelhantes a 1,30, indicando que a solução de reforço origina um aumento da capacidade em compressão do betão em cerca de 30%.

O processo de aplicação do reforço é descrito por quatro etapas, sendo estas: i) homogeneização do betão na zona de reforço e arredondamento dos vértices dos pilares com um raio de 25mm; ii) colagem com resina epóxi das tiras de CFRP; iii) aplicação de areia fina por cima das tiras de CFRP (imediatamente após aplicação da manta) de modo a facilitar a adesão do betão de recobrimento; iv) restituição do recobrimento com argamassa de reparação após 1 semana da aplicação do CFRP. A Fig.2 apresenta de forma resumida as etapas do processo de reparação e reforço dos pilares. O reforço foi efetuado no interior do laboratório.



Figura 2. Processo de reparação e reforço com esquema das cintas em metros.

2.3 Setup dos ensaios e protocolo de carga

A configuração de ensaio foi realizada com dois atuadores horizontais para a aplicação de carga lateral e um atuador vertical para a aplicação de carregamento axial. Na direção X foi adotado atuador de capacidade de $\pm 500\text{kN} \pm 150\text{mm}$ por um pórtico metálico de reação. Na direção Y foi empregue atuador de capacidade de $\pm 200\text{kN} \pm 100\text{mm}$ por meio de uma parede de reação. Na vertical o atuador tem capacidade de $\pm 750\text{kN}$ e foi ligado por meio de um pórtico metálico de reação. Os ensaios foram realizados por imposição de deslocamentos horizontais, em uma ou duas direções, uniaxial e biaxial, respetivamente, aplicados ao topo dos pilares sujeitos a uma sollicitação axial constante de 350kN. A lei de deslocamentos adotada para ação horizontal uniaxial foi realizar três ciclos completos para cada amplitude e prever ciclos intermédios de amplitude mais baixa. Já para ações horizontais biaxiais foram impostos deslocamentos laterais cíclicos em três ciclos para 10 deslocamentos de pico e consequentes incrementos de 5mm de modo a formar uma lei de deslocamentos em formato de losango. Ambas as leis de deslocamentos foram baseadas em [10]. A Fig. 3 ilustra a configuração do ensaio adotada.

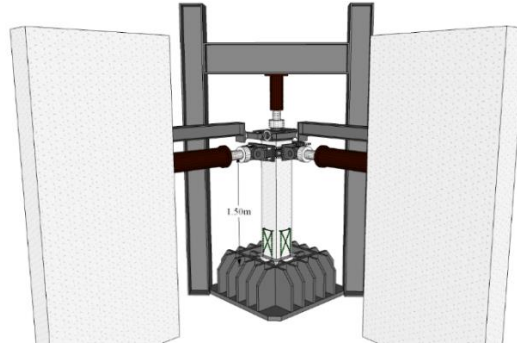
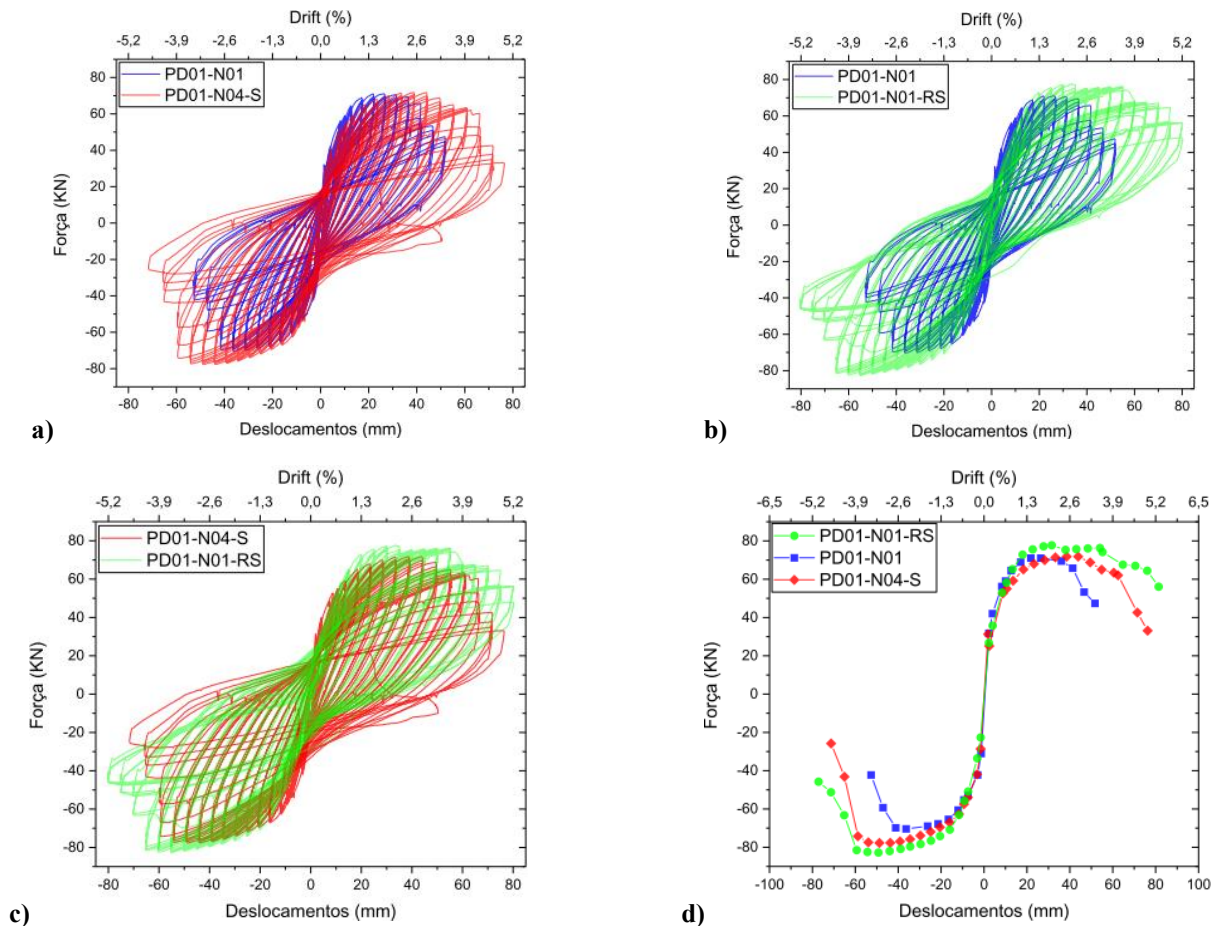


Figura 3. Configuração do ensaio (setup) dos pilares com carregamento biaxial e esforço axial.

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

3.1 Relação força-deslocamento

A análise do comportamento estrutural dos pilares foi inicialmente conduzida por meio das curvas histeréticas, as quais estabelecem a relação força-deslocamento, permitindo verificar não apenas o desempenho resistente e ductilidade como a degradação da resistência sob carregamento cíclico. A Fig. 4 compara as relações força-deslocamento entre os pilares sob carregamento uniaxial e a respectiva envolvente: de controlo (PD01-N01), reforçado (PD01-N04-S) e reparado/reforçado (PD01-N01-RS). Enquanto que a Fig. 5 ilustra a comparação das relações força-deslocamento entre os pilares sob carregamento biaxial e a respectiva envolvente: de controlo (PD12-N03), reforçado (PD12-N05-S) e reparado/reforçado (PD12-N03-RS).



Análise do comportamento estrutural de pilares de betão armado reforçados com CFRP por ensaios cíclicos uniaxiais e biaxiais

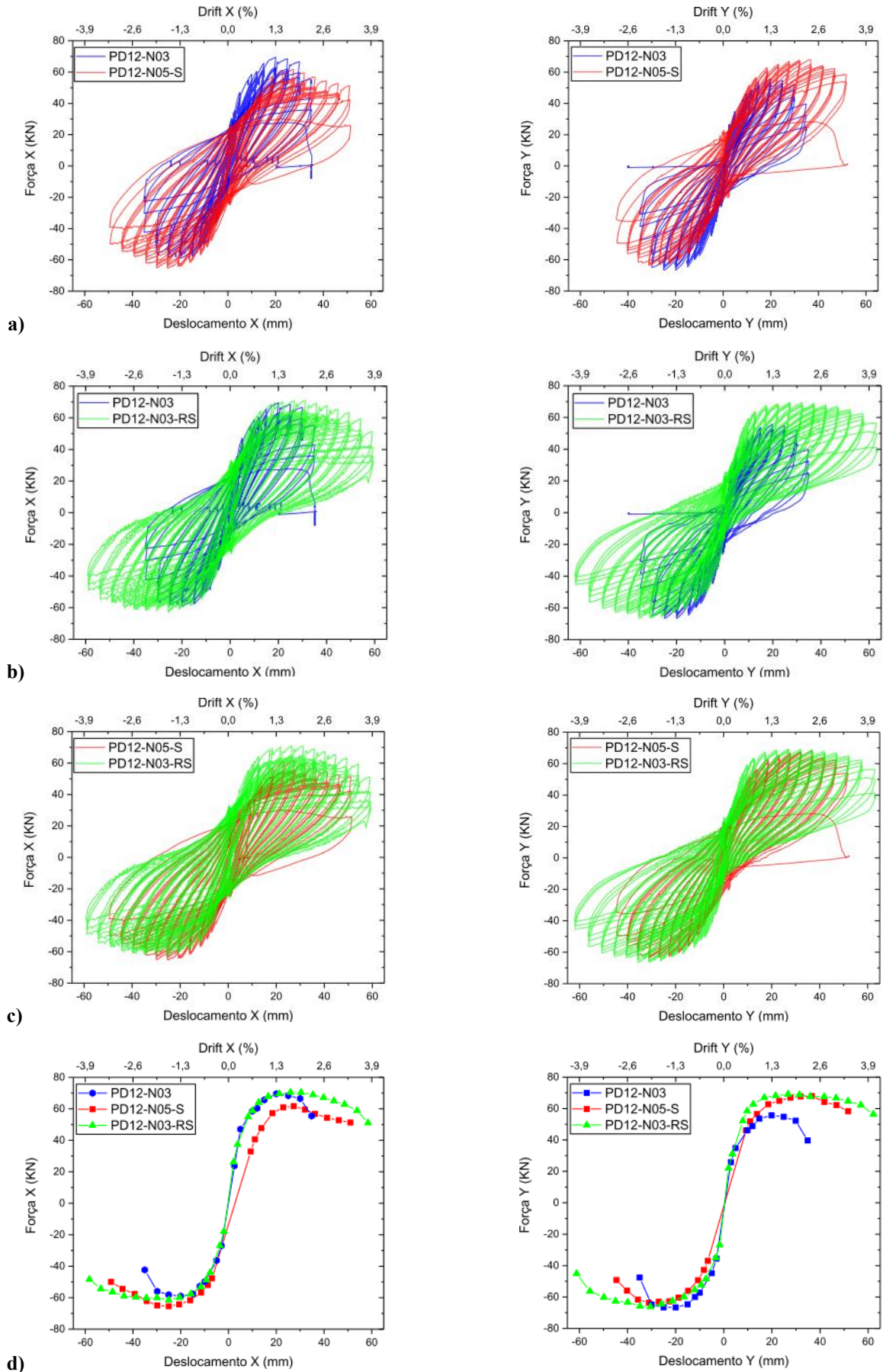


Figura 5. Relação força-deslocamento obtida nos ensaios biaxiais: **a)** controlo x reforçado; **b)** controlo x reparado/reforçado; **c)** reforçado x reparado/reforçado; **d)** envolvente.

Além das curvas de comportamento apresentadas nas Fig. 4 e 5, o Quadro 2 sintetiza os principais resultados obtidos nos ensaios a partir da identificação de seis parâmetros. São estes: força máxima $F_{m\acute{a}x}$ (módulo da média dos máximos positivo e negativo), força e deslocamento de cedência (F_y e Δ_y), deslocamento correspondente ao ponto último Δ_μ (deslocamento correspondente à redução de 20% da força máxima), ductilidade em deslocamento μ_Δ e variação da ductilidade em deslocamento em relação ao pilar de controlo $\Delta\mu_\Delta$. A força e deslocamento de cedência foram determinados de acordo com o método presente em [11].

Quadro 2. Resultados sintetizados da campanha experimental.

<i>Nomenclatura</i>	<i>Direção</i>	$F_{m\acute{a}x}[kN]$	$F_y[kN]$	$\Delta_y[mm]$	$\Delta_\mu[mm]$	μ_Δ	$\Delta\mu_\Delta$
PD01-N01	X	70,72	54,62	7,85	46,62	5,97	-
PD01-N04-S	X	74,80	55,85	9,70	63,41	6,54	+9,64
PD01-N01-RS	X	80,26	53,00	8,90	68,72	7,71	+29,25
PD12-N03	X	64,26	46,45	7,60	33,65	4,43	-
	Y	61,15	49,75	7,15	32,35	4,53	-
PD12-N05-S	X	60,90	38,17	9,00	51,67	5,75	+29,68
	Y	65,74	44,42	8,20	51,31	5,79	+27,96
PD12-N03-RS	X	65,95	49,45	8,20	56,35	6,90	+55,64
	Y	67,89	56,33	8,40	59,69	7,11	+57,13

A partir dos resultados apresentados, verifica-se que as soluções de reforço e reparo empregadas levaram ao aumento da capacidade dúctil dos pilares sem significativas alterações em sua resposta resistente a flexão. Considerando o desempenho sísmico, a ductilidade da estrutura é elementar para a dissipação de energia, desta forma, o encamisamento com mantas CRFP demonstrou-se eficiente como alternativa para reforço das regiões de rótula plástica da estrutura. Quanto ao tipo de carregamento aplicado, constata-se que o ganho de desempenho foi maior para o cenário de ensaio biaxial versus uniaxial. Em termos numérico, para o ensaio uniaxial houve um aumento da ductilidade de 9,64% do provete reforçado em relação ao de controlo, e de 29,25% do protótipo reparado/reforçado para o controlo; enquanto para o ensaio biaxial os respetivos valores considerando ambas direções foi em média 28,82% e 56,39%. Desta forma, constata-se que o aumento da ductilidade dos pilares reforçados é mais acentuado nos pilares ensaiados biaxialmente.

O aumento de ductilidade é refletido pelo aumento da deformação última, visto que, o ponto de escoamento sofre pouca alteração em relação aos protótipos, indicando insignificativa alteração da rigidez inicial e pré cedência dos pilares. Complementar aos resultados numéricos tabelados das curvas de comportamento, as envolventes apresentadas para ambos ensaios permitem concluir a alteração do mecanismo de colapso e ductilidade. Isto é, os provetes de controlo apresentam tanto na direção positiva como negativa do ciclo histerético um comportamento frágil caracterizado por uma curva sem patamar de cedência com queda abrupta de resistência e sem capacidade de dissipação de energia para maiores deslocamentos. Em contrapartida, ambos pilares reforçados apresentam uma curva dúctil com patamar de cedência, indicando, assim, a alteração de mecanismo de colapso pelo encamisamento.

Esse resultado converge para o esperado, visto que, os pilares de controlo não foram sísmicamente dimensionados e a solução de reforço empregada atua reforçando a zona de rótula plástica e, portanto, região mais vulnerável da estrutura. Acrescenta-se que nesta campanha experimental foram utilizados varões nervurados, se fossem usados varões lisos os resultados seriam ainda mais pronunciados. No caso dos pilares reforçados/reparados esse ganho de patamar de cedência é ainda maior, indicando que a reparação conseguiu restituir a capacidade original do pilar em flexão e até aumentá-la. Isto decorre da resistência do betão de reparação que é cerca de 3,5 vezes superior à do betão original.

A maior ductilidade acrescida a estrutura reflete em sua capacidade de dissipação de energia. A dissipação de energia histerética acumulada foi quantificada por meio do cálculo da área de cada ciclo de carga para o sentido positivo, no caso de ensaios biaxiais foram somadas as contribuições de cada uma das direções. Nos ensaios uniaxiais, os pilares reforçados dissiparam mais que o dobro de energia

do que o pilar de controlo considerando toda a duração do ensaio, ainda o protótipo reparado/reforçado dissipou 20% a mais do que o protótipo apenas reforçado. Nos ensaios biaxiais, em relação ao controlo, o pilar reforçado dissipou 160% a mais e o reparado/reforçado 622%. A maior capacidade de dissipação de energia dos pilares reparados e reforçados reflete o ganho de ductilidade apontado pela interpretação das curvas de comportamento dos protótipos.

3.2 Danos observados

A análise de danos foi conduzida a partir do acompanhamento visual e de mensuração destes ao longo dos ciclos de deslocamento, destacando-se que no final do último ciclo de cada um dos níveis de deslocamento, o ensaio foi interrompido para que se assinalassem o surgimento de novas fendas e/ou a evolução das já existentes. Em todos os ensaios foi verificado, como expectável, o surgimento de uma fenda na base do pilar coincidente com a seção de momento máximo. Tratando-se de um ensaio de flexão com esforço axial constante, o processo de fendilhação foi dividido em duas fases, uma inicial em que surgiram sucessivas fendas horizontais distribuídas ao longo da altura dos pilares; e uma intermediária em que se observou apenas a evolução da abertura das fendas horizontais já existentes, acompanhada de novas fendas associadas a outros efeitos, nomeadamente, esforços de corte e consequente esmagamento do betão.

Considerando as principais etapas envolvidas no processo de evolução de danos dos pilares, o Quadro 3 quantifica o ponto de deslocamento em que estes foram atingidos para cada um dos protótipos. Os danos observados no betão correspondem ao betão de recobrimento.

Quadro 3. Monitorização da evolução de danos dos protótipos por deslocamento em [mm].

Etapa	Uniaxial			Biaxial		
	Controlo	Reforçado	Reparado/ Reforçado	Controlo	Reforçado	Reparado/ Reforçado
Surgimento fissuras	15	15	15	10	12	15
Progressão e novas fissuras	25	22	45	25	25	25
Início destacamento betão	35	55	55	30	35	45
Encurvamento varões	50	75	-	30	60	-
Esmagamento betão	50	-	-	30	-	-
Rotura do CPRP	-	65	-	-	55	-
Rotura varões	-	-	75	-	-	-
Estado final	55	75	80	35	60	65

A interpretação dos resultados apresentados no Quadro 2 permite inferir que tal como descrito por meio das curvas de comportamento, tanto para ensaios uniaxiais como biaxiais, o ganho de ductilidade, capacidade de dissipação de energia e abertura de fissuras em maiores deslocamentos são verificados em ordem crescente de desempenho pelos protótipos: controlo, reforçado, reparado/reforçado. Inicialmente, foram comparados os três protótipos de cada padrão de carga, assim, as soluções de reforço e reparo foram avaliadas sob o mesmo tipo de sollicitação.

O encamisamento por mantas CRFP retardou o início do destacamento do betão, para ensaios em uma direção de 35mm para 55mm e, para em duas direções de 30mm para 45mm. O esmagamento do betão não ocorreu em pilares reforçados. Em termos de ductilidade, verifica-se que o ponto de cedência (surgimento das fissuras) não sofreu significativa alteração, no entanto, o deslocamento final variou consideravelmente, isto é, sob ensaio uniaxial foi de 55mm do controlo para 75mm no reforçado e 80mm no reparado/reforçado. Já para o ensaio biaxial os respetivos valores foram de 35mm do controlo para 60mm do reforçado e 65mm do reparado/reforçado. A partir disto, conclui-se que a técnica de reparação utilizada não apenas foi efetiva na restituição da capacidade do pilar como também combinada com o reforço proporcionou melhores resultados em termos de desempenho.

Tratando-se das mantas do encamisamento, a rotura foi verificada apenas nos provetes reforçados, nos provetes reparados/reforçados a manta manteve-se íntegra. A encurvadura dos varões da armadura

longitudinal foi verificada sob ensaio uniaxial para valores de 50mm para o controlo e 75mm para o reforçado, enquanto o reforçado/reparado teve encurvadura e rotura. Desta forma, constata-se que a solução reparo/reforço evita o esmagamento do betão mas acarreta na rotura dos varões, a qual decorreu nos varões localizados ao canto da armadura na zona estabelecida para a acomodação da rótula plástica aquando da reparação da armadura longitudinal.

Por fim, o efeito das soluções estudadas, controlo x reforçado x reparado/reforçado, é similar tanto para a solicitação unidirecional como bidirecional. No entanto, sob solicitação biaxial a perda de ductilidade e de capacidade da estrutura é muito maior. Este resultado converge para o observado em [11], o qual indica que no contexto de ensaios com esforço axial constante, a solicitação biaxial resulta num dano de maior magnitude na base do pilar para o mesmo nível de *drift* em comparação com uma solicitação uniaxial. A Fig. 6 ilustra o dano observado no estágio final de cada ensaio.

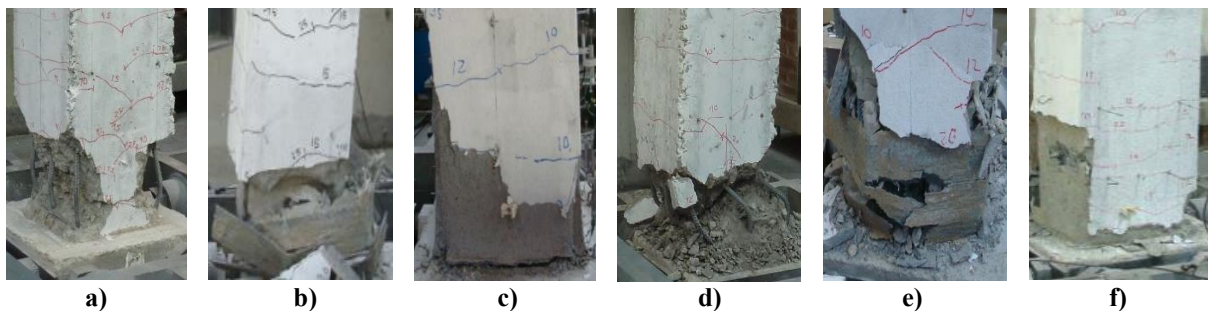


Figura 6. Estados de danos ao final de cada ensaio: **a)** PD01-N01; **b)** PD01-N04-S; **c)** PD01-N01-RS; **d)** PD12-N03; **e)** PD12-N05-S; **f)** PD12-N03-RS.

4. CONCLUSÕES

A campanha experimental conduzida neste trabalho destinou-se a avaliar o comportamento estrutural de soluções de reforço e reparação em pilares existentes de betão armado. A técnica de reforço empregada consistiu no encamisamento com mantas CFRP ao núcleo interno de betão, de forma a garantir com a camada de recobrimento proteção extra a elevadas temperaturas. O reforço foi avaliado considerando o cenário de restauração de estruturas danificadas pós sismo. Foram ensaiados provetes de controlo, reforçados e reforçados/reparados sob carregamento uniaxial e biaxial que permitem concluir o seguinte:

- O reforço proposto pelo encamisamento das mantas CFRP proporcionou o aumento da capacidade dúctil dos pilares sem significativas alterações em sua resposta resistente a flexão. Além do aumento da ductilidade e deslocamento último, verificou-se que o esmagamento do betão foi evitado e uma maior capacidade de dissipação de energia até ser atingida a rotura do CFRP;
- A solução de reparo avaliada não apenas restituiu as propriedades iniciais do pilar como conferiu um melhor desempenho, indicando sua eficiência para a recuperação de estruturas. Para os pilares reparados/reforçados verificou-se, devido ao elevado ganho de ductilidade adquirida, a rotura dos varões. No entanto, a reparação preveniu a rotura do CFRP;
- Considerando os padrões de carga aplicados, constata-se que o ganho de desempenho foi mais acentuado para o cenário de ensaio biaxial versus uniaxial;
- O ganho de ductilidade e energia dissipada das soluções ensaiadas refletiu também na alteração de mecanismo de colapso da estrutura. Considerando o protótipo de controlo que apresentou desempenho frágil, os protótipos reforçados desempenharam de forma dúctil e no caso do exemplar reparado/reforçado foi verificado o maior patamar de cedência.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi também financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), no âmbito do projeto 2022.05721.PTDC. Agradece-se ao mestre Pedro Jardim Pereira pelos trabalhos desenvolvidos neste tópico no âmbito da sua dissertação de mestrado. Agrade-se também aos colaboradores do LESE – Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP.

REFERÊNCIAS

- [1] Rocha, Patrício. (2011). Reforço e reparação de pilares de edifícios de betão armado em zonas sísmicas. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Tese de Doutoramento
- [2] Pantelides, C.; Moran, D. (2013). Design of FRP jackets for plastic hinge confinement of RC columns. *Journal of composites for construction*, Vol. 17, pp. 433-442
- [3] Esmaeeli, E.; Barros, J.; Sena-Cruz, J.; Fasan, L.; Prizzi, F; Melo, J; et al. (2015). Retrofitting of interior RC beam-column joints using CFRP strengthened SHCC: Cast-in-place solution. *Composite Structures*, Vol. 122, pp 456-467
- [4] Pohoryles, D.; Melo, J; Rosetto, T.; Ayala, D.; Varum, H. (2018). Experimental Comparison of Novel CFRP Retrofit Schemes for Realistic Full-Scale RC Beam-Column Joints. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 22, N. 5, p. 04018027
- [5] NP EN 206. 2000, Concrete – Specification, performance, production and conformity (Portuguese Version). Portuguese Quality Institute, Portugal.
- [6] NP EN ISO 6892-1. 2009, Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test at room temperature. European Committee for Standardization, Belgium.
- [7] Rodrigues, H.; Furtado, A; Arêde, A.; Vila-Pouca, N.; Varum, H. (2018). Experimental study of repaired RC columns subjected to uniaxial and biaxial horizontal loading and variable axial load with longitudinal reinforcement welded steel bars solutions. *Engineering Structures*, Vol. 155, pp. 371-386.
- [8] Council, N.R. (2013). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures—Materials, RC and PC structures, masonry structures. DT 200.R1/2013. Roma: CNR.
- [9] NP EN 1998-1. 2005, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Strengthening and repair of buildings, B. European Committee for Standardization, Belgium.
- [10] Rodrigues, H.; Arêde, A.; Furtado, A.; Rocha, P. (2015). Seismic behavior of strengthened RC columns under biaxial loading: An experimental characterization. *Construction and Building Materials*, Vol. 95, pp. 393-405
- [11] Rodrigues, H.; Arêde, A.; Varum, H; Costa, A. (2013). Experimental evaluation of rectangular reinforced concrete column behaviour under biaxial cyclic loading. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 42, pp. 239-259

Numerical analysis of corrosion impact in seismic response in column and parametric model

D. Santos¹

J. Melo²

A. Furtado³

H. Varum⁴

ABSTRACT

The structural vulnerability of RC buildings during major seismic events raised several concerns regarding structural design and behaviour, construction methods and existing building maintenance guidelines. Modern RC buildings are designed to achieve a global ductile failure mechanism, where plastic rotations are intended to occur in beams. This approach prevents shear collapse through the capacity design procedure and adherence to specific detailing and material requirements. Nevertheless, the reduction of the structural seismic performance of RC structures due to corrosion effects is often associated with the shift in the collapse modality. The corrosion effects on rebars and concrete (reduction of ductility, confinement, strength, among others.) can diminish strength and more critically reduce structural displacement capacity, often resulting in altered collapse mechanisms and unforeseen failures. This issue was emphasized in several numerical studies designed to capture the effect of corrosion on the seismic performance of the entire building.

This paper aims to contribute to that field by performing a numerical analysis of a parametric structure consistent with the most common building typology of South Europe. 0% and 20% of corrosion have been considered in the adaptative pushover analysis of that structure. To calibrate those models, it was considered a model of a column with 1.80 m of height tested experimentally. The structural response of that column demonstrated good adherence with the experimental tests, which led to the calibration of the model for the parametric study. According to the parametric model, corrosion considerably affects structural behaviour, reducing its capacity substantially.

Keywords: Corrosion; Structural response; Seismic performance; RC structures

1. INTRODUÇÃO

The structural vulnerability of RC buildings during major seismic events raised several concerns regarding structural design and behaviour, construction methods and existing building maintenance guidelines. Modern RC buildings are designed to establish a global ductile failure mechanism, allowing for anticipated plastic rotations in beams. This design approach mitigates shear collapse by implementing a capacity design procedure and adhering to specific requirements regarding construction details and material properties [1].

Corrosion's impact on steel and concrete, including reduction in ductility, confinement and strength, can compromise structural performance. It is marked by the decline in strength and, more critically, a

¹ CONSTRUCT, University of Porto, Porto, Portugal. davisantos@fe.up.pt

² CONSTRUCT, University of Porto, Porto, Portugal. josemelo@fe.up.pt

³ CERIS, University of Lisbon, Lisbon, Portugal. andre.furtado@tecnico.ulisboa.pt

⁴CONSTRUCT, University of Porto, Porto, Portugal. hvarum@fe.up.pt

reduction of structural displacement capacity, often leading to the change of collapse modality and to unforeseen failures. This issue was highlighted in some numerical studies aimed at capturing the effect of corrosion on the seismic performance of the entire building [2,3]. Such a problem can be even higher in existing RC buildings characterized by the strong beam/weak column hierarchy typical of design performed only towards vertical loads, frequently exposed to brittle soft-storey collapses [4].

To assess the residual performance of corroded structures, comprehensive research has been conducted over the past few decades, leading to the development of numerous empirical and theoretical relationships between corrosion levels and various performance indicators, including corrosion-induced crack width, bond-slip behavior, mechanical properties of corroded reinforcement bars, and the load-carrying capacity of corroded elements. However, for these correlations to be applied in structural assessments, the corrosion level must first be accurately quantified, a task that presents significant challenges for in-service structures compared to laboratory specimens [5].

Recent experimental studies have demonstrated the significance of assessing the impact of corrosion on the strength and, particularly, the displacement capacity of RC columns. This is especially relevant for columns affected by pitting corrosion and those that are well-confined and designed to exhibit ductile behaviour [6]. Meda et al. [7] indicate that corroded elements experience a reduction in ultimate strength and a decline in overall ductility by as much as 50% when the corrosion level reaches around 20% mass loss, even when the loss of confinement from stirrup deterioration is disregarded.

This work aims to contribute to that field by performing a numerical analysis of a parametric structure consistent with the most common building typology of South Europe. 0% and 20% corrosion have been considered in the pushover analysis of that structure. The reference structure is based in the five-storey MRF building proposed by Maranhão et al. [8]. The design calculations for DCM structures were performed following the guidelines outlined in Eurocode 8 [1] and the draft version of Eurocode 8 [9]. The method used is the force-based approach. The force-based approach includes the response spectrum method, a linear analysis incorporating overstrength and non-linear response through the behaviour factor (q). To calibrate those models, it was considered a model of a column with 1.80 m of height tested experimentally by Meda et al. study [7].

2. BUILDING GEOMETRY AND STRUCTURAL SYSTEM

2.1 Models calibration

The column calibration is based on Meda et al. work [7]. Details of horizontal displacement history and load-drift of uncorroded column and column with 20% corrosion are presented in Figs. 1 and 2, respectively. The drift limit for the uncorroded column is 5%, representing, in the aforementioned work, the cover spalling and concrete crushing in the base of the column. For the column with 20% of corrosion, the limit is 2.5% which represents the complete concrete crushing.

As demonstrated in Figs 1 and 2, the proposed models simulate satisfactory the hysteric response of the experimental column specimens presented in Meda et al. [7] work.

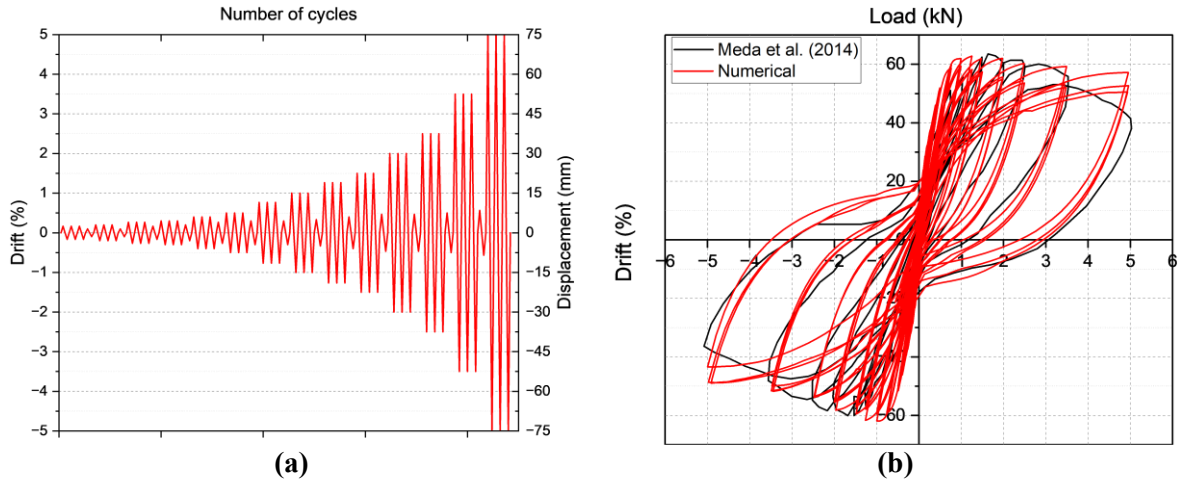


Figure 1. Uncorroded column data: (a) Horizontal displacement history. (b) Horizontal load-drift.

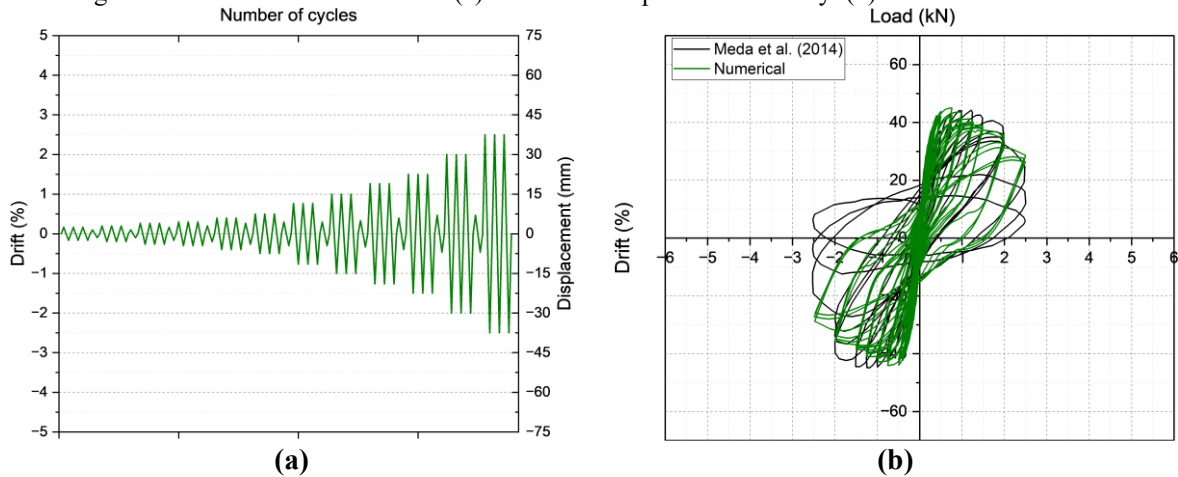


Figure 2. 20% corroded column data: (a) Horizontal displacement history. (b) Horizontal load-drift.

2.2 Structural characterisation

The structures in this study consist of one five-storey building configuration, as shown in Fig. 3, which was developed from the structure studied by Maranhão et al. [8]. The structural system for the building consists of frames with a spacing of 6,0 m on the x-axis and 7,0 m on the y-axis, typical of residential buildings. The floor-to-floor height is 4,0 m in the ground storey and 3,0 m in all other storeys. All the structures were designed using Robot Structural Analysis Professional® [10], considering Eurocode criteria. Table 1 presents the main geometrical characteristics of the analysed structure.

All primary seismic members (beams and columns) of the assessed structures are considered using C30/37 concrete and B500 steel reinforcement. The nominal concrete cover considered is 30 mm. It was calculated by adding to the minimum cover the allowance in design for deviation according to EN 1992-1-1 [11]. Additionally, it was considered Exposure Class XC1, related to environmental conditions following EN 206-1 [12], as specified in En 1992-1-1 [11].

Table 1. Geometry of the MRF structure.

<i>Storey</i>	<i>Columns</i>	<i>Beams</i>	<i>Slabs thickness</i>
Up to storey 2	55x55 cm	40x55 cm	15 cm
Storey 2 to 4	50x50 cm	40x50 cm	
Storey 4 to 5	45x45 cm		

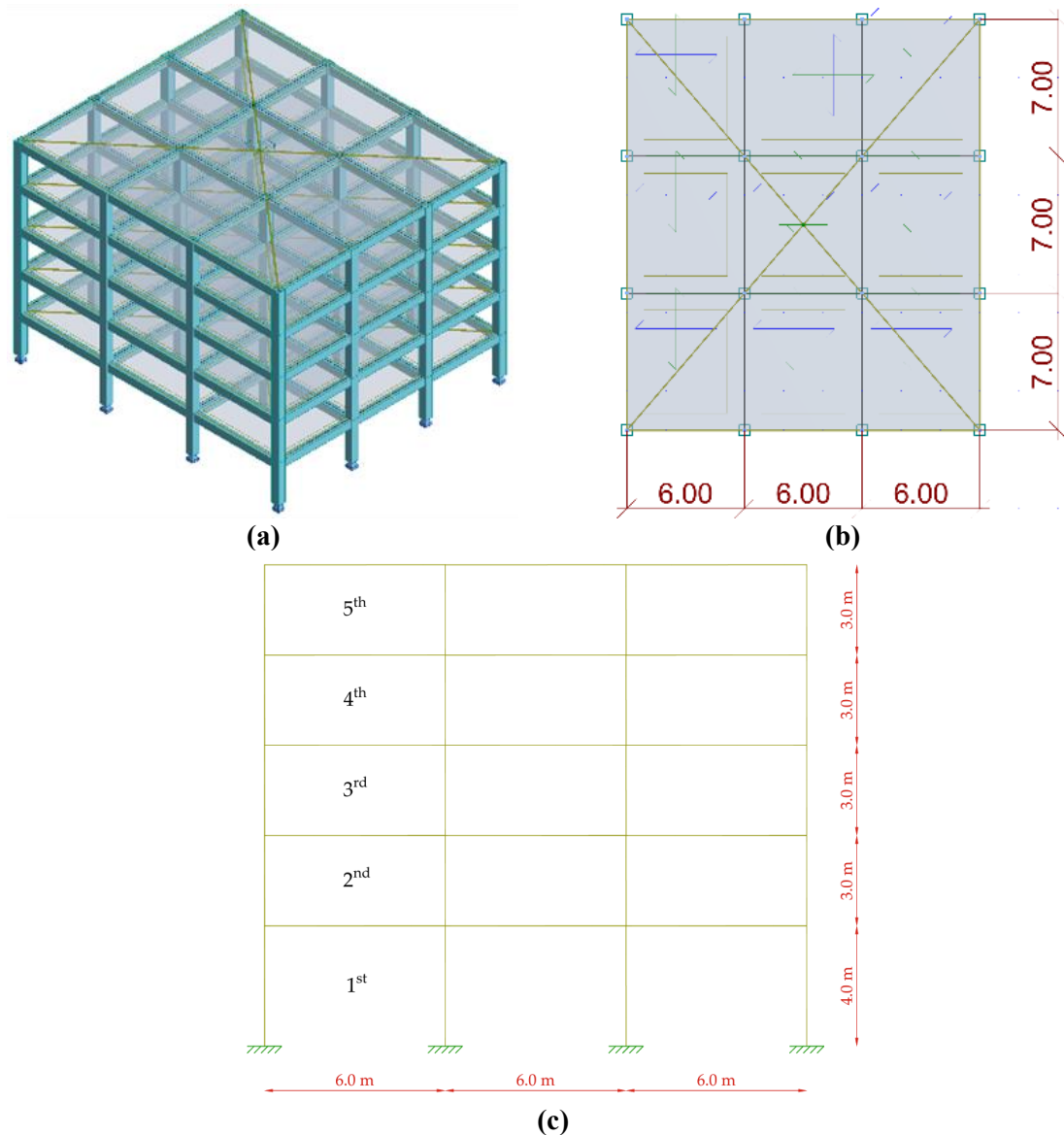


Figure 3. Frame building system configuration: (a) 3D Model. (b) Planview. (c) Cutaway.

2.3 Seismic response assessment

The software employed for the particular purpose in this research was SeismoStruct [13]. The software has been extensively quality-checked and validated. It is a Finite Element package designed to predict the large displacement behaviour of space frames under static or dynamic loadings, accounting for both geometric nonlinearities and material inelasticity [14].

SeismoStruct accommodates both static (forces and displacements) and dynamic (accelerations) loads and offers a range of analytical capabilities including eigenvalue analysis, nonlinear static pushover, nonlinear static time-history analysis, response spectrum analysis, among others [14].

Adaptative pushover analysis was carried out as a modelling approach. It is one of the methods available for evaluating buildings against earthquake loads. Despite other types of analysis such as the dynamic time-history analysis are more precise, the preliminary assessment nature of this paper would allow an adaptative pushover analysis to be used. Numerous studies have also considered this type of analysis in studying regular and irregular buildings [15–21].

3. RESULTS AND DISCUSSION

Fig. 4a presents the lateral stiffness in both axis X and Y directions and Fig. 4b demonstrates the comparison of absolute displacement of each storey in 0% and 20% corroded structures. Fig. 5 shows the comparison of inter-storey drift (a) and capacity curves (b) of each storey in 0% and 20% corroded structures.

The lateral stiffness of the structure was obtained by applying unitary displacements on the peripheral column nodes of the storey under assessment and fixing the column nodes of the stories below. The obtained slope of the force-displacement relationship is the lateral stiffness of the storey. This procedure was performed on all storeys, with lateral stiffness being the sum of all calculated forces that generate a unitary displacement.

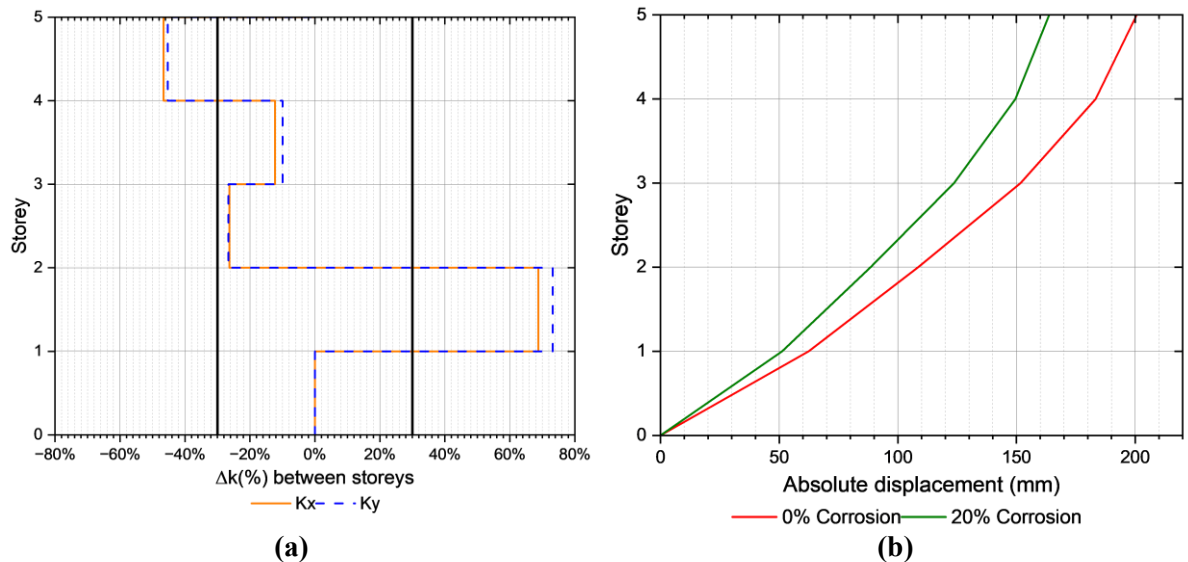


Figure 4. (a) Lateral stiffness in the X and Y axis. (b) Absolute displacement of 0% and 20% corroded structures.

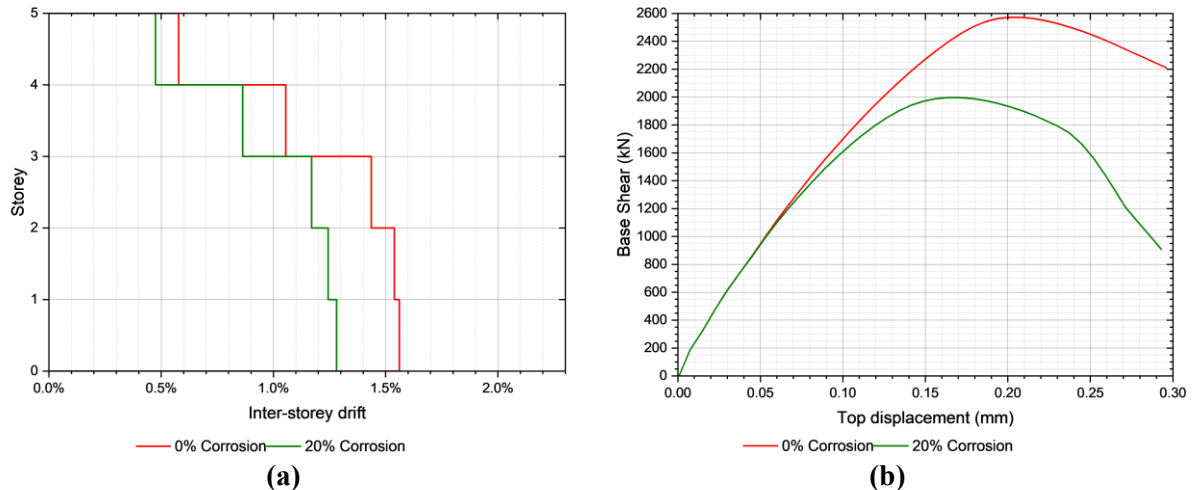


Figure 5. Comparison between 0% and 20% corroded structures: (a) Inter-storey drifts. (b) Capacity curves.

It can be drawn the following discussion:

- a) From Fig. 4a, the structures present a shift higher than 30% in lateral stiffness between the first and second floors. According to the new draft of Eurocode 8 [9], those structures would be classified as irregular in elevation due to this criterium. Additionally, despite the fact that the top floor also presents a shift of lateral stiffness higher than 30%, the aforementioned code allows that condition only on the top floor.

- b) Regarding Fig. 4b, the 20% corroded building presents lower displacements in comparison to the uncorroded model in all storeys. The variation is between 17.9% and 18.5%.
- c) From Fig. 5a, the 20% corroded model presents lower inter-storey drift in comparison with the uncorroded structure in all floors. In Fig. 5b, it is demonstrated a substantial reduction in base shear and the correspondent top displacement in the 20% corroded structure in comparison with the uncorroded one. The base shear reduction is 27.3% and the top displacement reduction is 19.9%. That corroborates with the lower absolute displacement observed in Fig. 4b. Additionally, it can be observed that there is an abrupt loss of capacity in the 20% corroded structure after maximum base-shear.
- d) Several experimental and analytical studies need to be performed for further generalizations, considering different concrete resistance; levels of corrosion (5% - 20%); different geometries, considering irregularities in plan and elevation, columns and beams cross-section variation, among other parameters.

CONCLUSIONS

In this paper, it was carried out an assessment of seismic response of uncorroded and 20% corroded models. Firstly, experimental tests and analytical analysis of Meda et al. (2024) [7] was considered. The proposed model for nonlinear dynamic analysis of RC columns and frames was presented. Finally, using this model, an adaptative pushover analysis was conducted on a hypothetical RC frame.

It can be drawn the following conclusions:

1. The hysteric response of the experimental column specimens demonstrated good adherence with the proposed models for uncorroded and 20% corroded structures, which led to the calibration for the parametric study.
2. According to the parametric model, corrosion considerably affects structural behaviour. The 20% corroded structure presents considerable reduction in structural capacity due to their strength and ductility.
3. Further experimental and analytical studies in that field are necessary to better comprehension of corrosion impact in seismic response. Specifically, considering high number existing old buildings in Europe and several current seismic events.

ACKNOWLEDGMENTS

This research was funded by national funds through the FCT/MCTES (PIDDAC), under the project DRI/India/0645/2020 – Evaluation and Retrofitting of Existing Buildings for Safe and Sustainable Built Environment (<https://doi.org/10.54499/DRI/India/0645/2020>), and by Base Funding - UIDB/04708/2020 and Programmatic Funding - UIDP/04708/2020 of the CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - funded by national funds through the FCT/MCTES (PID-DAC). The third author is grateful for the Foundation for Science and Technology's support through funding UIDB/04625/2020 from the CERIS research unit.

REFERÊNCIAS

- [1] EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization: Brussels, Belgium, 2005. www.ipq.pt.
- [2] L. Berto, R. Vitaliani, A. Saetta, P. Simioni, Seismic assessment of existing RC structures affected by degradation phenomena, *Structural Safety* 31 (2009) 284–297. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2008.09.006>.
- [3] E. Afsar Dizaj, M.M. Kashani, Nonlinear structural performance and seismic fragility of corroded reinforced concrete structures: modelling guidelines, *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 26 (2022) 5374–5403. <https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1896582>.
- [4] L. Berto, S. Caprili, A. Saetta, W. Salvatore, D. Talledo, Corrosion effects on the seismic response of existing rc frames designed according to different building codes, *Eng Struct* 216 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110397>.
- [5] J.Y. Hu, S.S. Zhang, E. Chen, W.G. Li, A review on corrosion detection and protection of existing reinforced concrete (RC) structures, *Constr Build Mater* 325 (2022). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126718>.
- [6] A.S. Rajput, U.K. Sharma, Corroded reinforced concrete columns under simulated seismic loading, *Eng Struct* 171 (2018) 453–463. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.097>.
- [7] A. Meda, S. Mostosi, Z. Rinaldi, P. Riva, Experimental evaluation of the corrosion influence on the cyclic behaviour of RC columns, *Eng Struct* 76 (2014) 112–123. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.043>.
- [8] H. Maranhão, H. Varum, J. Melo, A.A. Correia, Comparative analysis of the impact of design and detailing provisions for RC moment resisting frames under the first- and second-generation of Eurocode 8, *Eng Struct* 306 (2024) 117809. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117809>.
- [9] prEN 1998-1-2: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1-2: Rules for New Buildings, Draft Post-ENQ 48th Meeting CEN/TC250/SC8, European Committee for Standardization: Brussels, Belgium, 2024.
- [10] Autodesk, Autodesk Robot Structural Analysis Professional: BIM structural analysis software for engineers, (2024). <https://help.autodesk.com/view/RSAPRO/2024/ENU/> (accessed January 20, 2024).
- [11] EN 1992-1-1: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1–1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization: Brussels, Belgium, Brussels, Belgium, 2004.
- [12] EN 206: Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity, European Committee for Standardization: Brussels, Belgium, 2007.
- [13] Seismosoft, SeismoStruct 2021 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, 2021. www.seismosoft.com.
- [14] Seismosoft, SeismoStruct Verification Report, 2022. www.seismosoft.com.
- [15] C.J. Athanassiadou, Seismic performance of R/C plane frames irregular in elevation, *Eng Struct* 30 (2008) 1250–1261. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.07.015>.
- [16] A.F.C. Dya, A.W.C. Oretaa, Seismic vulnerability assessment of soft story irregular buildings using pushover analysis, *Procedia Eng* 125 (2015) 925–932. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.103>.

- [17] M.E. Nezhad, M. Poursha, Seismic evaluation of vertically irregular building frames with stiffness, strength, combined-stiffness-and-strength and mass irregularities, *Earthquake and Structures* 9 (2015) 353–373. <https://doi.org/10.12989/eas.2015.9.2.353>.
- [18] S. Ruggieri, G. Uva, Accounting for the spatial variability of seismic motion in the pushover analysis of regular and irregular RC buildings in the new italian building code, *Buildings* 10 (2020) 1–22. <https://doi.org/10.3390/buildings10100177>.
- [19] C.H.B.V. Hareen, S.C. Mohan, Evaluation of seismic torsional response of ductile RC buildings with soft first story, *Structures* 29 (2021) 1640–1654. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.12.031>.
- [20] S.C. Dutta, L. Halder, R.P. Sharma, Seismic vulnerability assessment of low to mid-rise RC buildings addressing prevailing design and construction practices in the Northeastern region of the Indian subcontinent: A case study based approach, *Structures* 33 (2021) 1561–1577. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.05.032>.
- [21] B. Benaied, M. Hemsas, A. Benanane, M. Hentri, Seismic analysis of RC building frames with vertical mass and stiffness irregularities using adaptive pushover analysis, *Revista de La Construcción* 22 (2023) 597–612. <https://doi.org/10.7764/rdlc.22.3.597>.

Monitorização do comportamento da ponte sobre o Rio Ave

C. Félix¹ J. Carvalho² C. Pereira³ H. Figueiras⁴ J. Figueiras⁵ J. Quelhas⁶

RESUMO

A aplicação de sistemas de monitorização estrutural (sistemas SHM) tem vindo a ganhar expressão, em número de obras instrumentadas mas, sobretudo, em termos de avanço das soluções, fruto dos contínuos avanços tecnológicos dos equipamentos usados e do desenvolvimentos dos modelos e das técnicas de extração de informação das séries de dados.

A NewMENSUS, Lda. tem desenvolvido técnicas de instrumentação que visam a qualidade dos dados recolhidos em obra e técnicas de processamento de dados que permitem a extração de informação útil ao utilizador. Mas para além deste conhecimento, para o sucesso de uma intervenção, é essencial o conhecimento profundo do comportamento da estrutura sobre a qual se está a intervir e do seu historial.

Na presente comunicação apresenta-se a aplicação de um sistema SHM à ponte sobre o Rio Ave, na Linha Vermelha da Metro do Porto, que liga a estação Estádio do Dragão à estação Póvoa de Varzim. A aplicação deste sistema a uma obra, cerca de quarenta anos após a sua construção, dotada de um sistema estrutural pouco comum, colocou alguns desafios à instrumentação e suscitou algumas questões à análise de resultados, cujos ensinamentos são partilhados.

Palavras-chave: Monitorização estrutural; Pontes; Efeitos ambientais; Efeitos operacionais

1. INTRODUÇÃO

A implementação dos sistemas de monitorização do comportamento estrutural (sistemas SHM) em obras de maior dimensão ou de maior importância é essencial à sua conservação proativa [1]. Tais sistemas devem fornecer informação acerca da sua integridade e durabilidade em tempo útil, contribuindo para uma gestão eficiente das obras, permitindo a programação atempada das intervenções de conservação e de manutenção, antecipando eventuais cenários de dano, tendo por base os vetores da segurança e da economia. Um sistema SHM deve ser ajustado aos objetivos perseguidos em cada caso de obra, seja através da seleção das mais adequadas soluções de instrumentação, por vezes condicionadas pelas condições de trabalho em campo, seja através da adaptação, ou criação de raiz, dos modelos de apoio à análise dos dados que servem de suporte aos sistemas de vigilância. Estes modelos são desenvolvidos com base no conhecimento que se tem, em cada momento, do comportamento estrutural e permitem prever, de modo inteligente, os limites de funcionamento de cada grandeza em observação e despoletar alertas no caso de serem ultrapassados.

¹ ISEP, Porto, Portugal, csf@isep.ipp.pt

² NewMENSUS, Lda, Porto, Portugal, jose.carvalho@newmensus.pt

³ ISEP, Porto, Portugal, 1180905@isep.ipp.pt

⁴ NewMENSUS, Lda, Porto, Portugal, helena.figueiras@newmensus.pt

⁵ NewMENSUS, Lda, Porto, Portugal, joaquim.figueiras@newmensus.pt

⁶ Metro do Porto, SA, Porto, Portugal, jorge.queilhas@metrodoporto.pt

Na presente comunicação apresenta-se a experiência da aplicação de um sistema SHM à ponte ferroviária sobre o Rio Ave, cerca de quarenta anos após a sua construção. Contextualiza-se a conveniência da intervenção em obra, descreve-se, de modo geral, o sistema estrutural da ponte e o sistema SHM implementado e analisam-se os principais resultados obtidos. No final, referem-se algumas das dificuldades enfrentadas e conclui-se acerca dos ensinamentos que podem ser retirados desta intervenção.

2. ENQUADRAMENTO E DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA

A ponte ferroviária sobre o Rio Ave foi projetada em 1980 para substituir a antiga ponte metálica de via simples, duplicando a via, e adequando-se às solicitações regulamentares mais recentes para pontes ferroviárias [2]. Construída nos anos oitenta, a obra tem 165m de comprimento total com 141m de tabuleiro entre os dois encontros que se divide por cinco vãos iguais de 28.20m cada, simplesmente apoiados nos encontros e em quatro pilares. O perfil transversal do tabuleiro apresenta uma largura total de 10.30m, compreendendo uma faixa central balastrada, onde se localizam as duas vias de circulação e dois passadiços laterais rematados por bordaduras onde encastram as guardas metálicas de proteção. Dada a possibilidade de construção faseada das duas vias de circulação, a estrutura do tabuleiro é constituída por duas faixas longitudinais independentes com largura de 5.13m cada, separadas por uma junta de 0.04m. A Fig. 1 apresenta o alçado longitudinal visto de montante e a Fig. 2 mostra o corte transversal corrente.

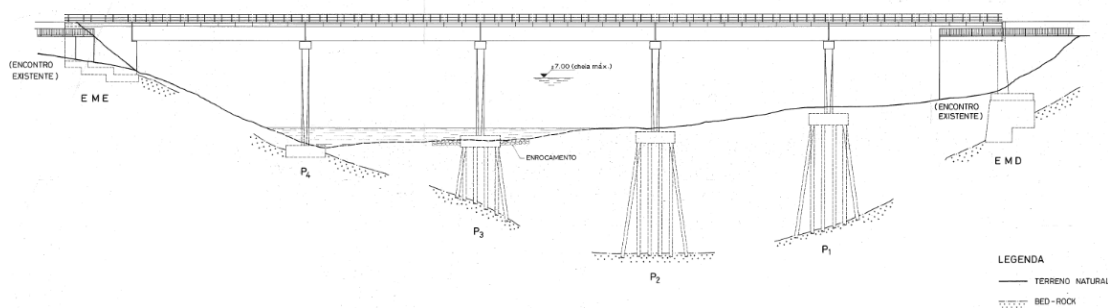


Figura 1. Alçado de montante [2].

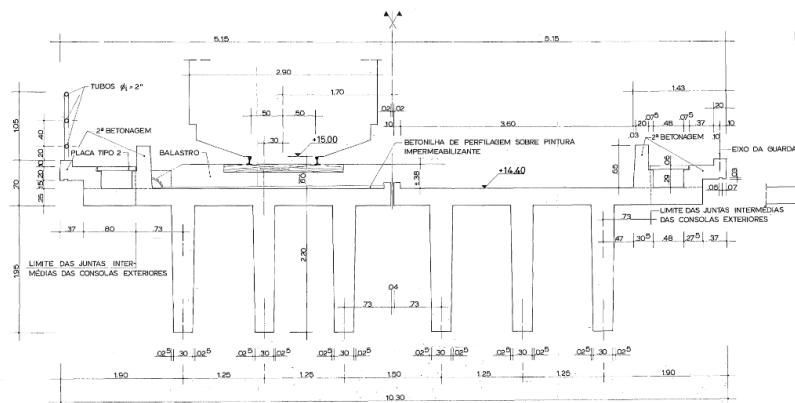


Figura 2. Corte transversal corrente [2].

A estrutura de cada meio tabuleiro é constituída por uma laje de betão armado, de 0.25m de espessura, apoiada em três vigas longitudinais de betão pré-esforçado, espaçadas de 1.25m entre eixos, e em cinco carlingas de betão armado igualmente espaçadas entre si. As vigas principais têm uma altura total de 2.20m e largura de alma variável de 0.30m na base e de 0.35m na inserção com a laje. As duas carlingas de topo têm largura de 0.60m e altura total de 2.20m enquanto as três carlingas intermédias têm 0.30m de largura e 1.50m de altura.

Além de separado longitudinalmente o tabuleiro apresenta também cada um dos cinco tramos separados estruturalmente por juntas de dilatação formando um conjunto de dez sub-estruturas independentes. A Fig. 3 ilustra o alçado longitudinal (vista de montante) com a identificação dos encontros e dos pilares, bem como as juntas de dilatação (transversais) e os aparelhos de apoio fixos (F) ou móveis (M), direcionados com cada uma das vigas principais dos tramos.

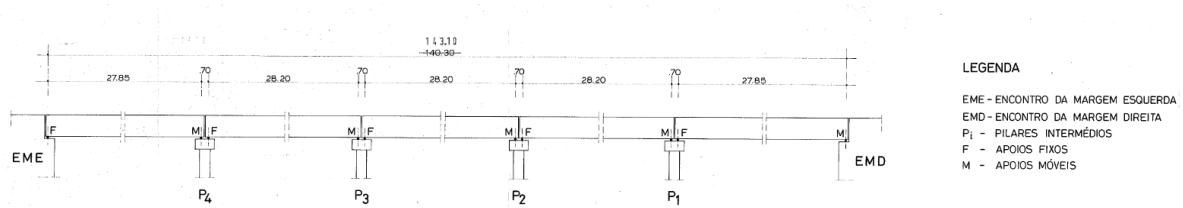


Figura 3. Distribuição dos aparelhos de apoio [2].

Os quatro pilares intermédios (ver Fig. 1) são de betão armado e têm altura variável. São constituídos por um fuste de secção prismática, com dimensões máximas de secção de 1.0x9.0m, incluindo talhamares laterais de forma trapezoidal; no topo são rematados por uma zona saliente de 1.0m de altura e largura de 1.60m para acomodar os dois alinhamentos de apoios do tabuleiro. A implantação dos pilares e dos encontros paralelamente ao curso natural do rio, apresenta um viés de cerca de 30° em relação ao eixo longitudinal do tabuleiro. Os fustes dos pilares encastram em sapatas de 5.50x11.50x1.60m, apoiando o pilar mais próximo do encontro da margem esquerda diretamente no *bed-rock*, sendo os outros três apoiados em estacas (ver Fig. 1).



Figura 4. Vistas da ponte ferroviária sobre o Rio Ave.

No início dos anos 2000, esta ponte foi objeto de reabilitação e de adaptação para integrar a Linha Vermelha da Metro do Porto, que liga a estação Estádio do Dragão à estação Póvoa de Varzim (ver Fig. 4). À data, entre outros trabalhos, foram reforçadas as fundações e substituídos os aparelhos de apoio.

Tendo em atenção a Fig. 3 é de referir que o tabuleiro da ponte é constituído por dez (5x2) subestruturas com funcionamento estrutural independente e cujo comportamento depende significativamente dos sessenta aparelhos que constituem o sistema de apoio do tabuleiro (trinta apoios fixos e trinta apoios móveis longitudinalmente). Tendo em conta a vida útil limitada dos aparelhos de apoio, a necessidade de manutenção que estes sistemas requerem, e ainda as dificuldades de acesso aos apoios para inspeção, nesta obra em particular, justifica-se a monitorização remota e preventiva destes órgãos de apoio, vigiando os seus movimentos e alertando para qualquer comportamento anómalo.

3. ANTECEDENTES – VISITA DE INSPEÇÃO

O projeto de monitorização estrutural de uma obra existente deve, para além de ter em conta o projeto de execução, analisar atentamente a condição de funcionamento estrutural e identificar as zonas de degradação mais acentuada e as causas que poderão estar na sua origem. Para a conceção do sistema de

monitorização foi possível aceder a dois Relatórios de Inspeção Principal da Ponte sobre o Rio Ave, um de novembro de 2011 [3] e outro de outubro de 2015 [4], e assim ter a perceção do comportamento da obra na fase inicial da sua vida útil.

Estes relatórios de inspeção apresentam uma obra com um comportamento estrutural bom a satisfatório indicando um conjunto de pontos a necessitar de manutenção que vão desde: zonas pontuais com betão destacado devido à corrosão de armadura com recobrimento insuficiente de betão, corrosão generalizada em aparelhos de apoio [3], circuito de dissipação de correntes vagabundas interrompido junto às guardas metálicas, infiltração de água pelas juntas do tabuleiro que afetam significativamente a durabilidade dos aparelhos de apoio e dos elementos estruturais de betão. É de salientar o mau estado de conservação da generalidade dos aparelhos de apoio (ver Fig. 5), com um estado de corrosão avançado que certamente muito condicionou a livre expansão do tabuleiro devido aos efeitos ambientais, que os apoios têm por missão garantir.



Figura 5. Ilustração do aspeto dos aparelhos de apoio do tabuleiro relatado no RIP de 2011 [3].



Figura 6. Ondulação observada na estrutura do tabuleiro devido ao levantamento das vigas pré-esforçadas.

No Relatório de Inspeção Principal de 2015 [4] é referido que em 2012 todos os aparelhos de apoio da ponte foram substituídos por aparelhos novos e que o seu estado de conservação era, em 2015, referido como muito bom. Para além da degradação dos aparelhos de apoio a estabilidade das 10 subestruturas independentes que compõem o tabuleiro, depende essencialmente das vigas de betão pré-esforçado e da garantia que os cabos de pré-esforço conservem a sua força ativa. Vigiar a durabilidade das vigas de betão e a variação da força de pré-esforço aplicada ao tabuleiro parece ser avisado na observação desta obra.

Da visita de inspeção efetuada ao local, em janeiro de 2020, salientam-se aqui dois aspetos observados na parte superior do tabuleiro, que auxiliam na compreensão da condição estrutural da obra. Um deles consiste na ondulação, bem visível de perfil como ilustra a Fig. 6, correspondente à deformação permanente (flecha para cima) dos 5 tramos simplesmente apoiados do tabuleiro. Estas ondulações devem-se essencialmente a um pré-esforço “generoso” aplicado às vigas pré-esforçadas, exigindo, para além do deslocamento longitudinal, uma rotação adicional dos aparelhos de apoio para acomodar as deformações geradas. Um outro aspeto a notar é a abertura diferenciada das juntas de dilatação transversais do tabuleiro observadas no murete de contenção do balastro, que não sendo de construção, pode ter resultado de movimentos não conformes e/ou de reposicionamento dos aparelhos de apoio das subestruturas.

4. SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO ESTRUTURAL

4.1 Componentes do sistema

O sistema de monitorização do comportamento estrutural da ponte sobre o Rio Ave teve como objetivos principais detetar eventuais alterações no movimento dos aparelhos de apoio e eventuais perdas do pré-

esforço nas longarinas [5]. Optou-se, para o efeito, pela instalação de um conjunto de transdutores de deslocamento, que monitorizam os movimentos de um número selecionado de juntas, e de um conjunto de sensores de temperatura. São observados neste sistema os efeitos ambientais, resultantes das variações térmicas, e os efeitos operacionais, resultantes da passagem do metro.

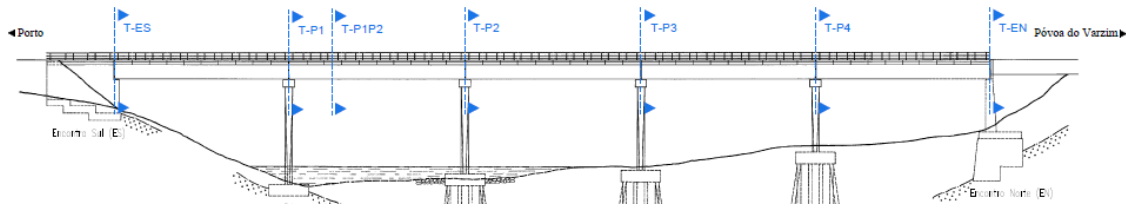


Figura 7. Localização das secções instrumentadas do tabuleiro [5].

No corte longitudinal da Fig. 7 localizam-se as secções do tabuleiro instrumentadas com transdutores de deslocamento, coincidentes com as juntas de dilatação nos encontros (T-ES e T-EN) e com as juntas de dilatação sobre os pilares (T-P1, T-P2, T-P3 e T-P4). Acresce a secção situada entre os pilares P1 e P2 (T-P1P2), onde se instalaram sensores de temperatura. Nestas nomenclaturas, T informa que se trata de uma secção do tabuleiro, ES que se trata do encontro do lado Sul (designado no projeto de estruturas por encontro da margem direita - EME) e EN o encontro do lado Norte (designado no projeto de estruturas por encontro da margem esquerda - EMD). P1 a P4 designam os pilares. Refira-se que em relação ao projeto original realizou-se uma renomeação da designação dos pilares, sendo o P1 o pilar mais próximo do encontro da margem esquerda (EME) e o pilar P4 mais próximo do encontro da margem direita (EMD).

Em cada junta de dilatação foram instalados quatro transdutores de deslocamento (DJ), ligando as carlingas de topo de subtabuleiros adjacentes, dois superiores (S) e dois inferiores (I), dos lados de jusante (J) e de montante (M), conforme se ilustra nas figuras 8 e 9, para o caso da secção T-P1. Os deslocamentos observados nestas secções sobre pilares são, portanto, deslocamentos relativos entre subtabuleiros. Nos encontros, a medição dos deslocamentos das juntas tem como referência o próprio encontro. Faz-se notar a dificuldade na instalação das referências para estes sensores já que as faces das juntas de dilatação se apresentavam desalinhadas, nalguns casos de 15mm.

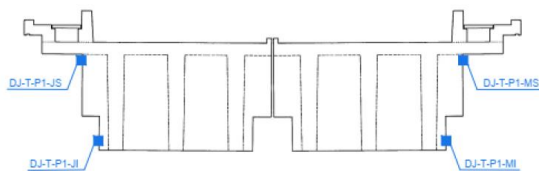


Figura 8. Localização dos sensores de deslocamento na secção T-P1.



Figura 9. Transdutores de deslocamento DJ-T-P1-JS e DJ-T-P1-JI.

Na secção T-P1P2 caracteriza-se a temperatura da laje (L) e das vigas (V), com seis sensores aplicados no betão, três no subtabuleiro de jusante (J) e três no subtabuleiro de montante (M). Acresce a medição da temperatura ambiente, com um sensor instalado na secção T-P1P2 (ST-T-P1P2-M-amb) e outro no encontro do lado Sul (ST-T-ES-M-amb).

Estes sensores foram ligados a uma unidade de aquisição e de transmissão de dados que alimenta, em tempo real, uma base de dados localizada num servidor remoto. O acesso aos dados é feito a partir da plataforma *SHMmensur* (ver Fig. 10), disponível numa página *web* [6]. Esta ferramenta permite, entre outras funcionalidades, observar e analisar, com elevado grau de interatividade, as grandezas medidas em obra, estabelecer correlações entre elas e emitir, de modo automático, alertas, caso os limites de vigilância sejam atingidos ou ultrapassados.



Figura 10. Consulta de resultados na plataforma SHMmensus [6].

Tendo em vista a monitorização dos efeitos ambientais, nomeadamente das variações diárias e sazonais da temperatura, considerou-se suficiente o registo de leituras de todos os sensores instalados de cinco em cinco minutos. Na monitorização dos efeitos operacionais, onde se avalia o comportamento da ponte aquando do seu atravessamento pelos veículos ferroviários, a frequência com que se efetuam leituras dos transdutores de deslocamento é de 50 Hz. Neste caso, os valores registados dizem respeito ao último veículo do dia em cada sentido, ou seja, fazem-se dois registos por dia.

4.2 Grandezas calculadas

Conforme referido anteriormente, os transdutores de deslocamentos fornecem os deslocamentos horizontais relativos entre carlingas extremas de subtabuleiros adjacentes, no caso dos apoios intermédios, e entre a carlinga extrema e o encontro, no caso dos apoios extremos. A partir desses valores, e sabendo com rigor a posição em altura de cada um destes transdutores, pode-se determinar a rotação relativa da secção instrumentada e o deslocamento horizontal relativo, ao nível dos aparelhos de apoio (deslocamento de apoio). Relativamente à convenção de sinais adotada, as rotações são consideradas positivas quando as vigas sofrem um deslocamento vertical

ascendente no vão, como representado na Fig. 11. Os movimentos da junta são considerados positivos quando ocorre a abertura de junta.

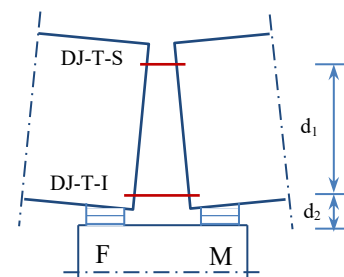


Figura 11. Deslocamentos de junta em apoios intermédios.

5. ANÁLISE DOS EFEITOS AMBIENTAIS

Na Fig. 12 ilustram-se as temperaturas do betão, medidas na secção T-P1P2, no subtabuleiro de montante, para o período compreendido entre maio de 2022 e maio de 2024 [7]. Verifica-se que a temperatura observada na face superior (ST-T-P1P2-LM-S), experimental, de um modo geral, uma

variação térmica mais elevada, quando comparada com a obtida pelos restantes sensores: (i) no verão, em resultado da exposição solar, as temperaturas máximas são maiores; (ii) de inverno, sendo o arrefecimento mais rápido, as temperaturas mínimas são menores, como seria de esperar. Embora não representado, este fenómeno não é tão visível no subtabuleiro de jusante (ST-T-P1P2-LJ-S). Atendendo à forma como foi possível realizar a instalação dos sensores de temperatura, consideram-se como temperaturas mais representativas da temperatura do betão do tabuleiro os resultados dos sensores ST-T-P1P2-LM-I/LJ-I e ST-T-P1P2-VM/VJ.

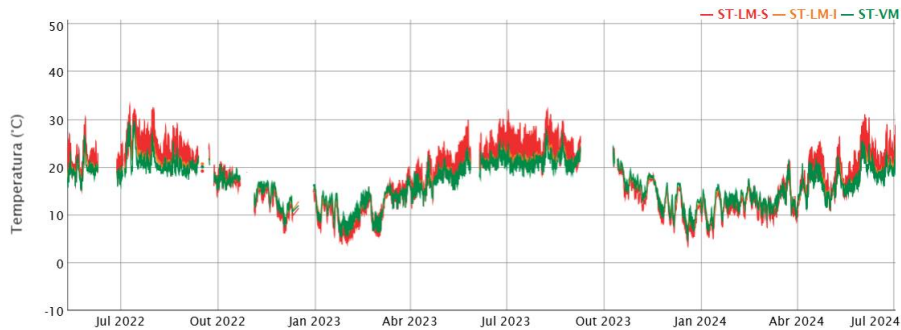


Figura 12. Temperaturas no sub-tabuleiro de montante.

Na Fig. 13 ilustram-se os resultados dos deslocamentos de junta observados no mesmo período, na secção T-P1, no subtabuleiro de montante [7]. Estes apresentam uma evolução que se correlaciona com os ciclos sazonais da temperatura. Nomeadamente, quando existe um aumento da temperatura existe um fechamento de junta e quando existe uma diminuição da temperatura ocorre uma abertura da junta.

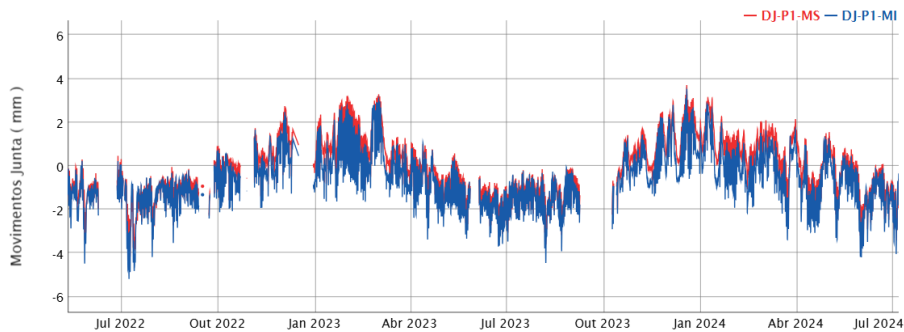
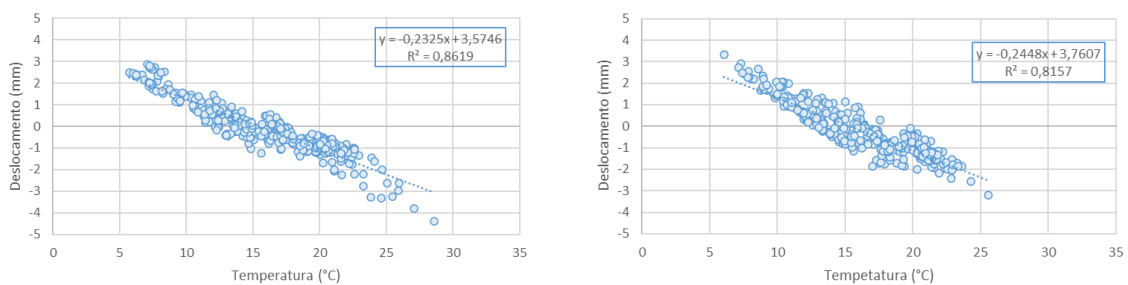


Figura 13. Movimentos de junta em T-P1-M.

Por forma a avaliar a relação existente entre os deslocamentos de apoio e a temperatura média do betão, foram determinadas as retas de correlação linear entre estas duas grandezas. Estas correlações são efetuadas usando-se apenas os resultados das seis horas da manhã de cada dia, por se considerar que a esta hora são mínimos os efeitos da temperatura diferencial no tabuleiro. Nas figuras 14 e 15 apresentam-se os resultados encontrados para as correlações entre os deslocamentos de apoios medidos em T-P1 e em T-EN, respetivamente, no subtabuleiro de montante (DA-T-P1-M e DA-T-EN-M), e a temperatura média do betão [7].



○ DA-T-P1-M Linear (DA-T-P1-M)

a) Primeiro ano

○ DA-T-P1-M Linear (DA-T-P1-M)

b) Segundo ano

Figura 14. Correlação linear entre DA-T-P1-M e temperatura média do betão.

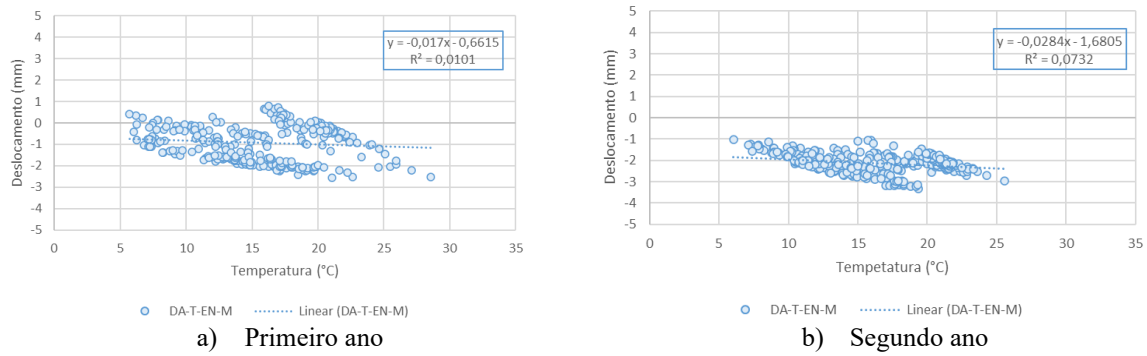


Figura 15. Correlação linear entre DA-T-EN-M e temperatura média do betão.

Da observação da Fig. 14 pode-se concluir que existe uma correlação bastante satisfatória entre DA-T-P1 e a temperatura média do betão, no sub-tabuleiro de montante, com um declive que varia entre 0,233 mm/°C e 0,245 mm/°C. Já analisando os resultados encontrados para o DA-T-EN (ver Fig. 15), parece não existir uma relação estabelecida entre as duas grandezas e os declives são reduzidos para valores muito baixos (0,017 mm/°C e 0,028 mm/°C). Acresce que parecem existir duas manchas distintas de dados, quer no primeiro ano de observação quer no segundo ano, correspondendo a períodos onde o comportamento estrutural terá sido alterado. De notar que para um coeficiente de expansão térmica igual $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, e tendo em atenção que os tramos têm todos um vão semelhante de aproximadamente 28 m, o valor de referência para aquele declive seria de 0,28 mm/°C.

Das observações efetuadas concluiu-se que as pendentes obtidas em T-P1, T-P2 e T-P3, são próximas do valor de referência esperado para ambos os subtabuleiros, de montante e de jusante, e com ligeiras alterações de um ano para o outro (tipicamente $\pm 5\%$). Já nos apoios sobre o pilar P4 e sobre o encontro do lado Norte (EN), os declives descem para valores muito baixos e com uma grande dispersão, de que são exemplo os resultados apresentados na Fig. 15. A análise destes dados permitiu identificar um funcionamento pouco comum dos apoios /juntas de dilatação nesta zona do tabuleiro, tendo resultado uma recomendação de uma inspeção especial a esta zona da obra com possível monitorização adicional temporária que esclareça o comportamento identificado.

6. ANÁLISE DOS EFEITOS OPERACIONAIS

No final da instalação do sistema de monitorização, e previamente à entrada em funcionamento em modo automático, procedeu-se a um conjunto de registos para validação dos pressupostos do projeto de monitorização. A Fig. 16 ilustra as linhas de influência dos movimentos de junta (posição inferior) do subtabuleiro de montante em duas passagens consecutivas do veículo do Metro, no sentido Estádio do Dragão – Póvoa de Varzim [6].

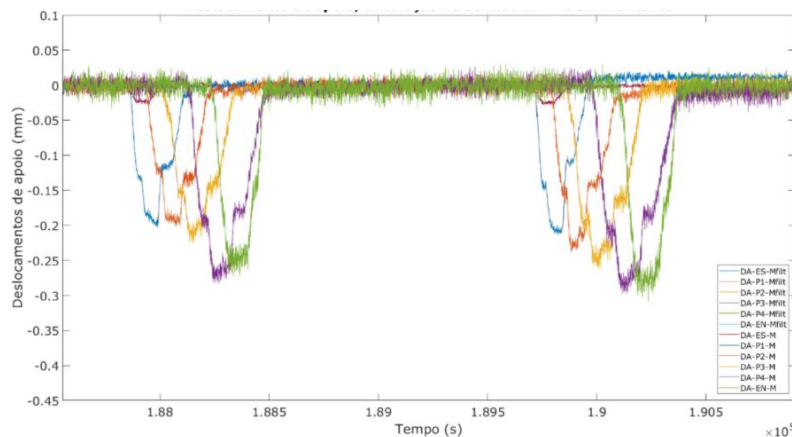
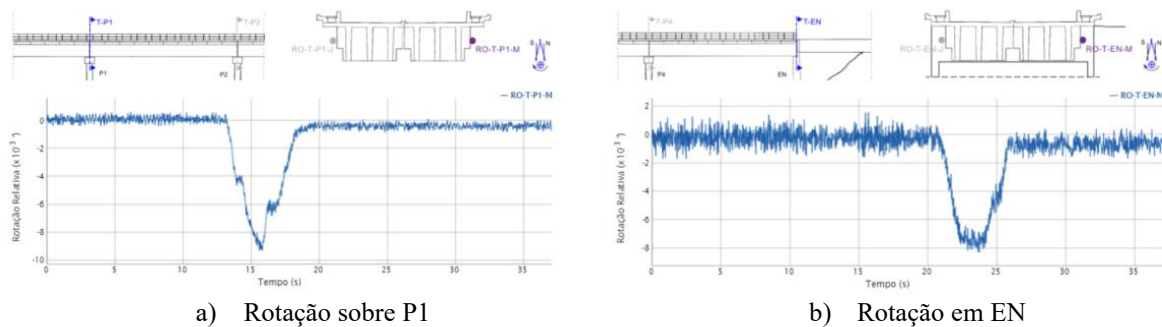


Figura 16. Linhas de influência dos deslocamentos de apoio.

Nestes resultados é possível verificar que o movimento de junta no encontro sul são, compreensivelmente, muito reduzidos (o apoio é fixo). Já os deslocamentos sobre o pilar P4 e no encontro Norte são, em ambos os casos, superiores aos restantes. Acresce que após cada uma destas passagens se identificaram resíduos, normalmente associados ao imperfeito funcionamento dos aparelhos de apoio.

No sistema SHM desenvolvido, a análise dos efeitos operacionais é realizada tendo por base o registo diário das duas últimas passagens do metro, uma em cada direção, com uma taxa de aquisição de 50Hz. A partir destes dados são determinados os deslocamentos de apoio e as rotações relativas entre os vários tramos, nos apoios intermédios, e nos encontros. No período compreendido entre maio de 2022 e maio de 2024 foram identificados e registados um total de 1284 eventos, sensivelmente metade em cada direção, ou seja, em cada um dos subtabuleiros, de montante e de jusante. A Fig. 17 ilustra as rotações encontradas num desses eventos, quando a composição do metro passa no subtabuleiro de montante, sobre o pilar P1 e sobre o encontro EN [6]. Nestes resultados é possível identificar a entrada e a saída nos tramos dos boggies do veículo, revelado pelo consequente aumento, e depois recuperação, das rotações relativas.



a) Rotação sobre P1
b) Rotação em EN
Figura 17. Linhas de influência das rotações das extremidades do subtabuleiro de montante.

Um tratamento estatístico da amostra, constituída pelos valores máximos das rotações dos apoios e dos deslocamentos dos apoios, associados a cada passagem, permitiu estabelecer, num certo período de referência, e para cada apoio, os valores máximos, mínimos e os respetivos desvios padrão. O período de referência adotado foi o correspondente às setenta primeiras passagens. Com base neste tratamento estatístico foram estabelecidos os limites de alerta, admitindo intervalos de confiança de $\pm 3 \times \sigma$ para o designado limite amarelo e de $\pm 4 \times \sigma$ para o designado limite vermelho, que foram posteriormente usados na adequação do sistema de vigilância da plataforma *SHMmensus* a esta obra [8].

CONCLUSÕES

Apresentou-se na presente comunicação o sistema de monitorização aplicado à ponte ferroviária sobre o Rio Ave e o contexto em que ele se desenvolveu. Seguindo uma linha do tempo, apresentou-se a estrutura projetada na década de 80, a sua adaptação à linha do metro no início dos anos 2000, os principais resultados das inspeções de 2011 e de 2015, e a conceção e colocação em funcionamento do atual sistema de monitorização em 2022. Os relatórios de inspeção principal expuseram o estado de degradação a que chegaram os aparelhos de apoio, que terão condicionado de modo significativo a livre deformação do tabuleiro, com eventuais danos para o tabuleiro e para os pilares. Um adequado sistema SHM, concebido para acompanhar o comportamento estrutural desta ponte, poderia ter identificado atempadamente este dano e salvaguardado eventuais situações de acidente.

Tendo por base o projeto original, os relatórios de inspeção e as sucessivas visitas realizadas à obra, foram identificados aspetos chave para a avaliação da integridade estrutural o estado de conservação dos aparelhos de apoio e a integridade do pré-esforço das longarinas, ambos com impacto nos movimentos das juntas de dilatação. Contudo, a necessária economia da solução de monitorização, conduziu a que se limitasse a observação destes movimentos aos deslocamentos relativos entre tramos

(ou entre os tramos e os encontros, no caso dos apoios extremos) e apenas pelo lado exterior da obra (lado de montante do subtabuleiro de montante e lado de jusante do subtabuleiro de jusante), deixando por observar os apoios do tabuleiro alinhados com a junta longitudinal entre subtabuleiros e os movimentos dos próprios pilares. O viés da obra e o evidente empenamento da posição de cada um dos seus painéis, revelado pelo enviezamento das juntas de dilatação, a que se associa o desconhecimento de eventuais deformações dos pilares, têm constituído uma dificuldade adicional à análise dos resultados produzidos. A profusão de juntas de dilatação transversais, às quais acresce a junta longitudinal entre subtabuleiros, todas elas com circuitos de água nem sempre bem definidos, traduz-se num agravamento das condições para a durabilidade da estrutura. No que diz respeito ao sistema SHM, constituiu um desafio na seleção de sensores a usar e na conceção do processo de fixação e de proteção ambiental.

Finalmente, de referir que esta foi uma intervenção numa ponte com mais de quatro décadas de exploração, com longarinas pré-esforçadas com uma grandeza pouco usual, e com um historial de manutenção dos aparelhos de apoio que pode ter gerado alterações ao seu comportamento estrutural. Não é por isso evidente, na conceção do sistema de vigilância, que seja possível o estabelecimento de um período de referência, durante o qual os limites de alerta sejam definidos, porquanto se desconhece em pormenor qual a sua efetiva condição estrutural nesse período. Os modelos numéricos desenvolvidos do comportamento desta ponte têm revelado dificuldade em justificar os resultados experimentais que têm sido encontrados, eventualmente por hiatos na sua calibração. Neste domínio, a condução de provas de carga, com uma instrumentação temporária dirigida para a calibração de tais modelos, e que incluía a instrumentação dos pilares, será certamente esclarecedor e por isso uma tarefa a desenvolver.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento programático - UIDP/04708/2020 e DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Agradece-se à Metro do Porto, S.A. e à ViaPorto, Lda. o seu apoio na realização deste projeto.

REFERÊNCIAS

- [1] Walraven, J.C., & van der Horst, A.Q.C. (2013). FIB model code for concrete structures 2010. International Federation for Structural Concrete (fib).
- [2] Guerreiro, C. (1980). Projeto de Execução da Nova Ponte do Ave, na Linha da Póvoa. Memória Descritiva e Justificativa e Peças Desenhadas. ETEC, Lda; REFER.
- [3] Relatório de Inspeção Principal, Ponte sobre o Rio Ave. (2011) Betar, ViaPorto, Manvia e Metro do Porto.
- [4] Relatório de Inspeção Principal, Ponte sobre o Rio Ave. (2015) Betar, ViaPorto, Manvia e Metro do Porto.
- [5] Carvalho, J.; Figueiras, H.; Figueiras, J. (2022b). Sistema de Monitorização Estrutural da Ponte sobre o Rio Ave. Peças Desenhadas. NewMENSUS, Lda.
- [6] Carvalho, J.; Figueiras, H.; Figueiras, J. (2022a). Sistema de Monitorização Estrutural da Ponte sobre o Rio Ave. Manual de utilização. NewMENSUS, Lda.
- [7] Pereira, Carolina (2024). Monitorização e Análise do Comportamento Estrutural da Ponte Ferroviária sobre o Rio Ave. Instituto Superior de Engenharia do Porto, Dissertação de Mestrado.
- [8] Carvalho, J.; Figueiras, H.; Figueiras, J. (2023). Sistema de Monitorização Estrutural da Ponte sobre o Rio Ave. Apresentação e Análise de Resultados do Sistema de Monitorização – maio/2022 a setembro/2023. NewMENSUS, Lda.

TEMA 5
REALIZAÇÕES.
GRANDES OBRAS
EM PORTUGAL.



Ponte da Asseca na Nova Linha de Évora – Aspectos de conceção, dimensionamento e construção

M. Pera Fernandes¹ **G. Fernandes**²

RESUMO

Neste artigo aborda-se a conceção geral e dimensionamento da Ponte da Asseca, obra incluída na nova Ligação Ferroviária entre Évora Norte e Elvas / Caia. Esta ligação tem uma extensão de 78km e engloba um total de 29 viadutos e pontes, perfazendo um comprimento total de 10.6km de viadutos e pontes. A extensão da ponte, a altura ao solo e o atravessamento da Ribeira da Asseca, requereram a adoção de soluções menos correntes.

A ponte possui uma extensão total de 664 m, atravessando a uma altura de cerca de 35m o vale da Ribeira da Asseca, na zona de influência da barragem do Alqueva, que apresenta uma largura de espelho de água de cerca de 60m, para o NPA. Dado o enquadramento topográfico e fluvial, considerou-se apropriada a construção do troço sobre a linha de água pelo método dos avanços sucessivos, que permite a execução do tabuleiro sem apoios ao solo, sendo os tramos correntes construídos com cimbra descontínuo.

O tabuleiro tem um vão principal de 70m e uma modulação com vãos correntes de 32m, vãos de extremidade de 25m e uma zona central com tabuleiro de altura variável, contruído por avanços sucessivos, com vãos de 52m, 70m e 52m. A secção corrente do tabuleiro é um caixão unicelular com 2.40m de altura constante, completada por consolas. Na zona sobre a Ribeira da Asseca, adotou-se uma solução em caixão unicelular com altura variável. Os pilares apresentam uma secção retangular vazada modificada.

Neste contexto, optou-se por uma solução de tabuleiro contínuo, fixo no encontro E1 e no pilar P1 e apoiado nos restantes pilares com aparelhos guiados, móveis longitudinalmente e fixos transversalmente, implicando a adoção de um aparelho de dilatação de via no encontro E2. A fixação do tabuleiro face às ações horizontais longitudinais foi efetuada com recurso a dispositivos oleodinâmicos do tipo Pre-loaded Spring Damper, no encontro fixo, e do tipo Fluid Viscous Damper, no encontro com ADV.

Palavras-chave: Ponte Ferroviária; Aparelho Dilatação; Alta Velocidade; Oleodinâmico; Linha de Évora.

1. INTRODUÇÃO

A nova Ligação Ferroviária entre Évora Norte e Elvas / Caia, possui uma extensão de 78 km, que engloba um total de 29 obras de arte especiais, perfazendo um comprimento total de 12,1 km de viadutos e pontes.

O empreendimento foi dividido em 3 empreitadas distintas, correspondendo aos subtroços Évora Norte – Freixo, Freixo - Alandroal e Alandroal – Linha do Leste. As obras foram iniciadas em setembro de 2019, tendo já sido concluídas nos dois primeiros troços e prevendo-se a conclusão do terceiro ainda em 2024.

¹ PROFICO – Consultores de Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. mpera@profico.pt

² PROFICO – Consultores de Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. gfernandes@profico.pt

A Ponte da Asseca desenvolve-se entre os kms 177+583.69 e 178+227.69 do traçado, possuindo uma extensão total de 644.00 m, atravessando a Ribeira da Asseca a uma altura de cerca de 35m, na zona de influência da barragem do Alqueva, que apresenta uma largura de espelho de água de cerca de 60m, para o NPA.

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos topográficos, rodoviários, hidráulicos e ambientais

O principal condicionamento a atender é o nível de água na Ribeira da Asseca, já que este local é atingido pela Albufeira do Alqueva, apresentando o espelho de água uma largura de cerca de 60m no nível de pleno armazenamento. O local de implantação desta ponte encontra-se abrangido pelo Plano de Ordenamento das Albufeiras do Alqueva e Pedrógão (POAAP).

No que à topografia diz respeito, apenas é de referir a encosta Nascente da Ribeira da Asseca, que possui no local da implantação da obra de arte uma inclinação de cerca de 35 graus.

Salienta-se ainda a presença de duas ocorrências patrimoniais na zona de implantação da ponte, um um povoado e uma ponte medieval. De acordo com a DIA, o projeto não poderia afetar estas ocorrências de modo a preservar a sua integridade, algo que foi cumprido.

Relativamente aos condicionamentos hidráulicos, a implantação da ponte abrangeu a totalidade do leito de cheia da respetiva linha de água, evitando a implantação de pilares no leito principal, isto para um período de retorno de 100 anos.

Para além do vale da Ribeira da Asseca, esta ponte transpõe também um vale cavado formado por uma linha de água tributária, que apresenta um caudal reduzido, acomodável com uma simples passagem hidráulica. No entanto, a altura ao solo neste vale é superior a 15m, pelo que não era possível executar um aterro no local. Entre os dois vales há um troço com cerca de 40m de extensão onde a altura ao solo é inferior a 10m. Contudo trata-se de uma distância demasiado curta para poderem ser adotados aterros e separar a ponte em duas, pelo que a solução teve forçosamente de consistir numa única obra vencendo os dois vales.

2.2 Condicionamentos técnicos

O perfil transversal da obra de arte deverá comportar duas vias eletrificadas, uma delas em bitola ibérica, com travessas de betão polivalentes, assentes sobre uma camada de balastro com espessura mínima de 30 cm sob a face inferior das travessas.

A linha está prevista para tráfego misto, sendo as velocidades de projeto de 250 km/h para passageiros e 120 km/h para mercadorias.

Conforme decisão tomada pela IP, estão previstos tabuleiros independentes para cada uma das vias, de forma que a construção do empreendimento possa ser faseada, sendo que na primeira fase apenas se materializará uma via.

2.3 Condicionamentos geológico-geotécnicos

Na definição das cotas de fundação da Obra de Arte, teve-se em consideração a prospeção efetuada (21 sondagens), de modo a efetuar o reconhecimento dos terrenos de fundação da Obra de Arte.

Em termos geomorfológicos, a área abrangida pela construção da Ponte da Asseca insere-se na Peneplanície do Alentejo, caracterizada por relevos ligeiramente pronunciados com cotas altimétricas variando entre os 148 e 187m.

Em termos geológicos os terrenos de fundação da ponte interessam, essencialmente, maciço rochoso constituído por xistos cinzentos e acastanhados.

Ao longo do traçado da ponte as sondagens executadas revelaram até cerca de 1.0m a 13.0m de profundidade solos de natureza silto-argilosa muito duros a rijos (N_{SPT} superiores a 60 pancadas) e xistos acastanhados muito alterados a decompostos (W4-5). Em profundidade surge o maciço rochoso xistento, medianamente alterado (W3), com fracturas próximas (F4) a medianamente afastadas (F3).

Face ao panorama descrito nas condições geológicas e geotécnicas, as fundações de quase todos os apoios (E1 – Pi – E2) da ponte foram directas, por sapatas, com excepção da fundação do pilar P17. Às profundidades de fundação dos apoios ocorreu o maciço rochoso xistente, medianamente alterado (W3), ou solos residuais de alteração xistentes, muito compactos e xisto decomposto a muito alterado (W4-5), no caso dos pilares P2, P3, P9, P12, P15 P16 e encontro E2. Na zona do pilar P17, foi identificado na sondagem, filão dolerítico de natureza argilosa com valores no ensaio SPT entre 9 e 45 pancadas até aos 8.0m de profundidade. Atendendo a que o horizonte mais superficial, de natureza argilosa, não apresenta capacidade de carga suficiente para os níveis de tensão impostos, foi necessário recorrer a fundações indirectas por estacas.

2.3 Condicionamentos de dimensionamento estrutural

A verificação da segurança estrutural foi em geral feita de acordo com os Eurocódigos e com as disposições das fichas UIC relevantes.

A quantificação das ações de tráfego nas obras de arte foi efetuada tomando como base a EN 1991-2 e os valores definidos nesse documento, tendo sido considerado o fator de importância $\alpha = 1,33$.

Face ao elevado número de pontes e viadutos deste projeto, foi ponderada em fases iniciais a possibilidade de recurso sistemático a soluções estruturais pré-fabricadas, solução que não foi adotada nas fases subsequentes.

Não obstante, tendo em conta as suas vantagens numa perspetiva de otimização de custos e de prazos de execução de obra, foi implementada durante o desenvolvimento do Projeto, em estreita interação com a IP, uma padronização de soluções dos vários tabuleiros ao nível dos vãos a praticar, da geometria dos tabuleiros e dos pilares.

Foram seguidas as recomendações da ficha UIC 774-3R e da EN 1991-2:2003 para o cálculo da interação via tabuleiro, de forma a controlar a tensão máxima e mínima nos carris e deslocamentos diversos entre elementos, tendo em conta a interação carril/balastro/tabuleiro.

Na conceção da ponte foram adotadas juntas na via, pelo que foram realizadas as seguintes verificações:

- Deslocamento horizontal máximo absoluto do tabuleiro de 30 mm ($\delta_{abs} < 30$ mm), para a ação da frenagem/arranque;
- Elevação máxima do topo do tabuleiro nas extremidades de 2 mm, de acordo com o ponto 6.5.4.5.2.(3) da EN1991-2.

Foram verificadas as exigências da ficha UIC 776-2R para a conceção de pontes ferroviárias, relacionadas com efeitos dinâmicos resultantes da passagem de comboios sobre pontes, de forma a analisar fenómenos de ressonância, determinar as acelerações verticais máximas do tabuleiro, determinar o incremento de esforços e deslocamentos na estrutura e determinar o nível de conforto no interior das carruagens, tendo em conta a interação comboio/via/tabuleiro.

2.5 Condicionamentos construtivos

Os condicionamentos construtivos a atender são os que resultam da proximidade de estruturas existentes, vias rodoviárias em serviço, transposição de rios ou outra linhas de água, ou resultantes da geometria própria obra, respetiva altura ao solo ou outros aspetos, sendo a sua consideração fundamental na conceção das obras.

No caso vertente, refere-se como condicionamento principal a elevada altura ao solo e a transposição da Ribeira da Asseca, atingida neste local pela Albufeira do Alqueva (apresenta uma largura de cerca de 60m no nível de pleno armazenamento – NPA=152m), na qual deverão ser atendidos aspetos de natureza ambiental, hidráulica e geotécnica, que foram mitigados na sua maioria através da construção deste troço com recurso a carros de avanço.

2.6 Condicionamentos relativos à durabilidade e manutenção

A vida útil da estrutura foi estabelecida para uma categoria 5 segundo a NP EN 206-1 - DNA 5.3.1, correspondendo a um período de 100 anos, tendo sido adotadas classes de betões e recobrimentos de armaduras com vista à garantia deste requisito de durabilidade.

A IP impôs requisitos de adequado acesso para inspeção/manutenção dos vários equipamentos instalados, tais como como aparelhos de apoio, juntas, dispositivos antissísmicos, entre outros.

3. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ADOPTADA

3.1 Conceção geral e interação via-estrutura

A conceção geral da solução estrutural da ponte resultou da ponderação dos vários condicionamentos apresentados, particularmente os referentes à elevada altura ao solo e o atravessamento da Ribeira da Asseca (e respetivo leito de cheia) e do vale a ela associado, sendo que a ribeira é ainda atingida neste local pela Albufeira do Alqueva (apresenta uma largura de cerca de 60m no nível de pleno armazenamento – NPA=152m).

A extensão da ponte está condicionada essencialmente pela altura máxima a praticar nos encontros, estando estes muito afastados do leito de cheia da Ribeira da Asseca. A extensão e a elevada altura ao solo na maior parte do comprimento da ponte, afasta desde logo a possibilidade de se considerarem soluções sem aparelhos de dilatação de via (ADs). Com efeito, a experiência em cálculos de interação via-tabuleiro dita que é possível dispensar ADs se os comprimentos dilatáveis das obras não excederem cerca de 90 a 100m, pelo que, tendo em conta a extensão desta obra, poderia-se considerar o seccionamento do tabuleiro em troços mais curtos. No entanto, atendendo que a altura ao solo em grande parte da obra ultrapassa os 15m, as exigências regulamentares de fixação e absorção das forças horizontais longitudinais devidas às diversas ações, incluindo frenagem e ação sísmica, não podem ser garantidas de forma razoável e económica através de pilares, elementos inclinados ou arcos. Desta forma, torna-se mais racional a adopção de ADs, passando o tabuleiro a ser contínuo. Tendo em consideração o traçado e a impossibilidade de se colocarem ADs fora de retas ou curvas circulares de raio constante, em planta, ou fora de trainéis, em perfil, apenas foi possível colocar um AD junto ao encontro E2, sendo o tabuleiro fixo ao encontro E1. Por outro lado, a adoção de uma fixação rígida do tabuleiro iria transmitir ao encontro enormes esforços devido à ação sísmica. Para evitar esta situação, a fixação do tabuleiro da ponte face às ações horizontais foi efetuada com os seguintes dispositivos:

- Encontro E1 – 2 dispositivos PSD (Pre-loaded Spring Damper). São os dispositivos principais para fazer a fixação do tabuleiro. Para além do comportamento viscoso, possuem uma mola pré-carregada que faz com que o tabuleiro esteja fixo ao encontro para as forças de caráter lento e de uma parte das forças da frenagem ferroviária. Após a ocorrência de um sismo ou de uma situação de frenagem extrema, a mola deste dispositivo assegura o recentramento da ponte. Neste caso cada um dos dispositivos apresentava uma força de pré-carga de 4000kN.
- Encontro E2 – 2 dispositivos FVD (Fluid Viscous Damper). São dispositivos de amortecimento viscosos, os quais contribuem para a absorção das forças de frenagem, com os requisitos exigidos, e são essenciais no amortecimento das forças sísmicas.

Tendo em conta a altura ao solo e os obstáculos a transpor, optou-se por uma modelação de vãos correntes com 32m, sendo que no atravessamento da Ribeira da Asseca se adotaram vãos superiores, com um vão principal de 70m e vãos adjacentes de 52m. A distribuição de vãos foi então a seguinte:

$$27 + 8 \times 32 + 52 + 70 + 52 + 5 \times 32 + 27 = 644\text{m.}$$

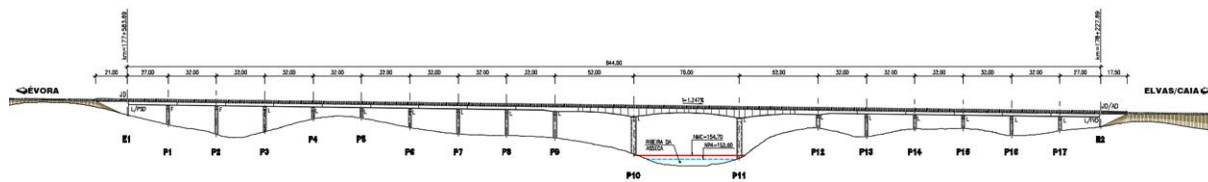


Figura 1. Modulação geral de vãos.

A adoção de um vão principal sobre a Ribeira da Asseca com 70m, permitiu assim a execução das fundações mesmo com a albufeira do Alqueva ao nível de pleno armazenamento (cota 152m), embora recorrendo a penínsulas artificiais em aterro. Nesta solução o tabuleiro foi executado em consolas, por avanços sucessivos, recorrendo a carros de avanço. Para esta dimensão de vãos principais, numa obra ferroviária, considerou-se que a solução mais adequada para o tabuleiro era em caixão, tendo-se adotado

uma solução em caixão unicelular para cada via, com 2.40m de altura constante para os troços correntes, e uma altura variável entre 3.20m e os 6.00m para os tramos principais sobre a Ribeira da Asseca.

3.2 Tabuleiro

Atendendo à opção pela execução do tramo central com recurso a carros de avanço, adotou-se para a secção de tabuleiro por uma solução em caixão unicelular em betão armado e pré-esforçado, com 2.40m de altura constante, nos troços correntes de 32m, passando a altura variável entre 3.20m e 6.00m nos apoios dos tramos principais de 52 e 70m, com almas verticais e com largura constante de 4.00m. A largura total do tabuleiro é de 7.1m sendo este composto por duas consolas laterais. A consola exterior tem 2.65m de vão livre e espessura variável entre 0.20 e 0.50m e acolhe o guarda-balastro, caleira de cabos, passeio, poste de catenária, bordadura e guarda-corpos. A consola interior sob o guarda-balastro tem um vão de 0.45m. Futuramente será construído o tabuleiro do lado Sul da obra com 6.75m de largura, afastado 0.10m do tabuleiro do lado Norte, perfazendo uma largura total de 13.95m. Nas secções de 1/5 de vão foram colocados diafragmas para rigidificação do tabuleiro, os quais são aproveitados para colocar os desviadores do pré-esforço de reserva.

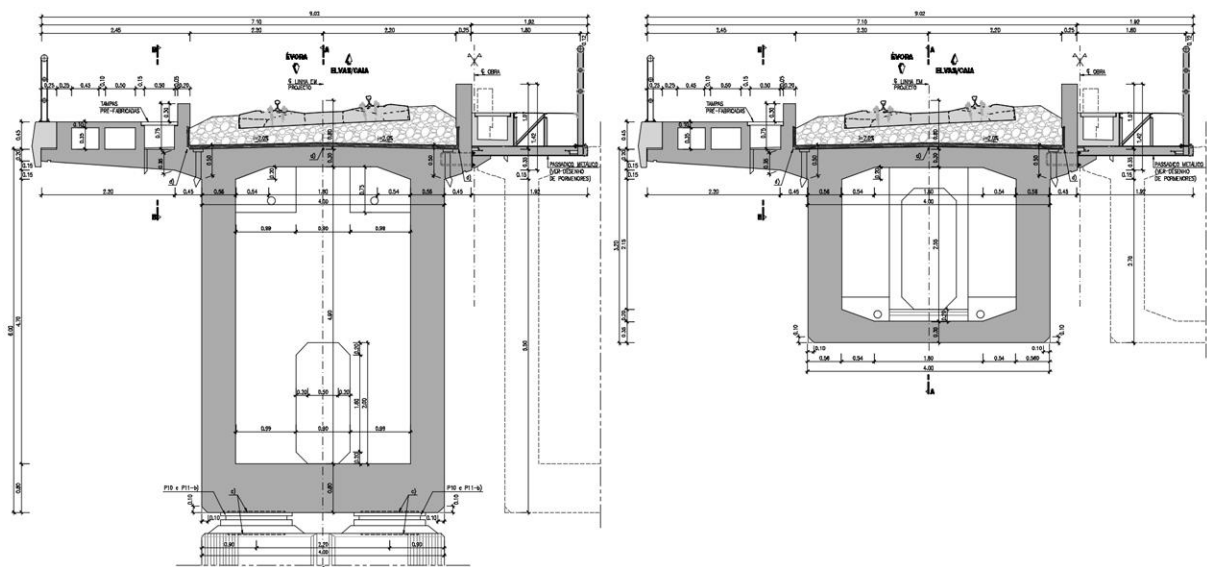


Figura 2. Secções Transversais Tipo do Vão central

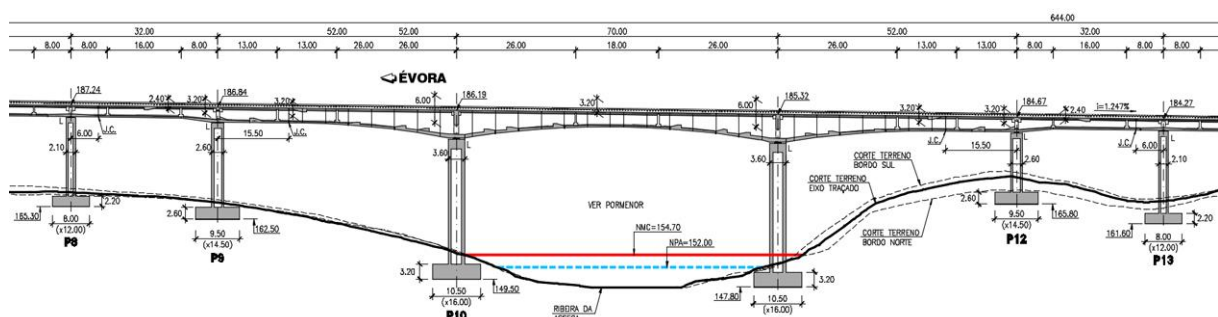


Figura 3. Vão Central – Corte Longitudinal.

3.3 Pilares e fundações

Os pilares apresentam uma secção vazada, com uma geometria exterior em forma de secção retangular modificada de configuração hidrodinâmica. Possuem dimensões envolventes exteriores de 4.0x3.0m² no caso dos pilares centrais P10 e P11, de 3.0x2.6m² no caso dos pilares P9 e P12, e de 3.0x2.1m² nos restantes. Os pilares P1 e P2 estão ligados ao tabuleiro com aparelhos de apoio fixos; os restantes estão ligados ao tabuleiro com aparelhos de apoio com guiamento longitudinal. Com exceção dos pilares P10 e P11, nos quais a secção é constante, no topo dos restantes pilares a secção é variável, numa altura de

2,0m, existindo um alargamento 0,50m de cada lado, na direção transversal do tabuleiro, de forma a acomodar os aparelhos de apoio, numa base de $4.0 \times 2.60 \text{ m}^2$ no caso dos pilares P9 e P12 e de $4.0 \times 2.1 \text{ m}^2$ nos restantes.

Com exceção do pilar P17, todos os pilares são fundados diretamente através de sapatas, as quais são comuns às do tabuleiro futuro. Face às condições geotécnicas referidas anteriormente, o pilar P17 é fundado indiretamente através de um conjunto de oito estacas moldadas com $\varnothing 1.80 \text{ m}$, coroadas por um maciço de encabeçamento com $19.80 \times 9.00 \times 3.00 \text{ m}^3$, que viabiliza igualmente a futura duplicação da via.

3.4 Encontros

Os Encontros E1 e E2 são do tipo aparente, com comprimentos totais de 21.00m e 17.50m, e apresentam alturas ao solo máximas de 9.5m e 8.8m, respetivamente. São constituídos por estribos que recebem os esforços do tabuleiro, transmitidos pelos aparelhos de apoio unidirecionais, fixos na direção transversal. Os estribos ligam à sapata de fundação através de dois muros de avenida, duas paredes perpendiculares aos muros de avenida, alinhados com a frente e o tardo do estribo, e dois contrafortes interiores. Os estribos dos encontros são ainda providos de tímpanos, ligados às suas extremidades, e de um batente posterior, que além de fixar a junta de dilatação, constituída por chapas de aço no caso do encontro E1 e por membrana de neoprene no caso do encontro E2, funciona como separação entre as terras no tardo do estribo e a obra. As fundações de ambos os encontros são diretas, através de sapatas em degraus para adaptação à inclinação do terreno natural. Para a transferência das ações horizontais para os encontros, foram adotados aparelhos oleodinâmicos, tal como referido anteriormente.

3.5 Acabamentos

A ponte é em betão armado e pré-esforçado, sendo o principal acabamento o betão à vista descoberto. As superfícies de betão em contacto com o solo são impermeabilizadas por aplicação de duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa.

De cada lado do tabuleiro previu-se um passeio que inclui uma caleira, rematada superiormente por cantoneiras metálicas, coberta por tampas amovíveis pré-fabricadas em betão armado, que permitem o alojamento de cabos. Nos extremos das caleiras de cabos foram dispostas caixas de inspeção e recolha dos cabos em betão armado, cobertas com tampas pré-fabricadas de betão armado amovíveis.

Nos bordos do tabuleiro é fixado um guarda-corpos metálico, metalizado e pintado, assente sobre uma cornija pré-fabricada que dará um remate ao tabuleiro da ponte.

Do lado da via, os passeios são limitados por um murete guarda-balastro, que garante uma altura de 0.10 m acima do nível da face superior das travessas de via. Na entreevia o murete guarda balastro está posicionado 0.20 m acima da cota do carril, de forma impedir a queda das composições

A transição entre o tabuleiro e os encontros faz-se através de juntas de dilatação. Em ambos os encontros, do tipo móvel, a junta é aberta, para acomodar os grandes movimentos do tabuleiro, composta por membrana de neoprene aparafusada a chapas de aço com a função de guarda balastro transversal ao tabuleiro, que impedem a queda de balastro na junta.

Os aparelhos de apoio são do tipo “panela”, com dimensões compatíveis com as cargas verticais e forças/deslocamentos horizontais determinados no cálculo estrutural. Relativamente às forças transversais do tabuleiro, os aparelhos permitem a mobilização de reações transversais dos encontros.

Ao longo da obra de arte serão montados postes de catenária no lado exterior da via, com o eixo de cada poste afastado 3.35 m do eixo da via. Junto à base de cada poste prevêem-se fixações de reserva para utilização em caso de necessidade.

4 MATERIAIS

A classificação adotada para as Estruturas de Betão foi:

- Vida Útil da Estrutura (NP EN 206-1 - DNA 5.3.1): Categoria 5 (100 anos)
- Classe Estrutural (EC 2): S6
- Classe de Inspeção (NP EN 13670-1 – Quadro G.1): 3

Os principais materiais empregues na parte resistente da obra são os descritos no Quadro 1.

Quadro 1. Principais materiais da Obra de Arte.

Betões						
<i>Elemento</i>	<i>Classe de Resistência</i>	<i>Classe de Exposição</i>	<i>Teor de Cloretos</i>	<i>Dmax (mm)</i>	<i>Classe Consist.</i>	<i>Rec. (cm)</i>
Regularização de fundações	C 16/20	X0	Cl 1.0			
Estacas de Fundação	C 30/37	XC2	Cl 0.40	22	S4	7.5
Fundações	C 30/37	XC2	Cl 0.40	22	S3	5.0
Encontros e Consolas de Muros	C 30/37	XC4	Cl 0.40	22	S3	5.0
Pilares	C 35/45	XC4	Cl 0.40	22	S3	5.0
Tabuleiros e Carlingas	C 40/50	XC4	Cl 0.20	22	S3	5.5
Aços						
Armaduras para betão armado: A500 NR SD						
Armaduras de pré-esforço: $f_{pk} \geq 1860$ MPa; $f_{p0.1k} \geq 1600$ MPa						

5 PROCESSO CONSTRUTIVO

O faseamento construtivo adotado foi o seguinte:

- Montagem do estaleiro e limpeza do local dos trabalhos, e execução das escavações para implantação das fundações dos pilares e encontros. No caso dos pilares P10 e P11, foi executada uma península provisória em aterro;
- Execução dos pilares e encontros, iniciando-se pela execução das fundações e posteriormente pela elevação dos pilares e encontros;
- Execução do tabuleiro foi feita em quatro troços: troço Poente, troços em consola 1 e 2 e troço Nascente. Os troços Poente e Nascente (com 9 e 5 fases de betonagem e pré-esforço respetivamente) são executados com recurso a cimbra metálica ao solo, enquanto os troços em consola (com 6 fases de betonagem e pré-esforço) foram executados por avanços sucessivos com recurso a carros de avanço. A execução do tabuleiro foi feita a partir de ambos os encontros da direção dos tramos centrais em consola, sendo finalizado com os fechos de ligação entre troços;
- Execução dos blocos técnicos, parte superior dos encontros e betão de 2ª fase do tabuleiro;
- Montagem das estruturas secundárias de manutenção, execução dos acabamentos, reposição do local em condições semelhantes às iniciais e desmontagem do estaleiro.



Figura 4. Processo Construtivo – Execução dos Pilares e Aduela de Arranque do Vão Central.



Figura 4. Processo Construtivo – Execução do Tabuleiro Nascente do Vão Central por Avanços Sucessivos.



Figura 4. Processo Construtivo – Montagem dos Carros de Avanços do Lado Poente.



Figura 4. Processo Construtivo – Pormenor dos Carros de Avanço.

6. OBRA ACABADA

Nas figuras seguintes apresentam-se perspetivas de enquadramento geral da obra acabada.



Figura 5. Perspetiva da Geral da Obra.



Figura 6. Perspetiva da Obra – Zona do Vão Central sobre a Ribeira da Asseca.



Figura 7. Alçado da Obra Acabada - Vão Central.

7 CONCLUSÕES

A Ponte da Asseca apresentava alguns desafios dignos de nota, que tornaram a sua conceção um exercício interessante.

O atravessamento da Ribeira da Asseca, numa zona sobre a influência da albufeira do Alqueva, requereu a adoção de um vão com maior extensão, com uma solução construtiva sem apoio ao solo. A solução adotada, em tabuleiro em betão armado e pré-esforçado, com seção variável em caixão unicelular, construída com recurso a carros de avanço, permitiu resolver esse condicionamento. A utilização de uma seção em caixão nos vãos correntes permitiu ainda, e ao contrário do que poderia ser intuído, uma economia em relação a outras obras do empreendimento com extensão e altura ao solo similares, com outro tipo de soluções.

Para além disso, em virtude da elevada altura ao solo de grande parte da obra, a adoção de um tabuleiro contínuo e de dispositivos oleodinâmicos nos encontros (com fixação no encontro E1), permitiu a utilização de elementos de apoio correntes, ao mesmo tempo que permitiu a verificação da interação via-estrutura com recurso a um único aparelho de dilatação de via, reduzindo assim os custos de construção bem como os custos futuros de manutenção de via.

REFERÊNCIAS

- [1] Normas Europeias e Eurocódigos Estruturais.
- [2] Recomendações UIC – Union Internationale des Chemins de Fer.
- [3] Instruções Técnicas IP.
- [4] Especificações Técnicas de Interoperabilidade, designadamente a ETI para o subsistema “infraestrutura” do sistema ferroviário da União Europeia.

Viadutos da Nova Linha de Évora – Aspectos de conceção, dimensionamento e construção nos viadutos sem juntas de dilatação na via

M. Pera Fernandes ¹

G. Fernandes ²

E. Gonçalves ³

F. Vasques ⁴

RESUMO

Neste artigo aborda-se a conceção geral e dimensionamento de um conjunto de 13 pontes e viadutos incluídos na nova Ligação Ferroviária entre Évora Norte e Elvas / Caia. Esta ligação tem uma extensão de 78Km e engloba um total de 29 viadutos e pontes, perfazendo um comprimento total de 10.6Km de viadutos e pontes. As obras de arte especiais aqui analisadas têm extensões variáveis entre os 119m e os 521m e alturas ao solo até 21m. São obras de betão armado e pré-esforçado e têm em comum a particularidade de não possuírem aparelhos de dilatação de via (ADV), ou seja, dispositivos que permitem movimentos ao nível da superestrutura de via. A dispensa de ADV é um aspeto desejável em qualquer ponte ferroviária, para evitar os elevados custos e constrangimentos relacionados com a manutenção da via, durante a vida útil da obra. Por essa razão é um requisito a atender, sempre que seja uma solução praticável. Com efeito, face às elevadas extensões e grande alturas, em mais de metade dos viadutos desta ligação não foi possível dispensar ADV.

Na análise estrutural de um viaduto ferroviário é fundamental uma modelação conjunta da ponte e da superestrutura de via férrea, para realização do designado estudo de interação via / tabuleiro. Os principais requisitos a atender são a limitação das tensões nos carris devidas aos movimentos da ponte face às ações das variações de temperatura e às forças de arranque e frenagem ferroviárias, bem como as próprias deformações absolutas do tabuleiro. O aspeto da deformação máxima do tabuleiro face às ações de arranque e frenagem, que deve ser limitada a 5mm em pontes sem ADV, é especialmente condicionante, pois para obras com mais de 15m de altura ao solo implica pilares com dimensões fora da razoabilidade ou à adoção de elementos rigidificadores com grandes incrementos de custo.

Neste artigo descrevem-se as soluções estruturais adotadas num conjunto de 13 viadutos desta linha, com alturas moderadas, mas extensões a ultrapassar os 500m, particularizando as abordagens que foram utilizadas para dispensar a adoção de juntas na superestrutura de via férrea. Essas abordagens resumem-se de seguida:

- Tabuleiros monolíticos em viadutos com extensões até 180-200m;
- Subdivisão dos tabuleiros em troços com extensão até 120m, em viadutos mais extensos;
- Inserção de pilares inclinados e arcos em viadutos com alturas acima dos 15m.

Palavras-chave: Ponte Ferroviária; Aparelho Dilatação; Alta Velocidade; Interação Via-Tabuleiro; Linha de Évora.

1. INTRODUÇÃO

A nova Ligação Ferroviária entre Évora Norte e Elvas / Caia, possui uma extensão de 78 km, que engloba um total de 29 viadutos e pontes, perfazendo um comprimento total de 12,1 km.

¹ PROFICO – Consultores de Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. mpera@profico.pt

² PROFICO – Consultores de Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. gfernandes@profico.pt

³ Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas Lda, Lisboa, Portugal. emilia.goncalves@edgarcardoso.pt

⁴ Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas Lda, Lisboa, Portugal. filipe.vasques@edgarcardoso.pt

O empreendimento foi dividido em 3 empreitadas distintas, correspondendo aos subtroços Évora Norte – Freixo, Freixo - Alandroal e Alandroal – Linha do Leste. As obras foram iniciadas em setembro de 2019, tendo já sido concluídas nos dois primeiros troços e prevendo-se a conclusão do terceiro ainda em 2024.

Neste artigo aborda-se a conceção geral e dimensionamento de 13 pontes e viadutos ferroviários integrados neste empreendimento que, pela altura moderada ao solo (até 21 m), foram alvo de uma abordagem similar para fazer face à interação via-tabuleiro e à absorção das forças horizontais devidas à frenagem e ação sísmica, tendo sido dispensada a introdução de aparelhos de dilatação de via (ADV).

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos topográficos, rodoviários, hidráulicos e ambientais

Em geral os condicionamentos topográficos que se impõem para a materialização e dimensionamento das obras em causa decorrem da transposição de cursos de água com alguma importância e/ou de vales com alturas ao solo acima dos valores admissíveis para a execução de um aterro. No presente caso, as linhas de água a transpor por obra de arte estavam já claramente identificadas em estudos anteriores. Para os vales com aterros elevados, foi feito um estudo caso a caso pelo consórcio projetista responsável pela via-férrea, sendo que, em geral, se limitou a altura dos aterros a cerca de 20m.

A extensão de cada obra foi em geral condicionada pelo requisito ambiental de não ocupação dos leitos de cheia das linhas de água atravessadas e pelo critério de limitação da altura livre dos encontros a 10m, de forma a garantir adequadas condições de funcionamento na transição entre o aterro e a ponte.

A modelação de vãos dependeu da altura ao solo, das dimensões e posicionamento dos obstáculos a transpor e dos aspetos ligados à interação via-tabuleiro.

2.2 Condicionamentos técnicos

O perfil transversal das obras de arte comporta duas vias eletrificadas, uma delas em bitola ibérica, com travessas de betão polivalentes, assentes sobre uma camada de balastro com espessura mínima de 30 cm sob a face inferior das travessas.

A linha está prevista para tráfego misto, sendo as velocidades de projeto de 250 km/h para passageiros e 120 km/h para mercadorias.

Conforme decisão tomada pela IP, estão previstos tabuleiros independentes para cada uma das vias, de forma que a construção do empreendimento possa ser faseada, sendo que na primeira fase apenas se materializará uma via.

2.3 Condicionamentos geológico-geotécnicos

Na definição das fundações das obras de arte teve-se em consideração a informação geotécnica resultante de prospeção específica realizada para cada uma.

No caso deste conjunto de obras, tendo em conta a natureza geológica dos terrenos atravessados, foi possível materializar fundações diretas, sendo grande parte delas sobre rocha.

2.3 Condicionamentos de dimensionamento estrutural

A verificação da segurança estrutural foi em geral feita de acordo com os Eurocódigos e com as disposições das fichas UIC relevantes.

A quantificação das ações de tráfego nas obras de arte foi efetuada tomando como base a EN 1991-2 e os valores definidos nesse documento, tendo sido considerado o fator de importância $\alpha = 1,33$.

Foram seguidas as recomendações da ficha UIC 774-3R e da EN 1991-2:2003 para o cálculo da interação via tabuleiro, de forma a controlar a tensão máxima e mínima nos carris e deslocamentos diversos entre elementos, tendo em conta a interação carril/balastro/tabuleiro.

Na conceção da ponte foram adotadas juntas na via, pelo que foram realizadas as seguintes verificações:

- Deslocamento horizontal máximo relativo entre o tabuleiro e o carril de 4mm ($\delta_{rel} \leq 4\text{mm}$), para a ação da frenagem/arranque;
- Deslocamento horizontal máximo absoluto do tabuleiro de 5mm ($\delta_{abs} \leq 5\text{mm}$), para a ação da frenagem/arranque;
- Deslocamento máximo relativo entre o topo da extremidade do tabuleiro e o encontro ou entre o topo das extremidades de dois tabuleiros adjacentes de 8mm ($\delta_{(0H)} \leq 8\text{mm}$), para o carregamento vertical LM71 ou SW/0;
- Elevação máxima do topo do tabuleiro nas extremidades de 2mm, de acordo com o ponto 6.5.4.5.2.(3) da EN1991-2.

Foram verificadas as exigências da ficha UIC 776-2R para a conceção de pontes ferroviárias, relacionadas com efeitos dinâmicos resultantes da passagem de comboios sobre pontes, de forma a analisar fenómenos de ressonância, determinar as acelerações verticais máximas do tabuleiro, determinar o incremento de esforços e deslocamentos na estrutura e determinar o nível de conforto no interior das carruagens, tendo em conta a interação comboio/via/tabuleiro.

2.5 Condicionamentos construtivos

Os condicionamentos construtivos a atender são os que resultam da proximidade de estruturas existentes, vias rodoviárias em serviço, transposição de rios ou outra linhas de água, ou resultantes da geometria própria obra, respetiva altura ao solo ou outros aspetos, sendo a sua consideração fundamental na conceção das obras.

As alturas ao solo destas obras de arte podem ser consideradas moderadas, sendo em geral possível a adoção de sistemas de cimbres apoiados no terreno, podendo ser contínuos, ou discretos, através de asnas metálicas.

2.6 Condicionamentos relativos à durabilidade e manutenção

A vida útil da estrutura foi estabelecida para uma categoria 5 segundo a NP EN 206-1 - DNA 5.3.1, correspondendo a um período de 100 anos, tendo sido adotadas classes de betões e recobrimentos de armaduras com vista à garantia deste requisito de durabilidade.

A IP impôs requisitos de adequado acesso para inspeção/manutenção dos vários equipamentos instalados, tais como como aparelhos de apoio, juntas, dispositivos antissísmicos, entre outros.

3. DESCRIÇÃO E JUSTIFICAÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

3.1 Conceção geral

Face ao elevado número de pontes e viadutos deste projeto, foi ponderada em fases iniciais a possibilidade de recurso sistemático a soluções estruturais pré-fabricadas, solução que não foi adotada nas fases subsequentes.

Não obstante, tendo em conta as suas vantagens numa perspetiva de otimização de custos e de prazos de execução de obra, foi implementada durante o desenvolvimento do Projeto, em estreita interação com a IP, uma padronização de soluções dos vários tabuleiros ao nível dos vãos a praticar, da geometria dos tabuleiros e dos pilares.

Tendo em conta o resumo dos condicionamentos apresentado no capítulo anterior, a conceção de cada obra é feita tendo por base os condicionamentos específicos de cada uma, mas adotando uma perspetiva de garantir alguma uniformização que favoreça a otimização de meios em fase de obra.

Os vão correntes foram padronizados em função da altura ao solo e dos condicionamentos das várias obras, com valores entre os 25 e 35m. Num caso singular foi considerada uma solução distinta, nomeadamente na Ponte do Freixo, na qual foi adotado um vão superior, de 45m, em resultado da configuração da ribeira do Freixo e da estrada nacional 254 e respetivo viés.

No quadro 1 apresentam-se as características principais de cada uma das obras de arte, sendo apresentada a extensão e altura máxima de cada ponte, a modelação de vãos, a secção tipo adotada e o esquema estrutural necessários em cada obra.

Quadro 1. Características principais das pontes.

<i>Designação</i>	<i>Extensão (m)</i>	<i>Altura Máxima (m)</i>	<i>Vãos</i>	<i>Secção Tipo</i>	<i>Esquema Estrutural</i>
Ponte sobre a Ribeira do Freixo	284.4	8.0	(22+25+25+22)+ (22+25+25+22)+ (22+25+25+22)	Laje nervurada h=1,80m	Seccionado em 3 troços de 94 m, fixo nos pilares
Ponte de Machede	119.0	15.0	22+3x25+22	Laje nervurada h=1,80m	Contínuo fixo nos pilares em V
Ponte das Bicas	220.4	7.0	TN: (22+30+30+27)+ (25+30+30+25) TS: (27+30+30+22)+ (25+30+30+25) (30+35+35+30)+ (30+35+30)+ (30+35+35+30)	Laje nervurada h=2,20m	Seccionado em 2 troços, fixo nos pilares
Ponte da Pardiela	357.8	14.0	(30+35+35+30)+ (30+35+30)+ (30+35+35+30)	Laje nervurada h=2,40m	Seccionado 3 troços fixo nos pilares
Ponte do Freixo	180.0	9.5	TN: (27,5+35+45+40+32,5) TS: (32,5+40+45+35+27,65)	Caixão h=3,00m	Contínuo fixo nos pilares
Viaduto das Covas	69.0	8.5	22+25+22	Laje nervurada h=1,80m	Contínuo fixo nos pilares
Ponte de São Bento	168.0	5.2	18+24+3x28+24+18	Laje nervurada h=2,00m	Contínuo fixo nos pilares
Ponte do Calado	309.8	11.0	(22+2x25+22)+ (22+3x25+22)+ (22+2x25+22)	Laje nervurada h=1,80m	Seccionado em 3 troços (94+119+94), fixo nos pilares
Ponte da Seca	148.0	9.2	21+3x33+28	Laje nervurada h=2,40m	Contínuo fixo nos pilares
Viaduto do Barranco dos Pegões	521.0	19.4	(22+25+22)+ (22+2x25+22)+ (22+2x25+22)+ (22+2x25+22)+ (22+2x25+22)+ (22+25+22)	Laje nervurada h=1,80m	Seccionado 6 troços fixo nos pilares, c/ pilares inclinados (arcos) em 2 vãos
Viaduto do Barranco dos Galvões	309.8	20.7	(22+3x25+22)+ (22+3x25+22)+ (22+25+22)	Laje nervurada h=1,80m	Seccionado 3 troços fixo nos pilares, c/ pilares inclinados (arcos) em 2 vãos
Viaduto da Asseca	239.4	16.8	(22+3x25+22)+ (22+3x25+22)	Laje nervurada h=1,80m	Seccionado em 2 troços (119+119) fixo nos pilares
Viaduto da Freira	380.2	20.0	(22+25+25+22)+ (22+25+25+22)+ (22+25+25+22)+ (22+25+25+22)	Laje nervurada h=1,80m	Seccionado em 4 troços, troço 1 fixo no encontro E1 e restantes fixos nos pilares

Conforme se pode observar no quadro 1, nas obras aqui apresentadas, a sua altura ao solo moderada, permitiu a dispensa de ADVs. Nos capítulos seguintes apresentam-se as justificações para estas soluções adotadas.

Nas figuras seguintes apresentam-se os alçados esquemáticos de três das pontes do troço, que exemplificam as soluções adotadas para responder aos requisitos da interação via-tabuleiro que se descrevem no capítulo seguinte.

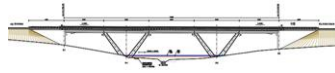


Figura 1. Configuração de vãos de algumas das obras executadas – Ponte de Machede.

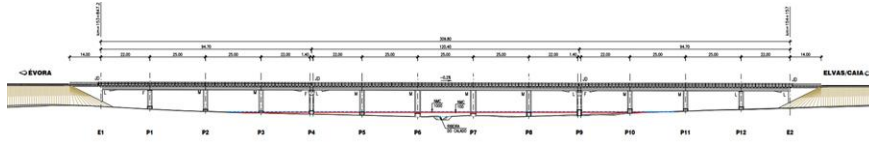


Figura 2. Configuração de vãos de algumas das obras executadas – Ponte do Calado.

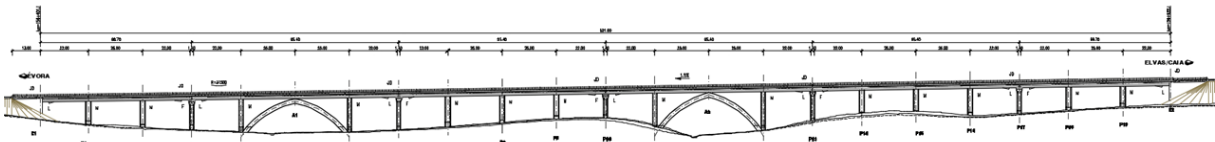


Figura 3. Configuração de vãos de algumas das obras executadas – Viaduto do Barranco de Pegões.

3.2 Tabuleiro

Em fase de fixação de soluções, foram equacionadas diversas alternativas para o tabuleiro, nomeadamente, pré-fabricação em betão e soluções mistas aço-betão, tendo a opção do dono de obra recaído por soluções *in-situ* em betão armado pré-esforçado.

Nos viadutos com vãos até 35m optou-se em geral por soluções em nervura única, maciça, com altura entre 1,8 e 2,4 m, já que, tendo em conta a necessidade de garantir a futura duplicação do tabuleiro, o espaço era escasso para soluções com duas nervuras ou vigas.

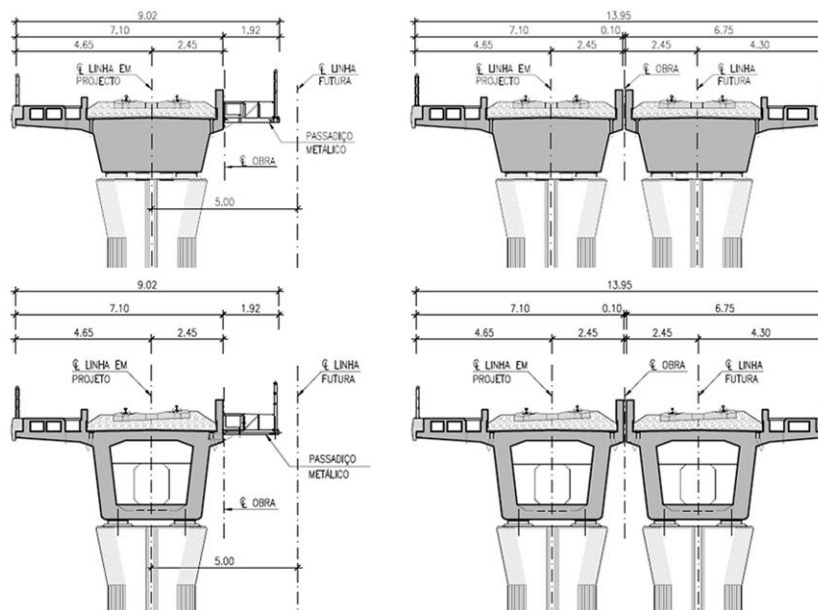


Figura 4. Secções transversais tipo (em cima para pontes até 35m de vão; em baixo para a Ponte do Freixo, com 45m de vão; do lado esquerdo, obras já executadas; do lado direito configuração após futura duplicação).

O vão da consola exterior, que acolhe o guarda balastro, caleira de cabos, passeio, poste de catenária, bordadura e guarda-corpos, é de 2,65 m, sendo a espessura à nascença igual a 0,50 m e no topo de 0,20 m. A consola interior, sob o guarda balastro tem um vão de 0,45 m com espessura à nascença igual

a 0,50 m. O conjunto nervuras e consolas perfaz uma largura total de 13.95 m, sendo que os dois tabuleiros se encontram afastados transversalmente de 0.10 m.

Equacionou-se o aligeiramento da secção no vão, mas, sendo possível apenas a consideração de um vazamento, concluiu-se que as vantagens que traria, ao nível da diminuição do consumo do betão e do peso, não compensaria as cofragens perdidas que seriam necessárias e a maior complexidade ao nível das armaduras ativas e passivas.

No caso da Ponte do Freixo em que a modelação de vãos enquadrava um vão corrente de 45 m, foi considerado mais adequada uma solução de tabuleiro em caixão de betão armado pré-esforçado, com altura de 3,00 m.

Em termos construtivos, há condicionamentos a atender relacionados com a proximidade de infraestruturas existentes, vias rodoviárias em serviço, transposição de rios ou outras linhas de água, ou resultantes da geometria da própria obra, respetiva altura ao solo ou outros aspetos, sendo a sua consideração fundamental na conceção das obras.

3.2 Soluções e interação via-tabuleiro

A ficha UIC 774-3R e a EN 1991-2 apresentam recomendações para o cálculo da interação via tabuleiro, de forma a controlar a tensão máxima e mínima nos carris e deslocamentos relativos entre elementos, tendo em conta a interação carril/balastro/tabuleiro.

Na conceção das estruturas deverá limitar-se o número de juntas de dilatação a inserir no carril sobre a obra de arte, procurando, sempre que possível, dispensar a adoção de aparelhos de dilatação de via, de maneira minimizar custos de manutenção. Para além disso, a possibilidade de colocação de juntas na via, é condicionada pelo traçado ferroviário, pois não devem ser colocadas em curvas de concordância vertical, ou na sua proximidade, nem em curvas de transição em planta.

A análise da interação via/tabuleiro, foi efetuada com recurso a modelos de cálculo em que a estrutura se modela com discretização dos vários elementos que a constituem através de elementos de barra, tais como as estacas (caso existam), maciço de estacas, pilares e tabuleiro, em interação com a modelação dos carris através de elementos de barra. Os carris e o tabuleiro foram ligados através de elementos que simulam o comportamento não linear do balastro, assegurando a transmissão de cargas entre os carris e o tabuleiro. Através deste modelo obtêm-se as tensões no carril e deslocamentos na estrutura para as ações definidas neste tipo de análise.

Na conceção estrutural e pré-dimensionamento das várias obras, os deslocamentos horizontais foram restringidos aos seus limites, sempre que possível, através dos pilares, recorrendo pontualmente a elementos inclinados (pilares ou arcos), ou em alternativa através da colocação de bloqueadores oleodinâmicos, sendo a verificação de limitação dos deslocamentos conciliada com a verificação de tensões transmitidas ao carril.

A experiência em cálculos de interação via-tabuleiro dita que é possível dispensar aparelhos de dilatação de via, se os comprimentos dilatáveis das obras não excederem cerca de 90 a 100m. Isso significa que é possível prever uma ponte com tabuleiro monolítico se a extensão for da ordem dos 180m, com ponto fixo central, embora sejam possível, em algumas circunstâncias chegar aos 200m. Em pontes extensas, é possível dispensar a utilização de ADV, segmentando o tabuleiro em troços mais curtos, com comprimentos dilatáveis entre 90 e 100m. Em qualquer destes casos, a fixação e absorção das forças horizontais longitudinais devidas às diversas ações, incluindo frenagem e ação sísmica pode ser garantida pelos pilares para alturas até cerca de 15m (dependendo das condições de fundação), sendo que a partir deste limite as exigências regulamentares conduzem a dimensionamentos desmesurados. Em obras de maior altura, é possível considerar a inserção de elementos inclinados ou arcos para absorver as forças horizontais, mantendo-se as mesmas exigências de seccionamento horizontal.

3.3 Pilares e fundações

Os pilares apresentam em geral uma secção retangular, maciça ou vazada, com uma geometria exterior em forma de secção retangular modificada de configuração hidrodinâmica. A secção é semelhante para a generalidade das pontes e viadutos, variando apenas a dimensão na direção longitudinal e a zona de ligação ao tabuleiro, em função do tipo de ligação. Os pilares monolíticos possuem secção constante desde a fundação até ao tabuleiro. Os pilares correntes com aparelhos de apoio possuem um pequeno

alargamento na direção transversal para permitir a acomodação da geometria dos aparelhos de apoio. Os pilares de transição em juntas intermédias do tabuleiro, possuem um capitel mais pronunciado, com alargamento nas duas direções, para permitir acomodar os quatro aparelhos de apoio que são necessários nessa situação.

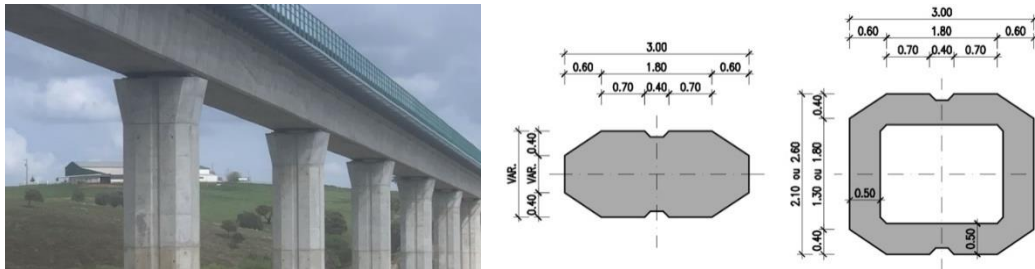


Figura 5. Geometria dos pilares.

No Viaduto de Machede foi adotada uma solução para os pilares com geometria em forma de secção retangular modificada de configuração hidrodinâmica, maciça, de $4,3 \times 3,0 \text{ m}^2$ junto da sapata e bifurcando simetricamente em dois elementos inclinados (“braços do V”) de secção variável na direção longitudinal do viaduto, entre $2,4 \times 3,0 \text{ m}^2$ na secção próximo da sapata e $1,6 \times 3,0 \text{ m}^2$ na secção junto ao tabuleiro.

Nos Viadutos do Barranco dos Pegões e Barranco dos Galvões foram adotadas secções retangulares com $3,4 \times 2,0 \text{ m}^2$ para os arcos.

No caso dos pilares do Viaduto das Bicas, adotou-se uma secção circular com $\text{Ø}2,00 \text{ m}$, para melhor se adaptarem ao atravessamento enviesado, o que lhes proporciona em qualquer direção uma configuração hidrodinâmica que está adaptada ao escoamento da ribeira em situação de cheia.

As fundações dos pilares neste conjunto de obras são diretas, por sapatas, com as dimensões necessárias para limitarem as tensões de contacto no terreno a valores admissíveis.

3.4 Encontros

De forma a assegurar uma boa ligação entre o terrapleno e a ponte, foi estabelecido que os encontros deveriam ser do tipo aparente, com o terrapleno limitado por paredes verticais e que deveriam ser desde já executados para via dupla. Assim, os encontros são aparentes, constituídos por estribos que recebem os esforços do tabuleiro, transmitidos pelos aparelhos de apoio unidirecionais, fixos na direção transversal. Os estribos ligam à sapata de fundação através de dois muros de avenida, duas paredes perpendiculares aos muros de avenida, alinhados com a frente e o tardo do estribo, e dois contrafortes interiores. Os estribos dos encontros são ainda providos de tímpanos, ligados às suas extremidades, e de um batente posterior, que além de fixar a junta de dilatação, constituída por chapas de aço, funciona como separação entre as terras no tardo da mesa e a obra. As fundações dos encontros são diretas, através de sapatas.

3.5 Acabamentos e equipamentos

As obras são em betão armado e pré-esforçado, sendo o principal acabamento o betão à vista descoberto. As superfícies de betão em contacto com o solo são impermeabilizadas por aplicação de duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa.

De cada lado do tabuleiro previu-se um passeio que inclui uma caleira, rematada superiormente por cantoneiras metálicas, coberta por tampas amovíveis pré-fabricadas em betão armado, que permitem o alojamento de cabos.

Nos extremos das caleiras de cabos foram dispostas caixas de inspeção e recolha dos cabos em betão armado, cobertas com tampas pré-fabricadas de betão armado amovíveis.

Nos bordos do tabuleiro é fixado um guarda-corpos metálico, metalizado e pintado, assente sobre uma cornija pré-fabricada que dará um remate ao tabuleiro da obra de arte.

Do lado da via, os passeios são limitados por um murete guarda-balastro, que garante uma altura de 0.10 m acima do nível da face superior das travessas de via. Na entreevia o murete guarda balastro está posicionado 0.20 m acima da cota do carril, de forma impedir a queda das composições

A transição entre o tabuleiro e os encontros faz-se através de juntas de dilatação. Em ambos os encontros, do tipo móvel, a junta é aberta, para acomodar os grandes movimentos do tabuleiro, composta por membrana de neoprene aparafusada a chapas de aço com a função de guarda balastro transversal ao tabuleiro, que impedem a queda de balastro na junta.

Os aparelhos de apoio são do tipo “panela”, com dimensões compatíveis com as cargas verticais e forças/deslocamentos horizontais determinados no cálculo estrutural. Relativamente às forças transversais do tabuleiro, os aparelhos permitem a mobilização de reações transversais dos encontros.

4. PROCESSO CONSTRUTIVO

Este conjunto de obras, em virtude da sua altura moderada ao solo, foi executado com recurso a cimbre ao solo, com passagens porticadas sempre que necessário para atravessamento de linhas de água ou vias de comunicações relevantes. Nas figuras seguintes apresentam-se algumas fotografias da fase construtiva das obras.



Figura 6. Viaduto do Barranco dos Pegões – Cimbre e Cofragem para Execução dos Arcos e Pilares.

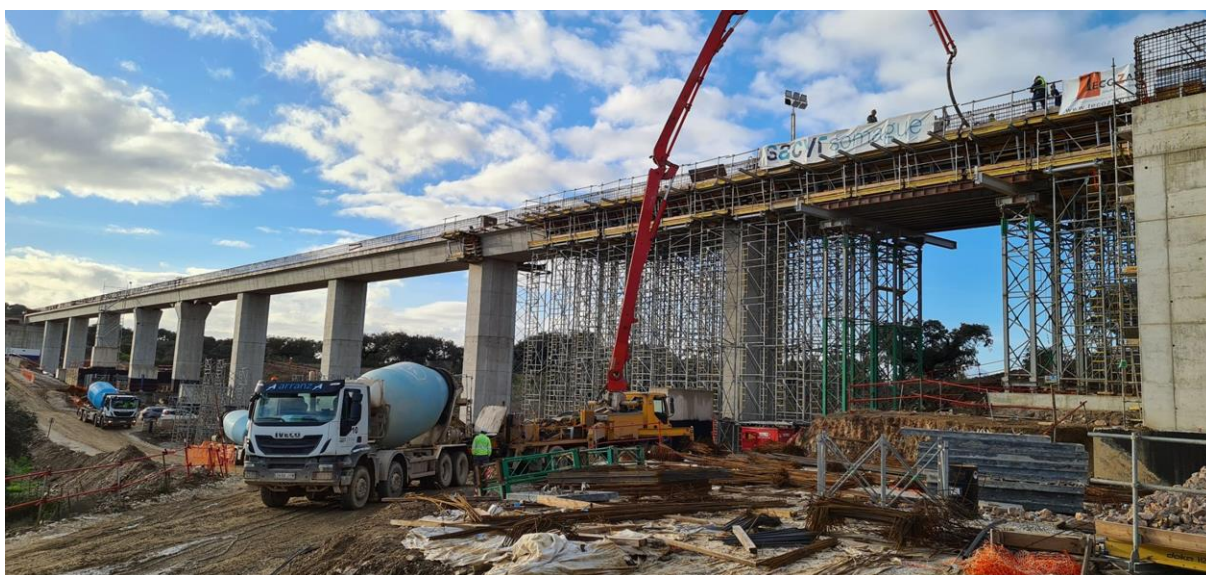


Figura 7. Viaduto da Asseca – Betonagem do Último Tramo do Tabuleiro com Cimbre ao Solo.

5. OBRAS ACABADAS

Nas figuras seguintes apresentam-se perspetivas de enquadramento geral de algumas obras acabadas.



Figura 8. Perspetiva da Obra Acabada - Ponte de Machede.



Figura 9. Perspetiva da Obra Acabada - Ponte do Freixo.



Figura 10. Perspetiva da Obra Acabada – Viaduto do Barranco de Pegões.

5 CONCLUSÕES

Os aparelhos de dilatação de via representam custos de manutenção relevantes, pelo que, na conceção das obras de arte deverão privilegiar-se soluções estruturais que limitem o número de juntas de dilatação a inserir no carril sobre a obra de arte, procurando mesmo dispensar a adoção de aparelhos de dilatação de via, sempre que possível.

As obras em análise neste artigo têm em comum as alturas ao solo que se podem considerar moderadas, para os efeitos relacionados com a interação via-tabuleiro. Face a tais características, verificou-se ser viável de forma razoável a consideração de soluções sem ADV ao nível da via, pois o critério de limitação de deslocamentos para a frenagem é possível de verificar com pilares de dimensões correntes e proporcionadas ou, em situações pontuais, recorrendo a pilares inclinados ou arcos, como foi o caso dos Viadutos do Barranco dos Pegões e Barranco dos Galvões.

Para permitir a validação dos critérios de interação via-tabuleiro, o comprimento máximo dos tabuleiros monolíticos será de cerca de 180 a 200m, sendo que em obras de arte mais extensas é necessário introduzir juntas de dilatação nos tabuleiros, subdividindo-os em troços com extensão até 120m, desde que limitando os comprimentos dilatáveis até 90 a 100m.

A adoção de pilares monolíticos com o tabuleiro é desejável, pois para além de aumentar de forma significativa a rigidez horizontal, reduz o número de aparelhos de apoio necessários, que requerem manutenção mais frequente.

As soluções adotadas para estas obras de arte, apesar de não se terem traduzido em redução de custos muito significativos, apresentam necessidades de manutenção mais baixas e menores interferências na exploração, com custos associados a longo prazo inferiores.

REFERÊNCIAS

- [1] Normas Europeias e Eurocódigos Estruturais.
- [2] Recomendações UIC – Union Internationale des Chemins de Fer.
- [3] Instruções Técnicas IP.
- [4] Especificações Técnicas de Interoperabilidade, designadamente a ETI para o subsistema “infraestrutura” do sistema ferroviário da União Europeia.

Ponte de Pardais na Nova Linha de Évora – Aspectos de conceção, dimensionamento e construção

J. Martins ¹

F. Vasques ²

M. Pera Fernandes ³

G. Fernandes ⁴

RESUMO

Neste artigo aborda-se a conceção geral e dimensionamento da Ponte de Pardais, obra incluída na nova Ligação Ferroviária entre Évora Norte e Elvas / Caia, com uma extensão de 78 km, que engloba 29 viadutos e pontes com um comprimento total de 12.1 km. A extensão da ponte e a grande variabilidade de alturas ao solo no seu desenvolvimento, tornaram a conceção particularmente desafiante.

A ponte possui uma extensão total de 785 m, atravessando o vale da Ribeira dos Pardais a 40 m de altura. Dado o enquadramento topográfico e geotécnico, considerou-se apropriada a inserção de um arco nesta zona, funcionando como elemento de rigidez longitudinal e suporte vertical do tabuleiro. Esta solução afigura-se esteticamente integrada, apresentando vantagens construtivas e até económicas.

O tabuleiro tem uma modulação com 17 vãos correntes de 35 m, uma zona central em arco com 140 m e vãos de extremidade de 25 m. A secção corrente do tabuleiro é uma laje nervurada com 2,40 m de altura constante, completada por consolas. Sobre o arco, para aligeirar, adotou-se uma solução em caixão unicelular. Os pilares apresentam uma secção retangular vazada modificada.

Neste contexto, optou-se por uma solução de tabuleiro contínuo, fixo no arco e apoiado nos pilares com aparelhos guiados, móveis longitudinalmente e em geral fixos na direção transversal, o que implicou aparelhos de dilatação de via nos encontros. Complementarmente, foram introduzidos nos encontros aparelhos oleodinâmicos do tipo Fluid Viscous Dampers, que são amortecedores para as ações rápidas, libertando completamente os deslocamentos para as restantes ações.

Finalmente, num pilar singularmente mais curto que os adjacentes por variação brusca da orografia, houve que limitar a força transversal, instalando no topo um dispositivo oleodinâmico que atua como fixo até um determinado valor de força, permitindo a deformação relativa entre pilar e tabuleiro quando esse patamar é excedido.

Palavras-chave: Ponte Ferroviária; Arco; Alta Velocidade; Oleodinâmico; Linha de Évora.

1 INTRODUÇÃO

A nova Ligação Ferroviária entre Évora Norte e Elvas / Caia, possui uma extensão de 78 km, que engloba um total de 29 obras de arte especiais, perfazendo um comprimento total de 12.1 km de viadutos e pontes.

A Ponte de Pardais desenvolve-se entre os kms 170+545.343 e 171+330.343 do traçado, possuindo uma extensão total de 785 m, atravessando a uma altura de até 40m o vale da Ribeira dos Pardais.

¹ Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas Lda, Lisboa, Portugal. joao.martins@edgarcardoso.pt

² Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas Lda, Lisboa, Portugal. filipe.vasques@edgarcardoso.pt

³ PROFICO – Consultores de Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. mpera@profico.pt

⁴ PROFICO – Consultores de Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. gfernandes@profico.pt

2 PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos topográficos, rodoviários e ambientais

O principal condicionamento da obra é o atravessamento do vale da Ribeira dos Pardais.

O ponto inicial da ponte é condicionado pela intenção de manter uma estrada existente que atravessará inferiormente a ferrovia. O ponto final da ponte é sobretudo condicionado pela modelação de vãos e pela minimização da altura dos encontros.

A DIA refere como principal condicionante para esta zona a minimização da afetação das explorações agrícolas existentes.

2.2 Condicionamentos técnicos

O perfil transversal da obra de arte deverá comportar duas vias eletrificadas, uma delas em bitola ibérica, com travessas de betão polivalentes, assentes sobre uma camada de balastro com espessura mínima de 30 cm sob a face inferior das travessas.

A linha está prevista para tráfego misto, sendo as velocidades de projeto de 250 km/h para passageiros e 120 km/h para mercadorias.

Conforme decisão tomada pela IP, estão previstos tabuleiros independentes para cada uma das vias, de forma que a construção do empreendimento possa ser faseada, sendo que na primeira fase apenas se materializará uma via.

2.3 Condicionamentos geológico-geotécnicos

Na definição das fundações da obra de arte teve-se em consideração a informação geotécnica resultante de prospeção específica realizada.

Em termos geomorfológicos, a área abrangida pela Ponte de Pardais insere-se na Peneplanície do Alentejo, caracterizada por relevos ligeiramente pronunciados com cotas altimétricas variando entre os 233 m e 270 m.

Em termos geológicos, de acordo com os dados das sondagens, os terrenos de fundação da ponte interessam, essencialmente, maciço rochoso constituído por xistos acinzentados.

Ao longo do traçado da ponte, as sondagens executadas revelaram até cerca de 1,0 m a 12,0 m de profundidade solos de natureza areno-argilosa muito compactos (NSPT superiores a 60 pancadas) e xistos cinzentos muito alterados a decompostos (W4-5). Em profundidade surge o maciço rochoso xistoso, medianamente alterado (W3) a pouco alterado (W2), com fraturas próximas (F4) a medianamente afastadas (F3).

Face ao panorama descrito, as fundações de todos os apoios da ponte são diretas, por sapatas, às profundidades onde ocorre maciço rochoso xistoso (xistos cinzentos a negros), medianamente alterado (W3) a pouco alterado (W2), ressalvando-se contudo uma das fundações de arranque do arco onde se adotou uma solução de reforço de fundação com recurso a microestacas.

2.4 Condicionamentos de dimensionamento estrutural

A verificação da segurança estrutural foi em geral feita de acordo com os Eurocódigos e com as disposições das fichas UIC relevantes.

A quantificação das ações de tráfego nas obras de arte foi efetuada tomando como base a EN 1991-2 e os valores definidos nesse documento, tendo sido considerado o fator de importância $\alpha = 1,33$.

Face ao elevado número de viadutos deste projeto, foi ponderada em fases iniciais a possibilidade de recurso sistemático a soluções estruturais pré-fabricadas, solução que não foi adotada nas fases subsequentes.

Não obstante, tendo em conta as suas vantagens numa perspetiva de otimização de custos e de prazos de execução de obra, foi implementada durante o desenvolvimento do Projeto, em estreita interação com a IP, uma padronização de soluções dos vários tabuleiros ao nível dos vãos a praticar, da geometria dos tabuleiros e dos pilares.

Foram seguidas as recomendações da ficha UIC 774-3R e da EN 1991-2:2003 para o cálculo da interação via tabuleiro, de forma a controlar a tensão máxima e mínima nos carris e deslocamentos diversos entre elementos, tendo em conta a interação carril/balastro/tabuleiro.

Na conceção da ponte foram adotadas juntas na via, pelo que foram realizadas as seguintes verificações:

- Deslocamento horizontal máximo absoluto do tabuleiro de 30 mm ($\delta_{abs} < 30$ mm), para a ação da frenagem/arranque;
- Elevação máxima do topo do tabuleiro nas extremidades de 2 mm, de acordo com o ponto 6.5.4.5.2.(3) da EN1991-2.

Foram verificadas as exigências da ficha UIC 776-2R para a conceção de pontes ferroviárias, relacionadas com efeitos dinâmicos resultantes da passagem de comboios sobre pontes, de forma a analisar fenómenos de ressonância, determinar as acelerações verticais máximas do tabuleiro, determinar o incremento de esforços e deslocamentos na estrutura e determinar o nível de conforto no interior das carruagens, tendo em conta a interação comboio/via/tabuleiro.

2.5 Condicionamentos construtivos

Os condicionamentos construtivos a atender são os que resultam da proximidade de estruturas existentes, vias rodoviárias em serviço, transposição de rios ou outra linhas de água, ou resultantes da geometria própria obra, respetiva altura ao solo ou outros aspetos, sendo a sua consideração fundamental na conceção das obras.

No caso vertente, refere-se como condicionamento principal a transposição da Ribeira dos Pardais, na qual são relevantes aspetos de natureza ambiental, hidráulica e geotécnica que condicionaram a tipologia e geometria dos cavaletes e cimbres para suporte das cofragens bem como as respetivas fundações. Referem-se ainda as redes existentes de telecomunicações e eletricidade que obrigaram a cuidados especiais aquando da instalação dos cavaletes e cimbres.

2.6 Condicionamentos relativos à durabilidade e manutenção

A vida útil da estrutura foi estabelecida para uma categoria 5 segundo a NP EN 206-1 - DNA 5.3.1, correspondendo a um período de 100 anos, tendo sido adotadas classes de betões e recobrimentos de armaduras com vista à garantia deste requisito de durabilidade.

A IP impôs requisitos de adequado acesso para inspeção/manutenção dos vários equipamentos instalados, tais como como aparelhos de apoio, juntas, dispositivos antissísmicos, entre outros.

3 DESCRIÇÃO E JUSTIFICAÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

3.1 Conceção geral

A elevada extensão total da ponte e a grande variabilidade de alturas ao solo ao longo do seu desenvolvimento, tornam particularmente desafiante a conceção neste caso.

Dada a considerável altura ao solo no vale da Ribeira dos Pardais e topografia deste, considerou-se geométrica e estruturalmente apropriada a inserção de um arco nesta zona, funcionando como elemento de rigidez.

Esta solução afigura-se esteticamente integrada e apresenta vantagens construtivas, dado que por um lado evita a construção de pilares com alturas da ordem dos 40m e por outro a materialização do arco facilita a subsequente construção do tabuleiro nestas zonas.

Tendo em conta a configuração geral da ponte, adaptada à topografia, optou-se por uma solução de tabuleiro contínuo, fixo no arco e apoiado nos restantes pilares com aparelhos guiados, móveis na direção longitudinal e fixos na direção transversal, o que implica a introdução aparelhos de dilatação de via em ambos os encontros.

Tendo em conta as alturas ao solo adotou-se uma modulação com 17 vãos correntes internos de 35 m, com uma zona central em arco com 140 m de vão e vãos de extremidade de 25 m.

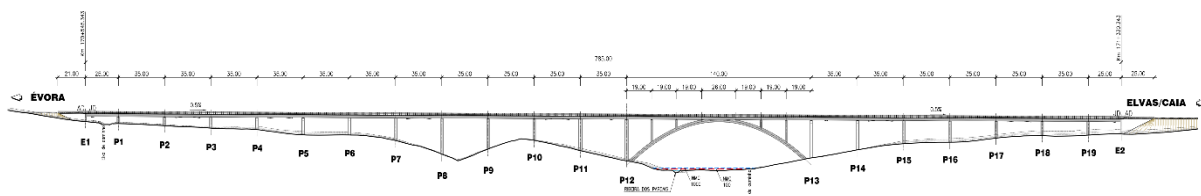


Figura 1. Modulação geral de vãos.

3.2 Tabuleiro

Para a secção de tabuleiro, à semelhança das outras obras com vãos similares nesta linha, adotou-se uma solução em laje nervurada de altura constante de 2,40 m, composta por duas nervuras independentes, sendo a largura da base inferior de 3,40 m alargando para cima 0,30 m de cada lado.

Na zona do arco central, de forma a aligeirar a secção do tabuleiro, adotou-se uma solução em caixão unicelular com 2,40 m de altura constante, composta por dois caixões independentes, sendo a largura da base inferior de 3,40 m alargando para cima 0,30 m de cada lado. O perfil transversal completa-se por duas consolas de espessura variável, ligadas superiormente a um e outro lado dos bordos exteriores da secção.

O vão da consola exterior, que acolhe o guarda balastro, caleira de cabos, passeio, poste de catenária, bordadura e guarda-corpos, é de 2,65 m, sendo a espessura à nascença igual a 0,50 m e no topo de 0,20 m. A consola interior, sob o guarda balastro tem um vão de 0,45 m com espessura à nascença igual a 0,50 m. O conjunto nervuras e consolas perfaz uma largura total de 13,95 m, sendo que os dois tabuleiros se encontram afastados transversalmente de 0.10 m.

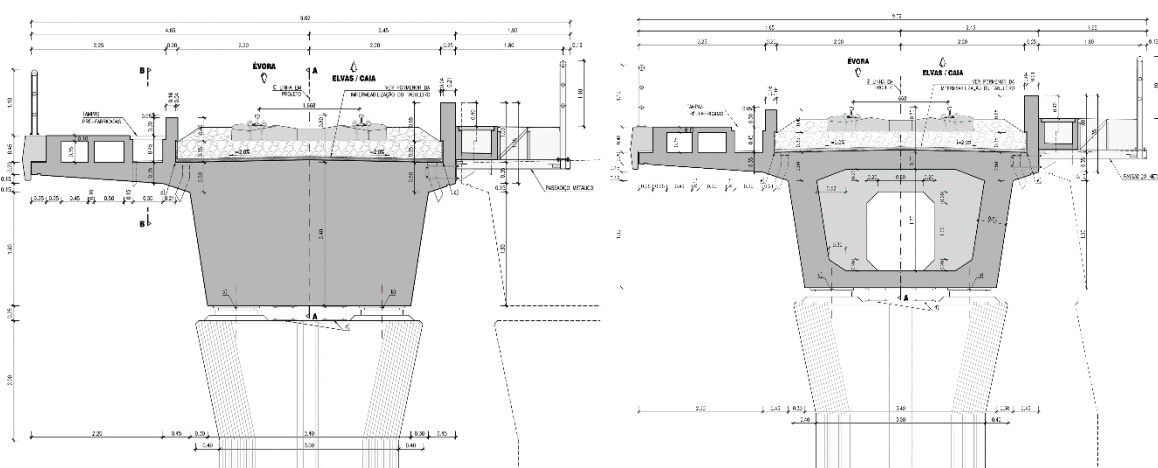


Figura 2. Seções Transversais tipo.

3.3 Pilares

Os pilares apresentam uma secção corrente retangular vazada com $2,1 \times 3,0 \text{ m}^2$, e possuem uma geometria exterior em forma de secção retangular modificada de configuração hidrodinâmica. A ligação com o tabuleiro é realizada através de aparelhos de apoio do tipo panela, guiados, móveis na direção longitudinal e fixos na direção transversal. No topo, a secção é variável, numa altura de 2,0 m, existindo um alargamento 0,40 m de cada lado, na direção transversal do tabuleiro, de forma a acomodar os aparelhos de apoio numa base de $2,1 \times 3,8 \text{ m}^2$.

No caso do pilar P10, dada a sua menor altura relativamente aos pilares adjacentes, optou-se por limitar transversalmente a sua contribuição para a resistência global da ponte. Tendo em conta a sua maior rigidez, os esforços de dimensionamento condicionam a verificação estrutural, provocando também um pico de esforços de flexão horizontal no tabuleiro. Optou-se então pela instalação de um dispositivo oleodinâmico no topo do pilar que atuará como fixo até um determinado valor de força, permitindo a deformação relativa entre pilar e tabuleiro quando essa força é excedida.

Na zona central do arco, os pilares P11, P12 e P13, dada a sua elevada altura (cerca de 32 m), possuem uma secção retangular vazada com $2,6 \times 3,0 \text{ m}^2$.

O arco é constituído em geral por uma secção vazada com $2,4 \times 3,0 \text{ m}^2$, com geometria exterior em forma de secção retangular modificada, dotado de amaciamentos junto dos pilares que apoiam no arco e seções críticas (arranque e fecho do arco).

Entre as nascenças do arco e os montantes A1 e A5, a largura da secção é variável entre 4.97 m e 3.0 m de forma a conferir uma maior rigidez transversal à estrutura na zona de encastramento. Pretendeu-se desta forma limitar as deformações horizontais do tabuleiro que resultam das ações do vento e sismo.

Os pilares que apoiam sobre o arco possuem uma seção maciça com $1.40 \times 3,0 \text{ m}^2$, com geometria exterior em forma de secção retangular modificada. Estes pilares ligam ao tabuleiro através de aparelhos fixos nas direções longitudinal e transversal.

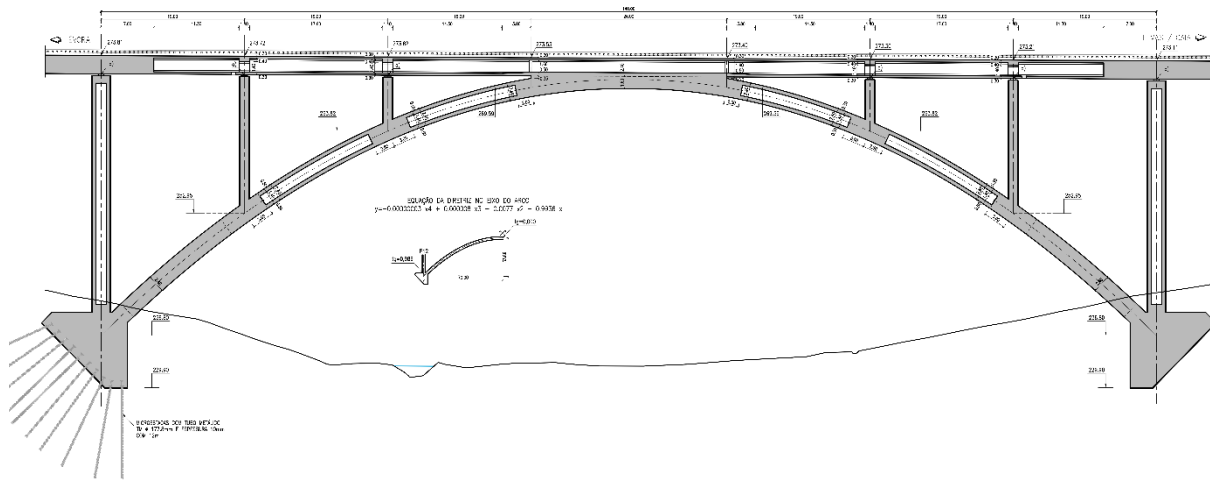


Figura 3. Arco – Corte Longitudinal.

3.4 Fundações

As fundações dos pilares são diretas, através de sapatas com dimensões em planta de $7,0 \times 12,0 \text{ m}^2$ e $8,0 \times 12,0 \text{ m}^2$, sendo as alturas das sapatas de 2,0 m.

Nos pilares P12 e P13 (arranque do arco), as fundações são compostas por um maciço com $12,0 \times 17,0 \text{ m}^2$, com uma altura máxima de 10,0 m. Aqui foram reconhecidos, pelas sondagens realizadas, panoramas geotécnicos ligeiramente distintos entre os dois apoios. Na zona da fundação do pilar P13 do arco, ocorrem xistos acinzentados a negros, medianamente a pouco alterados (W3, W2) e com fraturas próximas a medianamente afastadas (F4, F3). A percentagem de recuperação e índice RQD reconhecidos na sondagem foram de 100% e 70 a 90 %, respetivamente, evidenciando uma boa qualidade do maciço rochoso nesta zona. Por sua vez, na zona da fundação do pilar P12 do arco, foi reconhecido maciço xistento com características geotécnicas ligeiramente inferiores. A sondagem revelou em profundidade ($> 2,0 \text{ m}$) a presença de xistos grafitosos, negros, muito alterados a decompostos (W4-5) e com fracturação do maciço rochoso apreciável (F5 e F4-5). A percentagem de recuperação e índice RQD reconhecidos na sondagem foram de 20 a 60% e 10 a 30 %, respetivamente, evidenciando a mais fraca qualidade do maciço rochoso, nesta zona.

Face a este cenário geotécnico, e dada a importância das fundações do arco (tendo em consideração a magnitude das forças envolvidas), considerou-se necessária a adoção de uma solução diferente entre os dois pilares de forma a garantir um adequado funcionamento do conjunto com valores de assentamento reduzidos e idênticos em ambos os pilares.

Assim, procedeu-se ao reforço da fundação do pilar P12. Para tal, recorreu-se a uma solução de microestacas com um comprimento total de 12 m, segundo uma malha de $1,5 \times 1,5 \text{ m}$. Com esta solução é possível garantir uma adequada capacidade resistente do terreno em ambos os arranques do arco, com valores de assentamentos de apoio idênticos e muito reduzidos.

3.5 Encontros

Os encontros E1 e E2 são aparentes, com comprimentos de 21,0 m e 25,0 m, e apresentam alturas ao solo de cerca de 5,50 m e 9,50 m, respetivamente. São constituídos por estribos que recebem os esforços do tabuleiro, transmitidos pelos aparelhos de apoio unidirecionais, fixos na direção transversal. Os estribos ligam à sapata de fundação através de dois muros de avenida, duas paredes perpendiculares aos muros de avenida, alinhados com a frente e o tardo do estribo, e dois contrafortes interiores. Os estribos dos encontros são ainda providos de tímpanos, ligados às suas extremidades, e de um batente posterior, que além de fixar a junta de dilatação, constituída por membrana de neoprene fixa com chapas metálicas, funciona como separação entre as terras no tardo do estribo e a obra. As fundações de ambos os encontros são diretas, através de sapatas com $19,7 \times 14,95 \times 2,0 \text{ m}^3$ e $23,7 \times 14,95 \times 2,0 \text{ m}^3$ para o encontro E1 e E2, respetivamente.

Para a transferência das ações horizontais para os encontros, foram adotados aparelhos oleodinâmicos. Em ambos os encontros foram colocados aparelhos do tipo FVD (Fluid Viscous Dampers), 1 par por cada tabuleiro, a funcionar em paralelo. Na solução concebida os aparelhos FVD atuam como amortecedores para as ações rápidas, libertando completamente os deslocamentos para as restantes ações.

3.6 Acabamentos

A ponte é em betão armado e pré-esforçado, sendo o principal acabamento o betão à vista descoberto. As superfícies de betão em contacto com o solo são impermeabilizadas por aplicação de duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa.

De cada lado do tabuleiro previu-se um passeio que inclui uma caleira, rematada superiormente por cantoneiras metálicas, coberta por tampas amovíveis pré-fabricadas em betão armado, que permitem o alojamento de cabos.

Nos extremos das caleiras de cabos foram dispostas caixas de inspeção e recolha dos cabos em betão armado, cobertas com tampas pré-fabricadas de betão armado amovíveis.

Nos bordos do tabuleiro é fixado um guarda-corpos metálico, metalizado e pintado, assente sobre uma cornija pré-fabricada que dará um remate ao tabuleiro da ponte.

Do lado da via, os passeios são limitados por um murete guarda-balastro, que garante uma altura de 0.10 m acima do nível da face superior das travessas de via. Na entreevia o murete guarda balastro está posicionado 0.20 m acima da cota do carril, de forma impedir a queda das composições

A transição entre o tabuleiro e os encontros faz-se através de juntas de dilatação. Em ambos os encontros, do tipo móvel, a junta é aberta, para acomodar os grandes movimentos do tabuleiro, composta por membrana de neoprene aparafusada a chapas de aço com a função de guarda balastro transversal ao tabuleiro, que impedem a queda de balastro na junta.

Os aparelhos de apoio são do tipo “panela”, com dimensões compatíveis com as cargas verticais e forças/deslocamentos horizontais determinados no cálculo estrutural. Relativamente às forças transversais do tabuleiro, os aparelhos permitem a mobilização de reações transversais dos encontros.

Ao longo da obra de arte serão montados postes de catenária no lado exterior da via, com o eixo de cada poste afastado 3.35 m do eixo da via. Junto à base de cada poste prevêm-se fixações de reserva para utilização em caso de necessidade.

4 MATERIAIS

A classificação adotada para as Estruturas de Betão foi:

- Vida Útil da Estrutura (NP EN 206-1 - DNA 5.3.1): Categoria 5 (100 anos)
- Classe Estrutural (EC 2): S6
- Classe de Inspeção (NP EN 13670-1 – Quadro G.1): 3

Os principais materiais empregues na parte resistente da obra são os descritos no Quadro 1.

Quadro 1. Principais materiais da Obra de Arte.

Betões						
<i>Elemento</i>	<i>Classe de Resistência</i>	<i>Classe de Exposição</i>	<i>Teor de Cloretos</i>	<i>Dmax (mm)</i>	<i>Classe Consist.</i>	<i>Rec. (cm)</i>
Regularização de fundações	C 16/20	X0	Cl 1.0			
Fundações	C 30/37	XC2	Cl 0.40	22	S3	5.0
Encontros e Consolas de Muros	C 30/37	XC4	Cl 0.40	22	S3	5.0
Pilares	C 35/45	XC4	Cl 0.40	22	S3	5.0
Tabuleiros, Arco e Carlingas	C 40/50	XC4	Cl 0.20	22	S3	5.5
Aços						
Armaduras para betão armado: A500 NR SD						
Armaduras de pré-esforço: $f_{pk} \geq 1860$ MPa; $f_{p0.1k} \geq 1600$ MPa						

5 PROCESSO CONSTRUTIVO

O Faseamento construtivo adotado foi o seguinte:

- Montagem do estaleiro e limpeza do local dos trabalhos;
- Execução dos pilares e encontros, iniciando-se pela execução das fundações: sapatas e micro-estacas, por fim pela elevação dos pilares e encontros;
- Execução do arco com base em cimbra metálico porticado suportado por torres especiais e fundado indiretamente. No processo de descimbramento do arco foi introduzida, através de macacos hidráulicos, uma pré-compressão em ambas as metades do arco antes da betonagem do fecho. Pretendeu-se desta forma garantir o “descolamento” do arco relativamente ao cimbra, assegurando que não são introduzidos momentos fletores relevantes na estrutura durante o processo de descimbramento.
- Execução dos montantes entre os pilares P12 e P13 (zona do arco).
- Execução do tabuleiro nos vãos correntes, partindo dos encontros em direção ao arco. O tabuleiro foi executado por fases, com recurso a cimbra metálico apoiado nos pilares e em torres metálicas intermédias provisórias, iniciando-se a construção desde os encontros até aos pilares P1 e P19. A construção desenvolveu-se de forma contínua a partir de cada extremidade da ponte, betonando o troço em construção e 20% do tramo seguinte, e assim sucessivamente até atingir a zona central do arco.
- Execução do tabuleiro sobre o arco, progredindo do fecho em direção às extremidades, betonando o troço em construção acrescido de 20% do tramo seguinte, até conclusão/fecho com o tabuleiro dos tramos correntes.
- Execução dos blocos técnicos, parte superior dos encontros e betão de 2ª fase do tabuleiro (passeios e muretes guarda-balastro);
- Montagem da estrutura do passadiço provisório;
- Acabamentos, reposição do local da ponte em condições semelhantes às iniciais e desmontagem do estaleiro.



Figura 4. Processo Construtivo – Execução do Arco.



Figura 5. Processo Construtivo – Execução do tabuleiro sobre o Arco.

6 OBRA ACABADA

Nas figuras seguintes apresentam-se perspetivas de enquadramento geral da obra acabada.



Figura 6. Perspetiva da Obra – Zona do Arco.



Figura 7. Perspetiva da Obra Acabada – Nascimento do Arco.



Figura 8. Perspetiva Geral da Obra Acabada.

7 CONCLUSÕES

Os condicionamentos singulares da Ponte de Pardais, tornaram particularmente desafiante a sua conceção.

A inserção de um arco na zona mais cavada do vale, apesar de não ser estritamente necessária, mostrou ser uma opção vantajosa a vários níveis.

Em primeiro lugar revelou-se vantajosa a nível estrutural, sobretudo como elemento de rigidez longitudinal face aos efeitos de ações horizontais como a frenagem e o sismo, tendo em conta as relevantes exigências regulamentares de comportamento estrutural a este nível, permitindo minimizar o recurso a dispositivos oleodinâmicos.

Apesar da construção de um arco com 140 m de vão ser um processo que apresenta vários desafios e se reveste de alguma complexidade, tem algumas vantagens construtivas noutros aspetos, dado que por um lado evita a construção de pilares com alturas da ordem dos 40 m e por outro a materialização do arco facilita a subsequente construção do tabuleiro sobre o mesmo.

Para além disso, e ao contrário do que poderia ser intuído, esta opção teve vantagens económicas, dado que o seu custo unitário foi ligeiramente inferior ao de outras obras do empreendimento com extensão e altura ao solo similares.

Finalmente, a inserção do arco resulta esteticamente muito integrada com a paisagem e com a topografia, conferindo uma identidade singular à obra no conjunto do empreendimento.

REFERÊNCIAS

- [1] Normas Europeias e Eurocódigos Estruturais.
- [2] Recomendações UIC – Union Internationale des Chemins de Fer.
- [3] Instruções Técnicas IP.
- [4] Especificações Técnicas de Interoperabilidade, designadamente a ETI para o subsistema “infraestrutura” do sistema ferroviário da União Europeia.

Viadutos da nova linha de Évora – Aspetos de conceção, dimensionamento e construção nas obras com juntas de dilatação na via

E. Gonçalves ¹ F. Vasques ² M. Pera Fernandes ³ G. Fernandes ⁴

RESUMO

Neste artigo aborda-se a conceção geral e dimensionamento de 15 pontes e viadutos incluídos na nova Ligação Ferroviária entre Évora Norte e Elvas / Caia. Esta ligação tem uma extensão de 78 km e engloba um total de 29 viadutos e pontes, perfazendo um comprimento total de 12,1 km.

As obras de arte especiais aqui analisadas têm em comum a sua elevada extensão (até 750 m) e elevada altura ao solo (em geral, acima de 20 m), o que originou uma abordagem similar para fazer face à interação via-tabuleiro e à absorção das forças horizontais devidas à frenagem e ação sísmica.

A conceção geral resultou, para cada caso, de uma ponderação de todos os condicionamentos existentes, onde se incluíam os aspetos relacionados com a interação via-tabuleiro, nomeadamente o requisito estabelecido pelo DO de tentar evitar o recurso a aparelhos de dilatação de via (ADV). Porém, para todas as pontes aqui descritas, verificou-se ser inviável a consideração de soluções sem ADV, pois o critério de limitação de deslocamentos para a frenagem obrigaria a pilares com dimensões fora da razoabilidade ou à consideração de sucessões de elementos rigidificadores que conduziram a um forte incremento de custo.

Assim, a solução adotada consistiu na consideração de tabuleiros monolíticos em toda a extensão, assumindo a existência de juntas ao nível da via. As forças horizontais longitudinais devidas à frenagem e ação sísmica são transmitidas aos encontros através de dispositivos oleodinâmicos com amortecimento visco-elástico de dois tipos:

- FVD (“Fluid Viscous Dampers”) - permitem a deformação livre para as ações lentas funcionando como um amortecedor viscoso para ações rápidas, possibilitando a dissipação de energia numa situação sísmica.
- PSD (“Preloaded Spring Damper”) - comportam-se como elementos fixos para as ações lentas (temperatura, retração, etc.), possuindo um comportamento dinâmico para as ações rápidas, após a ser ultrapassada a força de pré-carga.

Palavras-chave: Ponte Ferroviária; Aparelho Dilatação; Alta Velocidade; Oleodinâmico; Linha de Évora.

1 INTRODUÇÃO

A nova Ligação Ferroviária entre Évora Norte e Elvas / Caia, possui uma extensão de 78 km, que engloba um total de 29 viadutos e pontes, perfazendo um comprimento total de 12,1 km.

O empreendimento foi dividido em 3 empreitadas distintas, correspondendo aos subtroços Évora Norte – Freixo, Freixo - Alandroal e Alandroal – Linha do Leste. As obras foram iniciadas em setembro de

¹ Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas Lda, Lisboa, Portugal. emilia.goncalves@edgarcardoso.pt

² Edgar Cardoso - Engenharia e Laboratório de Estruturas Lda, Lisboa, Portugal. filipe.vasques@edgarcardoso.pt

³ PROFICO – Consultores de Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. mpera@profico.pt

⁴ PROFICO – Consultores de Engenharia, SA, Lisboa, Portugal. gfernandes@profico.pt

2019, tendo já sido concluídas nos dois primeiros troços e prevendo-se a conclusão do terceiro ainda em 2024.

Neste artigo aborda-se a conceção geral e dimensionamento de 15 pontes e viadutos ferroviários integrados neste empreendimento que, pela sua extensão (até 750 m) e elevada altura ao solo (acima de 17 m), foram alvo de uma abordagem similar para fazer face à interação via-tabuleiro e à absorção das forças horizontais devidas à frenagem e ação sísmica, a qual implicou a introdução de ADV.

2 PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos topográficos, rodoviários e ambientais

Em geral os condicionamentos topográficos que se impõem para a materialização e dimensionamento das obras em causa decorrem da transposição de cursos de água com alguma importância e/ou de vales com alturas ao solo elevadas, acima dos valores admissíveis para a execução de um aterro. No presente caso, as linhas de água a transpor por obra de arte estavam já claramente identificadas em estudos anteriores. Para os vales com aterros elevados, foi feito um estudo caso a caso pelo consórcio projetista responsável pela via-férrea, sendo que, em geral, se limitou a altura dos aterros a cerca de 20m.

A extensão de cada obra foi em geral condicionada pelo requisito ambiental de não ocupação dos leitos de cheia das linhas de água atravessadas e pelo critério de limitação da altura livre dos encontros a 10m, de forma a garantir adequadas condições de funcionamento na transição entre o aterro e a ponte.

A modelação de vãos dependeu da altura ao solo, das dimensões e posicionamento dos obstáculos a transpor e dos aspetos ligados à interação via-tabuleiro.

2.2 Condicionamentos técnicos

O perfil transversal da obra de arte comporta duas vias eletrificadas, uma delas em bitola ibérica, com travessas de betão polivalentes, assentes sobre uma camada de balastro com espessura mínima de 30 cm sob a face inferior das travessas.

A linha está prevista para tráfego misto, sendo as velocidades de projeto de 250 km/h para passageiros e 120 km/h para mercadorias.

Conforme decisão tomada pela IP, estão previstos tabuleiros independentes para cada uma das vias, de forma que a construção do empreendimento possa ser faseada, sendo que na primeira fase apenas se materializará uma via.

2.3 Condicionamentos geológico-geotécnicos

Na definição das fundações das obras de arte teve-se em consideração a informação geotécnica resultante de prospeção específica realizada para cada uma.

Na maior parte dos casos, tendo em conta a natureza geológica dos terrenos atravessados, foi possível materializar fundações diretas, sendo grande parte delas sobre rocha. Em situações pontuais houve a necessidade de realizar fundações profundas por estacas.

2.4 Condicionamentos de dimensionamento estrutural

A verificação da segurança estrutural foi em geral feita de acordo com os Eurocódigos e com as disposições das fichas UIC relevantes.

A quantificação das ações de tráfego nas obras de arte foi efetuada tomando como base a EN 1991-2 e os valores definidos nesse documento, tendo sido considerado o fator de importância $\alpha = 1,33$.

Foram seguidas as recomendações da ficha UIC 774-3R e da EN 1991-2:2003 para o cálculo da interação via tabuleiro, de forma a controlar a tensão máxima e mínima nos carris e deslocamentos diversos entre elementos, tendo em conta a interação carril/balastro/tabuleiro.

Na conceção das obras de arte especiais foram adotadas juntas na via, pelo que foram realizadas as seguintes verificações:

- Deslocamento horizontal máximo absoluto do tabuleiro de 30 mm ($\delta_{abs} < 30$ mm), para a ação da frenagem/arranque;
- Elevação máxima do topo do tabuleiro nas extremidades de 2 mm, de acordo com o ponto 6.5.4.5.2.(3) da EN1991-2.

Foram verificadas as exigências da ficha UIC 776-2R para a conceção de pontes ferroviárias, relacionadas com efeitos dinâmicos resultantes da passagem de comboios sobre pontes, de forma a analisar fenómenos de ressonância, determinar as acelerações verticais máximas do tabuleiro, determinar o incremento de esforços e deslocamentos na estrutura e determinar o nível de conforto no interior das carruagens, tendo em conta a interação comboio/via/tabuleiro.

2.5 Condicionamentos construtivos

Os condicionamentos construtivos a atender são os que resultam da proximidade de estruturas existentes, vias rodoviárias em serviço, transposição de rios ou outra linhas de água, ou resultantes da geometria própria obra, respetiva altura ao solo ou outros aspetos, sendo a sua consideração fundamental na conceção das obras.

As alturas ao solo destas obras de arte podem ser consideradas moderadas, sendo em geral possível a adoção de sistemas de cimbres apoiados no terreno, podendo ser contínuos, ou discretos, através de asnas metálicas.

2.6 Condicionamentos relativos à durabilidade e manutenção

A vida útil da estrutura foi estabelecida para uma categoria 5 segundo a NP EN 206-1 - DNA 5.3.1, correspondendo a um período de 100 anos, tendo sido adotadas classes de betões e recobrimentos de armaduras com vista à garantia deste requisito de durabilidade.

A IP impôs requisitos de adequado acesso para inspeção/manutenção dos vários equipamentos instalados, tais como como aparelhos de apoio, juntas, dispositivos antissísmicos, entre outros.

3 DESCRIÇÃO E JUSTIFICAÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

3.1 Conceção geral

Face ao elevado número de pontes e viadutos deste projeto, foi ponderada em fases iniciais a possibilidade de recurso sistemático a soluções estruturais pré-fabricadas, solução que não foi adotada nas fases subsequentes.

Não obstante, tendo em conta as suas vantagens numa perspetiva de otimização de custos e de prazos de execução de obra, foi implementada durante o desenvolvimento do Projeto, em estreita interação com a IP, uma padronização de soluções dos vários tabuleiros ao nível dos vãos a praticar, da geometria dos tabuleiros e dos pilares.

Tendo em conta o resumo dos condicionamentos apresentado no capítulo anterior, a conceção de cada obra é feita tendo por base os condicionamentos específicos de cada uma, mas adotando uma perspetiva de garantir alguma uniformização que favoreça a otimização de meios em fase de obra.

Os vãos correntes foram padronizados em função da altura ao solo das várias obras, com valores entre os 30 e 35m. Em alguns casos singulares foram consideradas soluções distintas. Nomeadamente, na Ponte do Lucefece foi adotado um vão superior, de 40m, em resultado da configuração da ribeira, do posicionamento excêntrico da mesma no vale, face ao encontro E2. Também nas Pontes da Asseca e Pardais foram adotadas soluções distintas, em função de condicionamentos singulares, sendo estas obras tratadas em artigos específicos.

No quadro 1 apresentam-se as características principais de cada uma das obras de arte, sendo apresentada a extensão e altura máxima de cada ponte, a modelação de vãos, a secção tipo adotada, o tipo de dispositivos oleodinâmicos para fixação horizontal do tabuleiro, o esquema estrutural e os aparelhos de dilatação de via (ADV) necessários em cada obra.

Quadro 1. Características principais das pontes.

Designação	Extensão (m)	Altura Máxima (m)	Vãos	Secção tipo	Tipo de Amortecedores/ Bloqueadores	Esquema Estrutural
Ponte da Palheta	575,0	19,0	25+15×35+25	Laje nervurada h=2,40m	E1- PSD E2- FVD	Contínuo fixo no E1 com ADV no E2
Ponte do Lucefece	664,0	25,7	32+15×40+32	Caixão h=2,80m	E1- FVD E2- PSD	Contínuo fixo com BO nos encontros e com AD no E1
Viaduto da Retorta	404,0	23,0	22+12×30+22	Laje nervurada h=2,20m	E1- FVD E2- PSD	Contínuo fixo no E2 com ADV no E1
Viaduto dos Penedrais	614,0	24,0	22+19×30+22	Laje nervurada h=2,20m	E1- FVD E2- FVD	Contínuo fixo nos pilares e 2 ADV nos 2 encontros
Ponte das Gordesas	512,0	26,0	25+14×33+25	Laje nervurada h=2,40m	E1- PSD E2- FVD	Contínuo fixo no E1 com ADV no E2
Ponte de Alcalate	435,0	24,0	25+11×35+25	Laje nervurada h=2,40m	E1- PSD E2- FVD	Contínuo fixo no E1 com ADV no E2
Ponte de Pardais	785,0	40,0	25+11×35+Arco 140(3×19+26+3x19)+6×35+25	Laje nervurada h=2,40m	E1- FVD E2- FVD	Contínuo fixo no arco central e nos pilares com 2 ADV
Ponte da Asseca	644,0	34,9	27+80×32+56+70+56+5×32+27	Caixão Variável 2.4/6.0m	E1- PSD E2- FVD	Contínuo fixo no E1 com ADV no E2
Ponte de Mures	510,0	19,0	30+13×35+25	Laje nervurada h=2,40m	E1- FVD E2- PSD	Contínuo fixo em E2 com ADV no E1
Viaduto da Capela	494,0	19,0	22+15×30+22	Laje nervurada h=2,20m	E1- PSD E2- FVD	Contínuo fixo no E1 com ADV no E2
Viaduto do Sobral	314,0	22,0	22+9×30+22	Laje nervurada h=2,20m	E1- PSD E2- FVD	Contínuo fixo no E1 com ADV no E2
Ponte sobre a Ribeira de Varche	575,0	20,0	25+15×35+25	Laje nervurada h=2,40m	E1- FVD E2- PSD	Contínuo fixo no E2 (mais baixo) com ADV no E1
Ponte sobre a Ribeira de Mosqueiros	330,0	17,00	25+8×35+25	Laje nervurada h=2,40m	E1- PSD E2- FVD	Contínuo fixo no E1 com ADV no E2
Ponte sobre a Ribeira de Can-cão	750,0	35,00	25+20×35+25	Laje nervurada h=2,40m	E1- FVD E2- FVD	Contínuo fixo nos pilares e 2 ADV nos 2 encontros
Ponte sobre a Ribeira da Lã	558,0	21,00	25+28+14×33+28+20	Laje nervurada h=2,40m	E1- PSD E2- FVD	Contínuo fixo no E1 com ADV no E2

Conforme se pode observar no quadro 1, nas obras aqui apresentadas, a sua extensão associada à elevada altura ao solo, impôs a necessidade de se preverem ADV num ou nos dois encontros e dispositivos oleodinâmicos para absorver as ações horizontais longitudinais. No capítulo seguinte apresenta-se a justificação para estas soluções adotadas.

Na figura 2 apresentam-se os alçados esquemáticos de algumas das pontes do troço, exemplificando as soluções adotadas para responder aos requisitos da interação via-tabuleiro que se descrevem no capítulo seguinte.

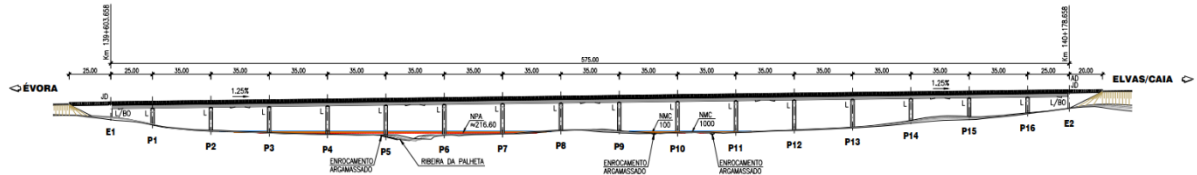


Figura 1. Configuração de vãos de algumas das obras executadas – Ponte da Palheta.

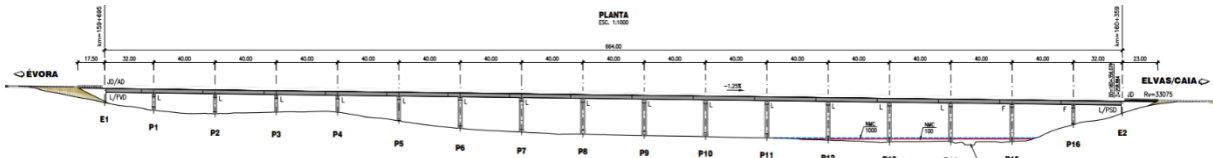


Figura 2. Configuração de vãos de algumas das obras executadas – Ponte do Lucefece.

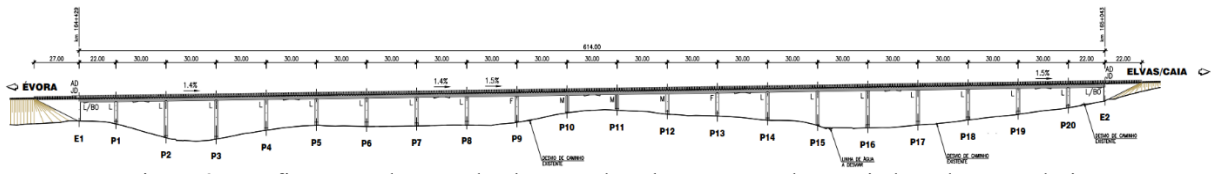


Figura 3. Configuração de vãos de algumas das obras executadas – Viaduto dos Penedrais.

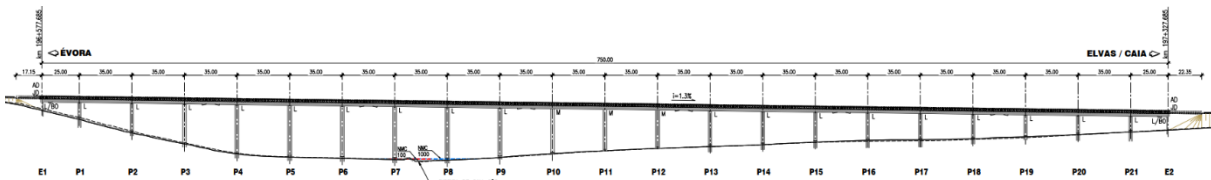


Figura 4. Configuração de vãos de algumas das obras executadas – Ponte de Can-cão.

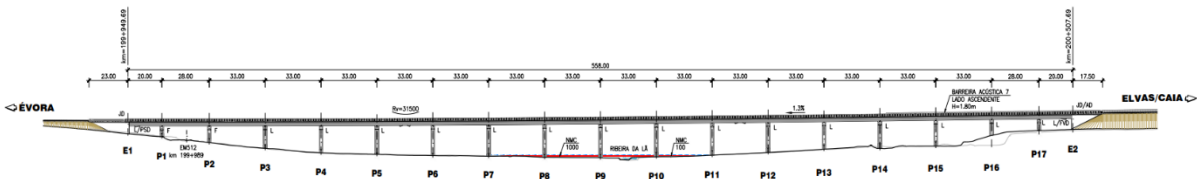


Figura 5. Configuração de vãos de algumas das obras executadas – Ponte sobre a Ribeira da Lã.

3.2 Tabuleiro

Em fase de fixação de soluções, foram equacionadas diversas alternativas para o tabuleiro, nomeadamente, pré-fabricação em betão e soluções mistas aço-betão, tendo a opção do dono de obra recaído por soluções *in-situ* em betão armado pré-esforçado.

Nos viadutos com vãos até 35m optou-se em geral por soluções em nervura única, maciça, com altura entre 2,2 e 2,4m, já que, tendo em conta a necessidade de garantir a futura duplicação do tabuleiro, o espaço era escasso para soluções com duas nervuras ou vigas.

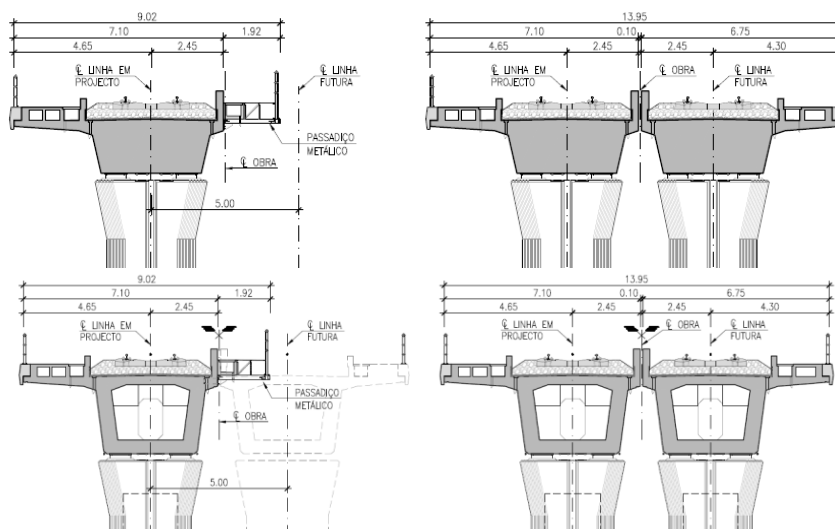


Figura 6. Secções transversais tipo (em cima para pontes até 35m de vão; em baixo para a Ponte do Lucefece, com 40m de vão; do lado esquerdo, obras já executadas; do lado direito configuração após futura duplicação).

O vão da consola exterior, que acolhe o guarda balastro, caleira de cabos, passeio, poste de catenária, bordadura e guarda-corpos, é de 2,65 m, sendo a espessura à nascença igual a 0,50 m e no topo de 0,20 m. A consola interior, sob o guarda balastro tem um vão de 0,45 m com espessura à nascença igual a 0,50 m. O conjunto nervuras e consolas perfaz uma largura total de 13,95 m, sendo que os dois tabuleiros se encontram afastados transversalmente de 0,10 m.

Equacionou-se o aligeiramento da secção no vão, mas, sendo possível apenas a consideração de um vazamento, concluiu-se que as vantagens que traria, ao nível da diminuição do consumo do betão e do peso, não compensaria as cofragens perdidas que seriam necessárias e a maior complexidade ao nível das armaduras ativas e passivas.

No caso da Ponte do Lucefece em que a modelação de vãos enquadró um vão corrente de 40 m, foi considerado mais adequada uma solução de tabuleiro em caixão de betão armado pré-esforçado.

Em termos construtivos, há condicionamentos a atender relacionados com a proximidade de infraestruturas existentes, vias rodoviárias em serviço, transposição de rios ou outra linhas de água, ou resultantes da geometria da própria obra, respetiva altura ao solo ou outros aspetos, sendo a sua consideração fundamental na conceção das obras.

3.2. Soluções e interação via-tabuleiro

A ficha UIC 774-3R e a EN 1991-2 apresentam recomendações para o cálculo da interação via tabuleiro, de forma a controlar a tensão máxima e mínima nos carris e deslocamentos relativos entre elementos, tendo em conta a interação carril/balastro/tabuleiro.

Na conceção das estruturas deverá limitar-se o número de juntas de dilatação a inserir no carril sobre a obra de arte, procurando, sempre que possível, dispensar a adoção de aparelhos de dilatação de via, de maneira minimizar custos de manutenção.

A possibilidade de colocação de juntas na via, é condicionada pelo traçado ferroviário, pois não devem ser colocadas em curvas de concordância vertical, ou na sua proximidade, nem em curvas de transição em planta.

A análise da interação via/tabuleiro, foi efetuada com recurso a modelos de cálculo em que a estrutura se modela com discretização dos vários elementos que a constituem através de elementos de barra, tais como as estacas (caso existam), maciço de estacas, pilares e tabuleiro, em interação com a modelação dos carris através de elementos de barra. Os carris e o tabuleiro são ligados através de elementos que simulam o comportamento não linear do balastro, assegurando a transmissão de cargas entre os carris e o tabuleiro. Através deste modelo obtêm-se as tensões no carril e deslocamentos na estrutura para as ações definidas neste tipo de análise.

Na conceção estrutural e pré-dimensionamento das várias obras, os deslocamentos horizontais são restringidos aos seus limites, sempre que possível, através dos pilares, ou em alternativa através da

colocação de bloqueadores oleodinâmicos ou através de amarração aos encontros através de sistema de barras metálicas de alta resistência pré-esforçadas, sendo a verificação de limitação dos deslocamentos conciliada com a verificação de tensões transmitidas ao carril.

A experiência em cálculos de interação via-tabuleiro dita que é possível dispensar aparelhos de dilatação de via, se os comprimentos dilatáveis das obras não excederem cerca de 90 a 100m. Isso significa que é possível prever uma ponte com tabuleiro monolítico se a extensão for da ordem dos 180m, com ponto fixo central, embora sejam possível, em algumas circunstâncias chegar aos 200m. Em pontes extensas, é possível dispensar a utilização de ADV, segmentando o tabuleiro em troços mais curtos, com comprimentos dilatáveis entre 90 e 100m. Em qualquer destes casos, a fixação e absorção das forças horizontais longitudinais devidas às diversas ações, incluindo frenagem e ação sísmica pode ser garantida pelos pilares para alturas até cerca de 15m (dependendo das condições de fundação), sendo que a partir deste limite as exigências regulamentares conduzem a dimensionamentos desmesurados. Em obras de maior altura, é possível considerar a inserção de elementos inclinados ou arco para absorver as forças horizontais, mantendo-se as mesmas exigências de seccionamento horizontal.

Porém, quando se combina simultaneamente uma extensão da obra de arte e alturas ao solo que se podem considerar elevadas, para os efeitos relacionados com a interação via-tabuleiro, verifica-se ser inviável a consideração de soluções sem ADV ao nível da via, pois o critério de limitação de deslocamentos para a frenagem obrigaria a pilares com dimensões fora da razoabilidade ou à consideração de sucessões de elementos rigidificadores (escoras ou arcos) que conduziriam a um forte incremento de custo. É exatamente esse o caso das obras aqui analisadas.

Nestes casos, a solução adotada consistiu na consideração de tabuleiros monolíticos em toda a extensão das pontes e viadutos, assumindo a necessidade de prever juntas ao nível da superestrutura de via. As forças horizontais longitudinais devidas à frenagem e ação sísmica são transmitidas para os encontros através de dispositivos oleodinâmicos com amortecimento visco-elástico. Estes dispositivos seguem a lei constitutiva expressa pela Eq. (1)

$$F = F_0 + kx + CV^\alpha \tag{1}$$

Sendo:

F_0 a força da pré-carga inicial; K a rigidez da mola; x a deformação da mola; CV^α a relação força-velocidade da resistência não-linear do dispositivo (C é a constante de amortecimento, V a velocidade e α o expoente de amortecimento).

Considerou-se a utilização de dispositivos de dois tipos:

- PSD (“Preloaded Spring Damper”) - Estes dispositivos comportam-se como elementos fixos para as ações lentas (temperatura, retração, etc.), possuindo um comportamento dinâmico para as ações rápidas como a frenagem e sismos, após a ser ultrapassada a força de pré-carga. São constituídos por um amortecedor viscoso, no interior do qual é introduzida uma mola com uma determinada pré-carga (F_0). Esta pré-carga garante que, até ao valor limite de F_0 , a deformação axial do dispositivo é nula. Dada a existência de uma mola no interior do PSD, consegue-se igualmente garantir o recentramento da estrutura uma vez que o funcionamento do dispositivo ocorre sempre em regime elástico (F_0+kx), vencendo o atrito dos aparelhos de apoio dos pilares. Complementarmente ao funcionamento elástico do PSD, este é dotado de capacidade de dissipação de energia (sob a forma de calor) através da limitação do fluxo do fluido no interior do dispositivo;
- FVD (“Fluid Viscous Dampers”) - Estes dispositivos permitem a deformação livre do tabuleiro para as ações lentas (ou seja $F_0=0$), funcionando como um amortecedor viscoso para ações rápidas, permitindo a dissipação de energia numa situação sísmica. Desse modo a sua lei constitutiva resume-se ao termo CV^α .

$F=F_0+kx+C.V^\alpha$	
Velocidade máx. -V (m/s)	0,4
Rigidez da mola - k (kN/mm)	25
Parâmetro Alfa - α	0,10
Curso máx. (mm)	± 75
Pré-carga - F_0 (kN)	4000
Constante de amortecimento - C (kN/(m/s))	3000
Força máx. (kN)	8489 kN

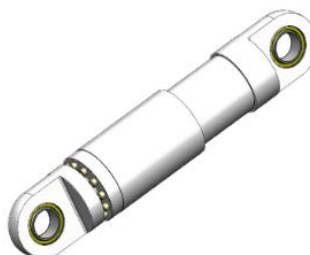


Figura 7. Exemplo de propriedades dos PSD.

$F=C.V^\alpha$	
Constante de amortecimento – C (kN/(m/s))	3000
Força máx. (kN)	2870
Velocidade máx. –V (m/s)	0,4
Curso máx. (mm)	+220/-545
Parâmetro Alfa – α	0,05

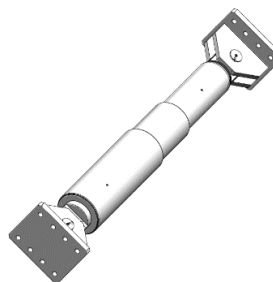


Figura 8. Exemplo de propriedades dos FVD

O dimensionamento destes dispositivos foi feito através de uma análise “Time-History”, considerando a variação das ações no tempo, tanto para a ação sísmica como para a frenagem.

Para analisar a ação sísmica, foram gerados acelerogramas artificiais compatíveis com a NP 1998-1 e EN 1998-2. Os acelerogramas são gerados com base num espetro de potência, cujo espetro de resposta é compatível com o espetro elástico de resposta do EC8.

A ação da frenagem foi também simulada considerando uma distribuição “Time-History”. Para tal foram consideradas duas distribuições diferentes para ter em conta a variabilidade da ação de frenagem.

O primeiro modelo de frenagem baseou-se no German Railway Code, que considera que a força de frenagem depende do atrito roda-carril, sendo que esse valor depende do tempo, possuindo um pico durante os últimos quatro segundos antes do comboio parar. Este é um modelo realista porque as forças máximas de frenagem, em serviço ou em emergência, são sempre bastante inferiores à força estática característica definida para efeitos estruturais na EN 1991:2, sendo que só na fase final de travagem, por breves instantes e em situações inadvertidas se poderão eventualmente desenvolver forças desta ordem de grandeza.

Foi ainda considerado um outro modelo, mais conservador, em que se admite que o comboio demora um segundo a atingir a força máxima de frenagem, mantém essa força durante alguns segundos e regressa novamente a zero, instante esse em que se considera parado.

Pretendeu-se desta forma simular a ação da frenagem como uma ação dinâmica capaz de induzir uma velocidade na estrutura e mobilizar desta forma a componente CV^α dos dispositivos de travamento.

A colocação dos ADV foi feita em geral nas extremidades das obras, condicionada pelas características do traçado ferroviário, tal como anteriormente referido. A opção por um ou dois ADV e pela sua posição final, dependeu por isso da extensão da obra e da não coincidência ou proximidade com de curvas de concordância vertical ou curvas de transição em planta.

3.3 Pilares

Os pilares apresentam uma secção retangular vazada, com uma geometria exterior em forma de secção retangular modificada de configuração hidrodinâmica. A secção é semelhante para a generalidade das pontes e viadutos, variando apenas a dimensão na direção longitudinal e a zona de ligação ao tabuleiro, em função do tipo de ligação. Os pilares monolíticos possuem secção constante desde a fundação até ao tabuleiro. Os pilares correntes com aparelhos de apoio possuem um pequeno alargamento na direção transversal para permitir a acomodação da geometria dos aparelhos de apoio. Os pilares de transição em juntas intermédias do tabuleiro, possuem um capitel mais pronunciado, com alargamento nas duas direções, para permitir acomodar os quatro aparelhos de apoio que são necessários nessa situação.



Figura 9. Geometria dos pilares.

3.4 Encontros

De forma a assegurar uma boa ligação entre o terrapleno e a ponte, foi estabelecido que os encontros deveriam ser do tipo aparente, com o terrapleno limitado por paredes verticais e que deveriam ser desde já executados para via dupla. Assim, os encontros são aparentes, constituídos por estribos que recebem os esforços do tabuleiro, transmitidos pelos aparelhos de apoio unidirecionais, fixos na direção transversal. Os estribos ligam à sapata de fundação através de dois muros de avenida, duas paredes perpendiculares aos muros de avenida, alinhados com a frente e o tardo do estribo, e dois contrafortes interiores. Os estribos dos encontros são ainda providos de tímpanos, ligados às suas extremidades, e de um batente posterior, que além de fixar a junta de dilatação, constituída por chapas de aço, funciona como separação entre as terras no tardo da mesa e a obra. As fundações dos encontros são diretas, através de sapatas.

3.5 Acabamentos e equipamentos

As obras são em betão armado e pré-esforçado, sendo o principal acabamento o betão à vista descoberto. As superfícies de betão em contacto com o solo são impermeabilizadas por aplicação de duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa.

De cada lado do tabuleiro previu-se um passeio que inclui uma caleira, rematada superiormente por cantoneiras metálicas, coberta por tampas amovíveis pré-fabricadas em betão armado, que permitem o alojamento de cabos.

Nos extremos das caleiras de cabos foram dispostas caixas de inspeção e recolha dos cabos em betão armado, cobertas com tampas pré-fabricadas de betão armado amovíveis.

Nos bordos do tabuleiro é fixado um guarda-corpos metálico, metalizado e pintado, assente sobre uma cornija pré-fabricada que dará um remate ao tabuleiro da obra de arte.

Do lado da via, os passeios são limitados por um murete guarda-balastro, que garante uma altura de 0.10 m acima do nível da face superior das travessas de via. Na entreevia o murete guarda balastro está posicionado 0.20 m acima da cota do carril, de forma impedir a queda das composições

A transição entre o tabuleiro e os encontros faz-se através de juntas de dilatação. Em ambos os encontros, do tipo móvel, a junta é aberta, para acomodar os grandes movimentos do tabuleiro, composta por membrana de neoprene aparafusada a chapas de aço com a função de guarda balastro transversal ao tabuleiro, que impedem a queda de balastro na junta.

Os aparelhos de apoio são do tipo “panela”, com dimensões compatíveis com as cargas verticais e forças/deslocamentos horizontais determinados no cálculo estrutural. Relativamente às forças transversais do tabuleiro, os aparelhos permitem a mobilização de reações transversais dos encontros.

4 OBRA ACABADA

Nas figuras seguintes apresentam-se perspetivas de enquadramento geral das obras acabadas.



Figura 10. Perspetiva da Obra Acabada – Ponte da Pallheta.



Figura 11. Perspetiva da Obra Acabada – Ponte do Lucefece.



Figura 12. Perspetiva da Obra Acabada - Ponte de Can-cão.

5 CONCLUSÕES

As obras em análise neste artigo têm em comum uma extensão e alturas ao solo que se podem considerar elevadas, para os efeitos relacionados com a interação via-tabuleiro. Face a tais características, verificou-se ser inviável a consideração de soluções sem ADV ao nível da via, pois o critério de limitação de deslocamentos para a frenagem obrigaria à inserção de elementos de suporte desmesurados ou com pouca racionalidade económica.

Neste contexto, a solução adotada consistiu na consideração de tabuleiros monolíticos em toda a extensão das pontes e viadutos, assumindo a necessidade de prever juntas ao nível da superestrutura de via. Foram também introduzidos dispositivos oleodinâmicos com amortecimento visco-elástico para acomodar e modular as forças horizontais longitudinais devidas à frenagem e ação sísmica que são posteriormente transmitidas para os encontros. A abordagem utilizada procurou uniformizar as soluções, sem deixar de considerar as necessárias adaptações aos condicionamentos específicos de cada obra.

Finalmente, é de notar que a opção por estas soluções se revelou economicamente eficiente, dado que, em média, o custo unitário das obras resultou apenas cerca de 5% superior ao das obras sem ADV do empreendimento, o que é perfeitamente justificável face à diferença de alturas, entre outros fatores. Naturalmente que, caso se tivesse procurado estender a tipologia de tabuleiros seccionados com elementos de fixação verticais ou inclinados a estas obras de elevada extensão e altura, a diferença de custo seria muito maior, para além dos impactos negativos em termos estéticos e de integração que daí resultariam.

REFERÊNCIAS

- [1] Normas Europeias e Eurocódigos Estruturais.
- [2] Recomendações UIC – Union Internationale des Chemins de Fer.
- [3] Instruções Técnicas IP.
- [4] Especificações Técnicas de Interoperabilidade, designadamente a ETI para o subsistema “infraestrutura” do sistema ferroviário da União Europeia.

Edifício AHED – Estrutura de betão armado e pré-esforçado

N. Travassos¹ **J. Appleton**²

RESUMO

O presente artigo refere-se ao edifício AHED (Advanced Health Education), que no futuro ficará inserido num campus universitário na Parede - Cascais. Este edifício apresenta duas caves, piso térreo e três pisos elevados. A conceção arquitetónica do edifício teve por objectivo criar um espaço amplo coberto entre o piso térreo e o piso 1, minizando os pilares entre estes dois pisos.

A estrutura caracteriza-se pela utilização de um vão de 22.5m ao nível do piso 1. Para a execução deste vão, foram utilizadas duas vigas pré-esforçadas paralelas, no sentido da maior dimensão do edifício em planta. Estas vigas estão afastadas de 10m. Sobre estas duas vigas e sobre um conjunto de outras vigas transversais às duas referidas, apoia-se uma malha de pilares que nascem ao nível do piso 1, inseridos no volume compreendido entre o piso 1 e a cobertura.

No sentido transversal às duas vigas principais, desenvolvem-se consolas com 6.5m a partir dos referidos dois alinhamentos de vigas, sendo as mesmas pré-esforçadas. Foram adoptados pilares nas fachadas, os quais nascem perto da extremidade das consolas referidas, a 4.4m da nascença das mesmas.

No contexto da conceção sísmica destaca-se a adoção de bandas (nervuras) a ligar os pilares, evitando assim mecanismos de rotura por punçoamento em lajes, frágeis e indesejáveis. A estrutura principal resistente à ação sísmica é constituída pelos núcleos de escadas e por um conjunto de pilares de maior dimensão. A disposição destes elementos garante uma boa robustez dos edifícios para a ação dos sismos. Tratando-se de um edifício público, foi tido em conta um coeficiente de importância III de acordo com o EC8.

As fundações são diretas dado existir rocha de excelente qualidade à cota de fundação.

Os elementos estruturais foram detalhados com recobrimentos determinados para assegurar um período de vida útil da estrutura de 100 anos e para uma classe de exposição exigente dada a pouca distância à linha de costa marítima.

Palavras-chave: Betão Pré-esforçado; Projeto; Durabilidade.

1. INTRODUÇÃO

O edifício insere-se num lote de terreno com forma aproximadamente trapezoidal com dimensões máximas de 132m por 180m e tem área de implantação de 18500m². O piso 0 será implantado à cota altimétrica 9.5m. O terreno envolvente apresenta uma pendente suave em direção à linha de costa e à ribeira adjacente ao lote, implicando por isso escavação de altura variável na área de implantação do edifício. A área de cada piso é variável, existindo por isso uma variação da forma do edifício em altura.

¹ Engenheiro Civil, Lisboa, Portugal, e-mail: coutotravassos@gmail.com

² A2P Consult Lda, Lisboa, Portugal, e-mail: julio.appleton@a2p.pt

O edifício AHED, cuja obra foi finalizada em 2023, é parte integrante de um conjunto de edifícios novos, sendo este o único construído à data, e apresenta uma área de implantação de cerca de 2108m², com dois níveis enterrados e três pisos acima da soleira. A estrutura do edifício é em betão armado pré-esforçado, com lajes apoiadas em bandas e vigas que descarregam em pilares e paredes de betão armado. A maioria das bandas e vigas são pré-esforçadas com monocordões ou cabos aderentes para garantir um comportamento adequado da estrutura em zonas de vãos de grande dimensão. A fundação é constituída por um ensoleiramento geral com capiteis invertidos.

Neste artigo são apresentados os pressupostos de concepção, dimensionamento e cálculo da estrutura deste edifício, construído em fase única, bem como os aspetos mais relevantes da obra.

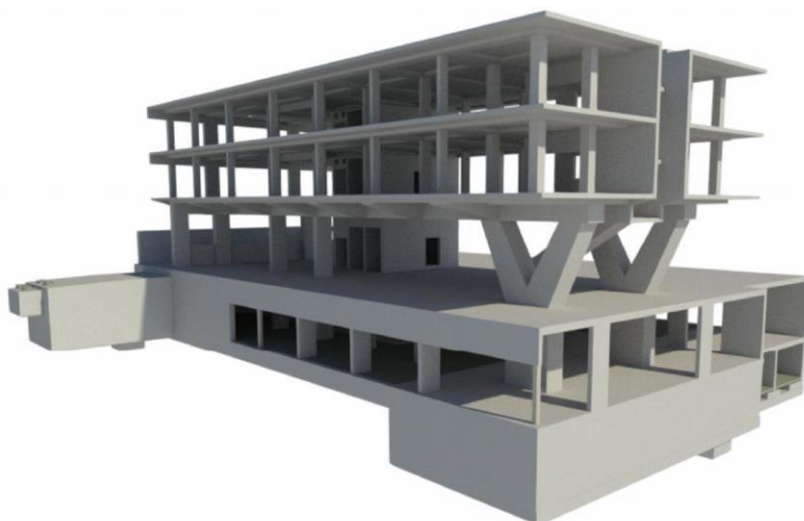


Figura 1. Modelo tridimensional do edifício AHED – Vista de sudeste.

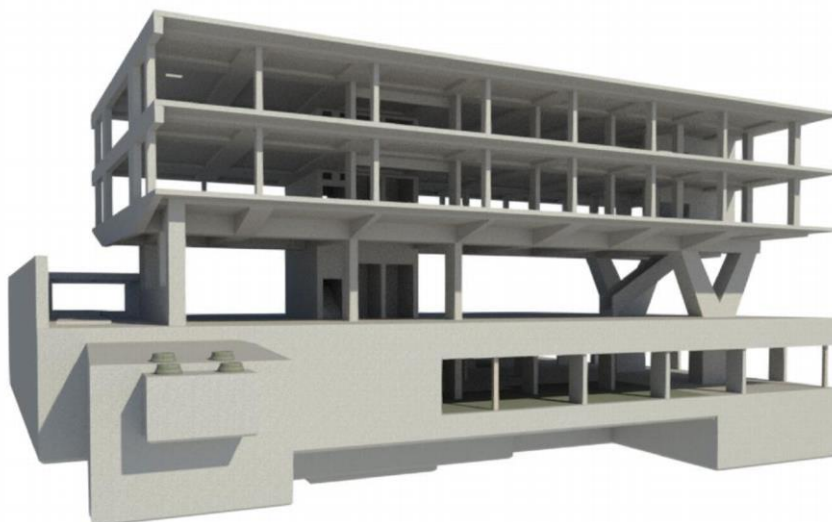


Figura 2. Modelo tridimensional do edifício AHED – Vista de sul.

2. CONDICIONANTES DE PROJETO

2.1 Geográficas

O edifício situa-se num terreno amplo, com uma pequena pendente e a cerca de 30m da linha de costa.

2.2 Condicionantes Geológico-Geotécnicas e Hidrológicas

A empresa Teixeira Duarte realizou em 2018 um trabalho de prospeção geotécnica no lote. De acordo com o respetivo relatório o terreno é composto pelas seguintes camadas:

- Terreno superficial composto por aterros (C1), com espessura compreendida entre cerca de 0.50m e 5.35m.
- Calcário dolomítico com raras intercalações argilosas, muito fraturado (C2A).
- Calcário margoso, com algumas intercalações gresosas e argilo-margosas, medianamente a muito fraturado (C2B).

Na referida campanha foram realizadas 11 sondagens com cerca de 10m de profundidade, distribuídas numa malha que cobre a totalidade do lote permitindo uma caracterização adequada. Foram realizados 8 perfis interpretativos da geometria destes complexos com base nessas sondagens.

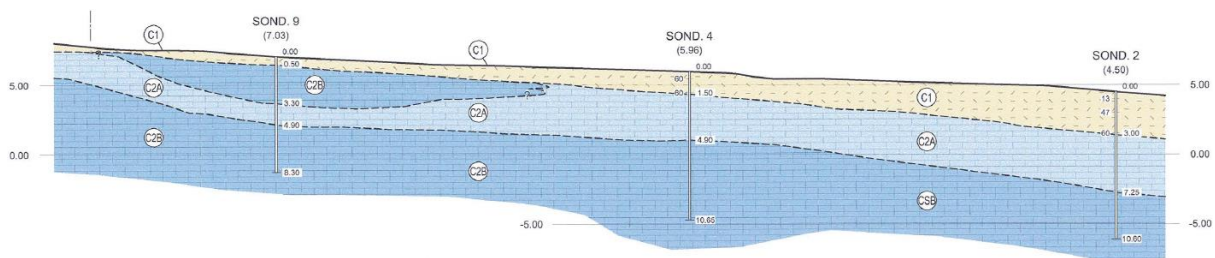


Figura 3. Exemplo de um dos perfis geológicos [1].

A análise destes perfis põe em evidência os seguintes aspetos principais: No local ocorrem, à superfície, depósitos de aterro (Complexo C1), essencialmente arenosos e argilosos, com pedras e blocos de calcário, recobrendo formações calcárias cretácicas (Complexo C2). Com base na caracterização litológica das formações e do seu grau de fraturação foi possível distinguir duas unidades no Complexo C2:

- Uma unidade superior, constituída essencialmente por calcários dolomíticos cristalizados, muito fraturados (F4-5), que apresentam espessuras variáveis, na ordem dos 1.05 a 4.45m de profundidade - Complexo C2A;
- Uma unidade inferior constituída essencialmente por calcários margosos, em regra de aspeto apinhado, com algumas intercalações de argilas margosas, medianamente fraturado (F3-4, com frequentes passagens F5) - Complexo C2B.

Na base das escavações ocorrerão, na maior parte das situações, formações cretácicas, muito resistentes, que constituem os Complexos C2A e C2B, que permitem a adoção de uma solução de apoio direto.

Nesta campanha foram recolhidas amostras de rocha e colheita de água. As resistências obtidas nos ensaios de compressão uniaxial variaram entre 36MPa e 118MPa. Realizaram-se ensaios laboratoriais de caracterização da água tendo-se concluído que não é agressiva do ponto de vista químico e a quantidade de cloretos é reduzida. Ainda assim, tendo em conta a profundidade atingida pela escavação e a proximidade ao mar, considerou-se um ambiente XS2 nas estruturas enterradas.

3. CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA

3.1 Concepção geral

A estrutura é constituída por betão armado e pré-esforçado, com elementos complementares em estrutura metálica. Destaca-se a amplitude de espaços cobertos ao nível do piso 0, o que implica menos estrutura vertical entre piso 0 e 1, por comparação aos pisos abaixo do 0 e acima do 1.

A estrutura é composta por sistemas de paredes e pilares que encaminham as cargas verticais dos pavimentos às fundações e que serão responsáveis por dotar o edifício da capacidade necessária para suportar a ação de um sismo regulamentar em segurança. Os elementos estruturais principais para a resistência à ação sísmica são o núcleo de paredes em torno de escadas e elevadores, dada a sua elevada rigidez, e ainda um conjunto de pilares de maior dimensão. Tratam-se de sistemas que apresentam uma boa robustez no controlo dos efeitos dos sismos evitando a formação de mecanismos de cedência parciais, como os mecanismos de piso flexível, e controlando os deslocamentos num nível reduzido.

Sob o ponto de vista de comportamento sísmico houve ainda a preocupação de equilibrar a distribuição de rigidez dos elementos verticais em planta, para se tentar, na medida do possível com a Arquitectura, aproximar o centro de rigidez do centro de massa do edifício e assim minimizar os efeitos de torção. Contudo, a distribuição de estrutura vertical é fortemente influenciada ao nível do piso 0 pelos objectivos do projecto de Arquitectura.

A estrutura foi concebida de forma a garantir que em caso de sismo tem um comportamento controlado, com dissipação de energia associada à formação de mecanismos dúcteis, não comprometidos por roturas frágeis. No dimensionamento da estrutura e na verificação da segurança ao esforço transversal foram adoptados os conceitos de dimensionamento por capacidade real. O dimensionamento dos mecanismos frágeis (mecanismos de resistência ao esforço transversal), foi efectuado a partir da capacidade real dos mecanismos dúcteis (dos mecanismos de resistência à flexão).

As zonas críticas foram dotadas da necessária ductilidade. Na pormenorização das armaduras foram adoptados os pormenores recomendados na NP EN 1998-1, relativas à pormenorização das armaduras longitudinais e transversais nas zonas de potencial formação de rótulas plásticas (zonas críticas). A cintagem destas zonas seguiu as regras definidas para a classe DCM.

No contexto da conceção sísmica destaca-se a adoção de bandas (nervuras) a ligar os pilares entre si, evitando assim mecanismos de rotura por punçoamento em lajes, frágeis e indesejáveis.

As fundações, situadas sob o piso -1 ou -2, conforme a zona do edifício tenha uma ou duas caves, foram dimensionadas considerando o coeficiente de comportamento unitário.

A estrutura horizontal decorre do vão entre pilares, destacando-se os vários auditórios e salas que implicam grandes vãos, e o espaço sob o piso 1. Os pavimentos são constituídos por lajes maciças com 18 a 40cm de espessura consoante os vãos e com bandas alinhadas com os eixos dos pilares. As bandas são pré-esforçadas nos vãos maiores e sempre que suportem pilares. A utilização de maiores espessuras apenas no alinhamento dos pilares permite reduzir globalmente a massa do edifício com ganhos para os elementos verticais (menor peso a suportar e menores esforços sísmicos) e para as fundações (menores reações nos apoios).

3.2 Estrutura vertical e pavimentos

A estrutura pode ser dividida em zonas distintas: pisos enterrados (pisos -2 e -1), piso 0, piso de transição (piso 1) e pisos superiores (pisos 2 e cobertura).

A estrutura enterrada é constituída por lajes maciças com espessura de 20cm, reforçadas com bandas maciças de 40cm de espessura e largura em geral com 1.5m. No caso de bandas de maior vão estas são pré-esforçadas com monocórdões de 0.6". A estrutura vertical é constituída por pilares com dimensão geral de 0.3m x 1.5m, sofrendo adaptações geométricas sempre que necessário e núcleos de elevadores e escadas, compostos por paredes de betão armado. Estas paredes adotam 40cm de espessura quando, nos pisos elevados, constituem alinhamentos de amarração de monocórdões ou cabos, de modo a evitar situações de insuficiência de espaço para ancoragens e armaduras passivas. Nos pisos enterrados os pilares P6 e P13, suporte do pilar em V que surge no piso 0, têm 3.3m x 1.5m.

No piso 0 termina a maior parte dos pilares presentes nas caves, como se pode observar na figura seguinte. Sob o piso 1, a estrutura vertical resume-se a dois pilares com forma em V, às paredes em torno de escadas e de elevadores e a 6 pilares, o que contrasta com os pisos abaixo.



Figura 4. Planta do piso 0.

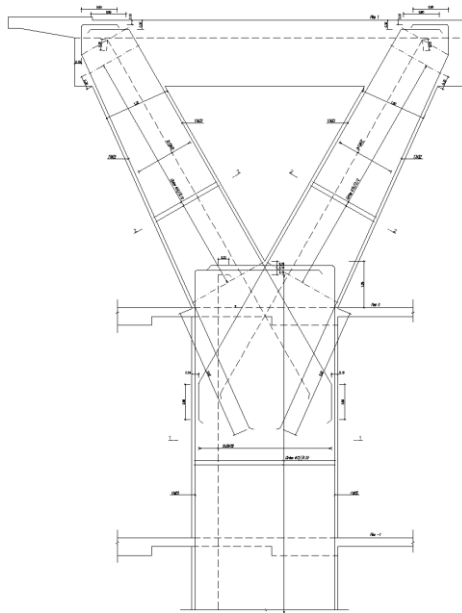


Figura 5. Alçado de armaduras dos pilares em V entre o piso -1 e o piso 1.

O piso 1 constitui um piso de transição de onde se destacam duas vigas longitudinais com vãos de 22.5m, com secções de 1.5m x 1.5m, pré-esforçadas com cabos aderentes. Estas vigas são acompanhadas por outras, transversais e pré-esforçadas com monocordões de 0.6". Estas vigas e uma laje com 40cm de espessura, dão suporte a vários pilares que arrancam ao nível do piso 1.

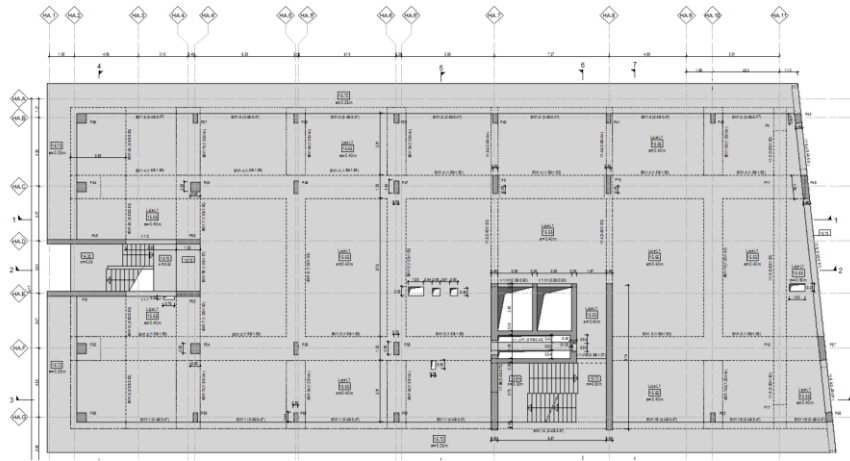


Figura 6. Planta do piso 1.

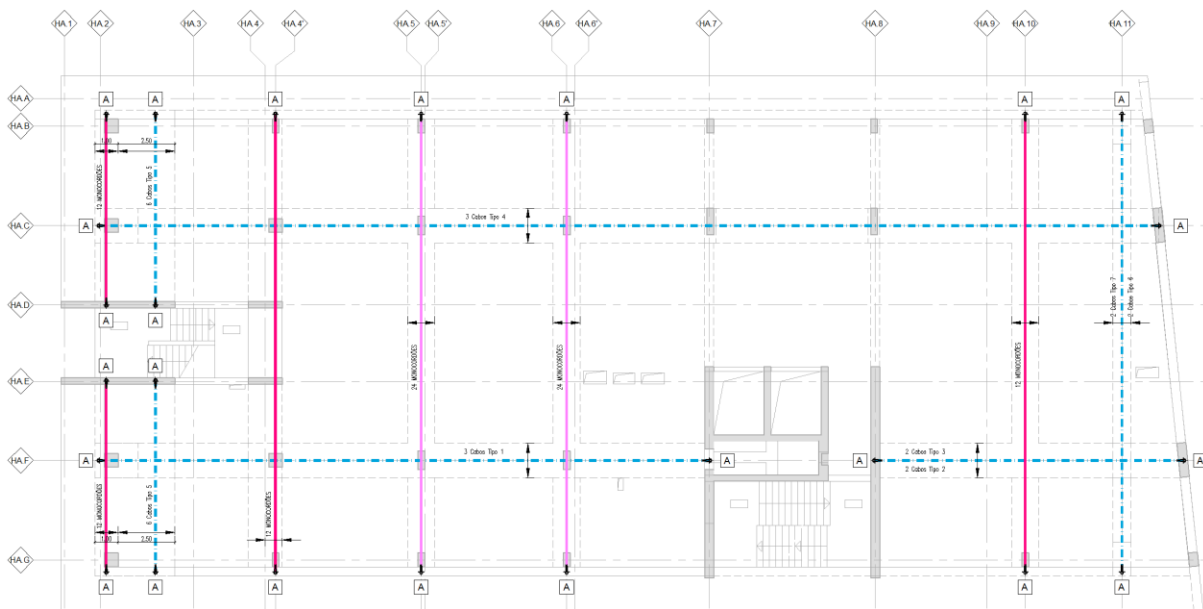


Figura 7. Planta do piso 1 – Pré-esforço.

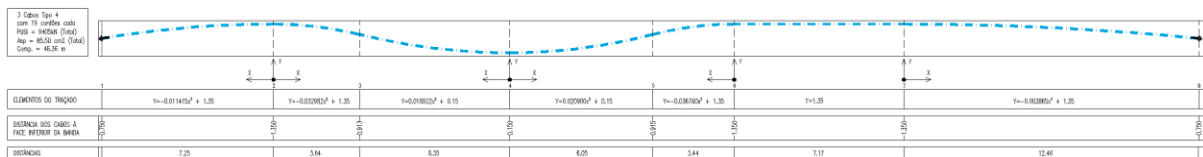


Figura 8. Traçado de cabos da viga longitudinal BM1.4 no piso 1 – Eixo HA.C.



Figura 9. Traçado de cabos das vigas transversais à viga BM1.4 no piso 1.

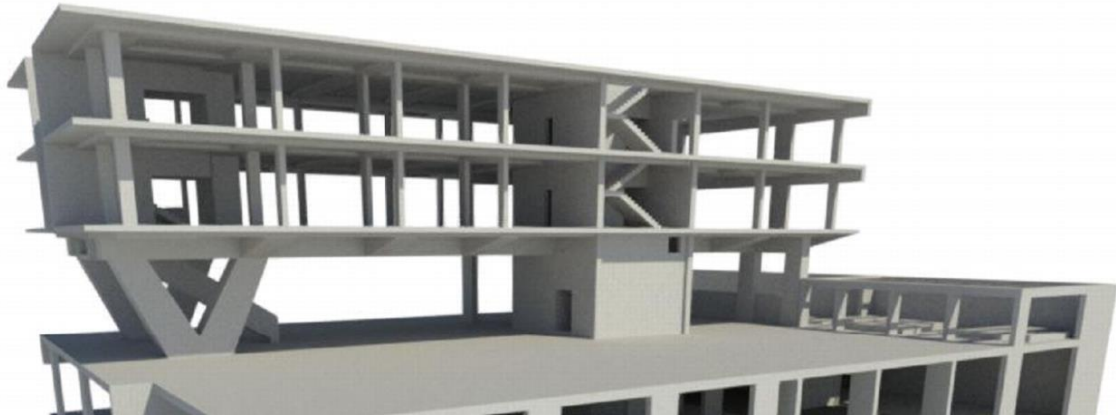


Figura 10. Perspectiva da estrutura acima do piso 0 evidenciando o vão principal ao nível do piso 1.

A estrutura dos pisos superiores (piso 2 e cobertura) é composta por lajes com 18cm de espessura, reforçadas com bandas maciças, com e sem pré-esforço conforme os alinhamentos, apoiadas em pilares e paredes dos núcleos de escadas e elevadores.

3.3 Estruturas de contenção

As caves serão parcialmente enterradas. Tirando partido da disponibilidade de espaço em torno do AHED foram previstos, no projecto de escavação, a utilização de taludes na fase de obra.

Em resumo, preconizam-se taludes de escavação com inclinações de 28° a 30° nas formações terrosas, inclinações de 45° nas formações rochosas muito fraturadas (formação C2A e alguns níveis da formação C2B) e inclinações de 1H:4V (cerca de 75°) na formação rochosa C2B medianamente fraturada.

3.4 Fundações

As fundações do edifício foram concebidas em função do terreno, produtividade hidrogeológica e esforços transmitidos pela estrutura.

Tendo por base os resultados obtidos no Estudo Geológico e Geotécnico é possível a utilização de fundação direta sobre os calcários (com capacidade estimada de 600kPa para esforços resultantes da combinação característica).

Tendo em conta a existência de escavações abaixo do nível freático, concebeu-se uma solução constituída por um ensoleiramento geral, dotado ainda de uma manta bentonítica sob o mesmo, o qual constitui em conjunto com as paredes perimetrais uma caixa estanque. Na ligação dos pilares e paredes interiores a este ensoleiramento foram adoptados capiteis invertidos.

3.5 Durabilidade

Os elementos estruturais serão detalhados com recobrimentos determinados para assegurar um período de vida útil da estrutura de 100 anos para a classe de exposição do local de implantação da obra.

Adotaram-se os materiais adequados à garantia de durabilidade, nomeadamente, um betão de muito boa qualidade e recobrimentos em função das condições do local.

As superfícies de betão aparente foram protegidas com aplicação de um produto hidrofugante.

São definidos detalhes e pormenores que, de acordo com a experiência obtida em obras semelhantes e em bibliografia especializada, reduzindo o risco de danos associados a corrosões de armadura locais, por acumulações de água, sobre elementos laminares expostos, etc.

4. MATERIAIS

4.1 Betão

O betão foi definido de acordo com as normas NP EN 1992-1-1: 2010, NP EN 206-1: 2013 e a especificação LNEC E464: 2016, adoptando as classes indicadas com referência ou superiores.

Classes Mínimas de Resistência:

Betão de Regularização	C16/20
Fundações	C45/55
Muros de Suporte	C45/55
Paredes, Pilares e Vigas	C50/60
Lajes e Escadas	C50/60

Classe de Exposição / Recobrimentos Nominais

Fundações	XS2 / 50 mm
Muros de Suporte (Face em contacto com o terreno)	XS2 / 60 mm
Muros de Suporte (Face interior)	XS1 / 50 mm
Paredes, Pilares, Vigas	XS1 / 50 mm
Lajes e Escadas	XS1 / 45 mm

Classe de Teor de Cloretos: Cl 0.1

4.2 Aço

Armaduras em varão	A500 NR SD (E460:2017)
Armaduras de Pré-esforço (cordões)	Y1860 S7 (E 453:2011)
Elementos de Construção Metálica (perfis laminados)	S275 JR (NP EN 10027-1:2016)

4.3 Pinturas de estruturas metálicas (interiores)

Categoria de Corrosividade Atmosférica	C4 (NP EN ISO 12944-2:2017)
Esquema de Pintura	A4.15
Decapagem	Grau SA 2 ^{1/2}
Primário	Espessura igual 60 microns baseada em resina epoxy rica em zinco
Intermédio	Espessura igual 180 microns baseada em resina epoxy rica em zinco
Protecção ao Fogo	Equivalente ao grau REI90
Classe de Durabilidade	Alta (NP EN ISO 12914-5:2011)

5. AÇÕES

5.1 Ações permanentes e sobrecargas

As ações consideradas correspondem às cargas permanentes previstas para o edifício e as sobrecargas correspondem às diversas utilizações.

5.2 Sismo

A ação sísmica foi considerada de acordo com o definido no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 de 2010 tomando os valores de referência da aceleração à superfície em rocha agR para os sismos do tipo I e II. A ação sísmica, definida com base no valor de cálculo da aceleração à superfície $a_g = \gamma I \times agR$, foi representada através de espectros de resposta de aceleração à superfície do terreno. O edifício situa-se no concelho de Cascais, na zona 1.3 com aceleração de referência 1.50m/s² e zona 2.3 com aceleração de referência 1.70m/s².

Face às formações geológicas existentes ao nível das fundações da obra classificou-se o terreno como tipo A. Dada a elevada rigidez da estrutura enterrada conferida pelas paredes de contenção, lajes e paredes interiores o comportamento sísmico é determinado essencialmente pela estrutura fundada nas formações rochosas.

Para quantificação do valor de cálculo da aceleração na base $a_g = \gamma I \times a_{gR}$ definiu-se para a estrutura a classe de importância III, ou seja, para “um edifício cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências do seu colapso”. A esta classe de importância corresponde um coeficiente de majoração da ação γI igual a 1.45 para o sismo tipo 1 e γI igual a 1.25 para o sismo tipo 2 de acordo com o anexo nacional do EC8. Da análise dos espectros de resposta verifica-se que a ação sísmica do tipo 1 é a mais condicionante para toda a gama de períodos que interessam ao dimensionamento da estrutura.

Para definição dos espectros de cálculo adotaram-se coeficientes de comportamento determinados de acordo com o definido no EC8.

Nos casos em que a estrutura é classificada como irregular em altura, o valor básico do coeficiente de comportamento é reduzido em 20%. O edifício tem situações desta natureza, correspondentes a interrupção de pilares, de que é exemplo o piso 0. Deste modo, o edifício é classificado como irregular em altura. O presente edifício apresenta também irregularidade em planta, cujas consequências foram analisadas com modelos tridimensionais. Apesar da minimização dos efeitos de torção na concepção da estrutura vertical, o modo de torção é relevante, pelo que a estrutura foi classificada como torsionalmente flexível. Face ao exposto poderá ser considerado o seguinte coeficiente de comportamento: $q = 0,8 \times 2$ (DCM) = 1.6. Tendo em conta as características do edifício adotou-se no cálculo um coeficiente de comportamento de 1.5.

Para a componente vertical da ação sísmica adotou-se o espectro de cálculo considerando um coeficiente de comportamento $q=1$ conforme definido no EC8.

6. OBRA

As quantidades totais de materiais utilizados nesta obra correspondem a:

Betão em Fundações.....	1804.7m ³
Betão em Muros de Suporte	679.4m ³
Betão em Pilares.....	418.0m ³
Betão em Paredes Interiores e Núcleos	454.0m ³
Betão em Vigas e Bandas	1200.0m ³
Betão em Lajes	1116.6m ³
Pré-esforço aderente em cabos	6849.2kg
Pré-esforço não aderente em monocordões.....	22237.6kg

Apresentam-se em seguida algumas imagens da obra e do edifício acabado.



Figura 11. Edifício em fase de obra com a estrutura finalizada.



Figura 12. Edifício em fase de obra com a estrutura finalizada.



Figura 13. Edifício finalizado.

CONCLUSÕES

O Artigo faz a síntese dos principais aspetos que envolveram a conceção da estrutura tendo em conta os aspetos sísmicos e de durabilidade, conjugados com o objetivo de materializar um edifício com uma arquitetura fora do vulgar e que implica desafios que condicionam as soluções estruturais e o seu comportamento. O resultado final assegura todos estes objetivos.

REFERÊNCIAS

- [1] Teixeira Duarte (2018). Relatório de prospecção geológico-geotécnica

Remodelação da Central Hidroelétrica da Serra de Água Projeto de execução e construção

R.V. Rodrigues¹ V. Gama² A. Duarte³ C. Costa⁴ G. Mateus⁵
A. Figueira⁶ M. S. Gouveia⁷ A. Henriques⁸ F. Santos⁹

RESUMO

A central hidroelétrica da Serra de Água, inaugurada em 1952, foi a primeira a ser construída na Região Autónoma da Madeira (RAM) e produziu 1 000 GWh de energia elétrica de origem renovável durante os 70 anos de exploração. Na remodelação projetada, cuja obras se encontram em finalização, a potência instalada será incrementada dos atuais 5,2 MW para cerca de 10,8 MW, o que permitirá uma maior capacidade de resposta na regulação do sistema elétrico e eficiência da gestão hídrica. A remodelação da Central Hidroelétrica da Serra de Água é atualmente o maior investimento no âmbito do PRR na RAM, no valor de 15,4 milhões de euros, com o objetivo de aumentar a produção de energia elétrica de origem hídrica, um projeto alinhado com os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável. As intervenções principais no edifício da central e respetivo circuito hidráulico consistem na reabilitação e reforço estrutural da câmara de acumulação, através da construção de nova estrutura interior travada no topo por meio de vigas de modo a minimizar os esforços transferidos para a estrutura existente de alvenaria e construção de uma nova estrutura de câmara de carga, de betão armado, com vista adequar as condições de exploração e de submersão para a nova conduta forçada. À implantação da nova conduta forçada, de aço DN1200, com extensão total de cerca de 850 m, está associada a construção de 16 novos maciços de amarração e 68 maciços de suporte, de betão armado, que asseguram a respetiva fixação e apoio. Foi igualmente prevista a instalação de juntas de dilatação em geral a jusante de cada maciço de amarração. Na nave principal da central hidroelétrica, para acomodar os novos grupos equipados com turbinas do tipo *Pelton*, de eixo vertical, foi projetada uma nova estrutura interior fundada através de microestacas e novos pilares para suportar as vigas de apoio do caminho de rolamento da nova ponte rolante. No interior do edifício da central foram também projetadas novas lajes, pilares e fundações de betão armado, para suportar as cargas aplicadas pelos novos equipamentos. Nas intervenções da central, manteve-se inalterada a arquitetura exterior do edifício, conforme projeto do Arq^o Raúl Chorão Ramalho de 1948. Os trabalhos de remodelação iniciaram-se em outubro 2022, sendo a intervenção concluída no primeiro semestre de 2024, dando cumprimento aos prazos do PRR.

Palavras-chave: Central Hidroelétrica; Reforço de potência; Ilha da Madeira; Conduta Forçada; Estruturas hidráulicas

¹ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal. r.rodrigues@cobagroup.com

² COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal. v.gama@cobagroup.com

³ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal. a.duarte@cobagroup.com

⁴ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal. c.costa@cobagroup.com

⁵ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal. g.mateus@cobagroup.com

⁶ EEM – Empresa de Eletricidade da Madeira - Direção de Estudos e Planeamento. afigueira@eem.pt

⁷ EEM – Empresa de Eletricidade da Madeira - Direção de Estudos e Planeamento. mgouveia@eem.pt

⁸ EEM – Empresa de Eletricidade da Madeira - Direção de Estudos e Planeamento. ahenriques@eem.pt

⁹ EEM – Empresa de Eletricidade da Madeira - Direção de Estudos e Planeamento. fsantos@eem.pt

1. INTRODUÇÃO

O presente artigo descreve os aspetos gerais e de construção civil do projeto de execução e da realização da Empreitada de Remodelação da Central Hidroelétrica de Serra de Água, na ilha da Madeira, desenvolvido para a EEM - Empresa de Eletricidade da Madeira, S.A. pela COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A.

O Projeto de Execução, foi elaborado segundo as premissas elencadas pela EEM:

- A arquitetura exterior do edifício da central hidroelétrica deverá ser mantida inalterada, e interiormente as eventuais alterações deverão ser minimizadas, visto tratar-se de um edifício de valor histórico para a EEM e para a região, sendo um projeto assinado pelo Arq.º Raúl Chorão Ramalho;
- As intervenções a prever na central deverão incluir todas as necessárias à consolidação da respetiva estrutura, por forma a prolongar a vida útil da mesma;
- A reabilitação do Aproveitamento Hidroelétrico da Serra de Água tem como principal objetivo aumentar a capacidade da EEM em oferecer serviços de sistema, isto é, o projeto deverá ser desenvolvido numa orientação de dotar a central de grupos com capacidade para efetuar compensação síncrona, bem como, de entrarem rapidamente na rede para compensar quebras de produção repentinas por parte de outras fontes de produção renovável, nomeadamente eólica e solar. Neste sentido, foi estudada a máxima capacidade possível de se instalar tendo por base as disponibilidades hídricas e não por análise de produção anual versus investimento.

O esquema geral do aproveitamento e das intervenções efetuadas é apresentado na Fig. 1:



Figura 1. Esquema geral do aproveitamento e resumo das intervenções efetuadas.

2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO E SITUAÇÃO ANTERIOR À OBRA

A Central Hidroelétrica da Serra de Água entrou em serviço em 1952 e encontrava-se equipada com dois grupos turbina-alternador com 2,4 MW de potência unitária, tendo entretanto um deles sido equipado com uma nova roda que permitiu o aumento da sua potência nominal para 2,8 MW. A central da Serra de Água fica situada na ribeira da Achada, a 400 m da sua confluência com a ribeira do Poço, estando implantada a uma altitude de cerca de 568 m. A central utiliza águas do Paúl da Serra, captadas por um sistema de dois canais situados aproximadamente à cota (1 000), com as seguintes características:

- A levada das Rabaças que tem início no sítio do Cascalho (Fontes das Rabaças), à cota de (1 029), na margem esquerda da ribeira Sêca, e que transporta todas as águas disponíveis das bacias da ribeira da Ponta do Sol e da Ribeira Brava, apresentando um desenvolvimento de 7 km (2 659 m em túneis) até à boca jusante do túnel variante da Encumeada, localizado à cota (993).
- A levada do Canal do Norte que tem origem na Fonte da Hortelã, na margem direita da ribeira do Seixal, à cota (1 025), que capta sucessivamente as águas das bacias das ribeiras do Seixal, João Delgado, Inferno e Grande de São Vicente (afluentes tais como as ribeiras do Passo, Sêca, Vargem) ao longo de 16 km (7 135 m em túneis) de canal até à boca jusante do citado túnel variante da Encumeada.

A partir do túnel da Encumeada segue-se o troço comum da levada do Canal do Norte, que apresenta 1 800 m de extensão até à seção de entrada na câmara de acumulação, implantada aproximadamente à cota (992), e dispendo de um volume útil de cerca de 10 000 m³. Este aproveitamento engloba uma rede de levadas cuja extensão total é de 22 800 metros, dos quais 14 km se desenvolvem na encosta Norte da Ilha da Madeira e 8 800 m se estendem pela encosta Sul, dos quais 9 800 m estão inseridos em túneis. A adução à central era assegurada por uma conduta forçada com 850 m de desenvolvimento e diâmetros de 600 mm e 550 mm, dimensionada para o caudal de uma turbina. Assim, a conduta forçada estava calculada para transportar o caudal nominal de 750 l/s com uma perda de carga de 4%. Esta conduta estava protegida na entrada por uma grelha, uma comporta de proteção e uma válvula-borboleta de fecho automático no caso de sobrevelocidade na conduta. As turbinas inicialmente instaladas são do tipo Pelton de eixo horizontal, cada uma para um caudal de 0,75 m³/s, sob uma queda útil de 406 m (com um grupo em funcionamento) que se reduz para 387 m (com dois grupos em funcionamento). O piso principal da central está à cota (568,40). A restituição da central é efetuada para uma bacia de compensação, regularizadora do caudal, onde tem início a levada do Norte, lanço do Sul, que se destina a conduzir águas para as estações de tratamento da Ribeira Brava e regadio da zona costeira entre a Ribeira Brava e Câmara de Lobos, abaixo da cota (550). A partir de 1994, com a entrada em exploração do Sistema de Fins Múltiplos dos Socorridos, as águas turbinadas nesta central e que não sejam necessárias para abastecimento público nem para irrigação (períodos de maior pluviosidade), são conduzidas para a Central de Inverno dos Socorridos onde são turbinadas em segunda queda, duplicando assim a quantidade de energia que a mesma água produz.

3. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

O território insular da Madeira corresponde à parte emersa de um edificio vulcânico que se eleva do fundo oceânico desde profundidades de cerca de -4000 m até aos 1861 m acima do nível do mar, correspondente ao Pico Ruivo. Trata-se de um grande vulcão escudo de idade mio-holocénica construído sobre crosta oceânica de idade cretácica e localizado no sector Noroeste da Placa Africana, cerca de 500 km a sul da Zona de Fratura Açores-Gibraltar e aproximadamente a 1 600 km a leste da Crista Média Atlântica. Neste enquadramento geodinâmico de magmatismo oceânico intraplaca, a origem do vulcanismo é consensualmente atribuída a um ponto quente (*hotspot*), em que a ascensão de magma está associada a uma pluma mantélica.

De acordo com a Carta Geológica da Ilha da Madeira, à escala 1:50.000, e respetiva notícia explicativa, na zona em estudo poderão reconhecer-se duas unidades vulcano-estratigráficas principais do Complexo

Vulcânico Intermédio designadas, respetivamente da mais antiga para a mais recente, por Unidade da Encumeada (CVM1) e Unidade de Penha d'Água (CVM2). Para além destas, poderão ocorrer na zona da obra, ainda aterros e depósitos sedimentares recentes, tais como, depósitos de vertente e coluviões (dv).

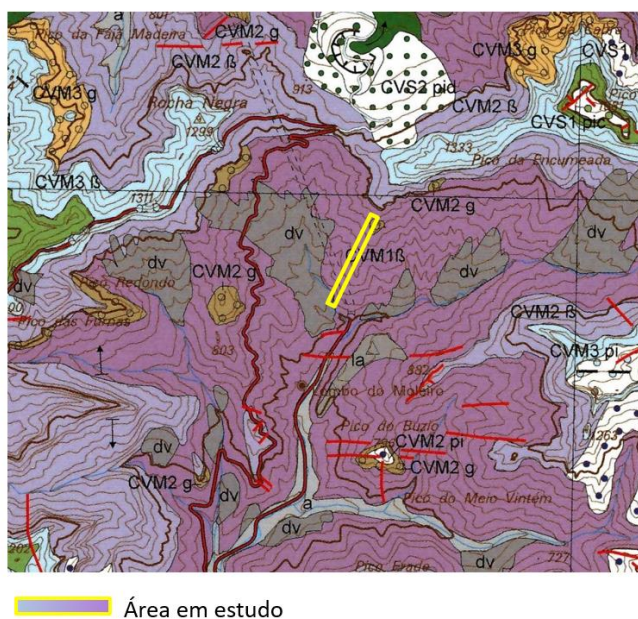


Figura 2. Extrato da Carta Geológica da Ilha da Madeira na escala 1:50.000, Folha A (2010).

4. INTERVENÇÕES ESTRUTURAIS NO CIRCUITO HIDRAULICO E CENTRAL

4.1 Descrição sumária das intervenções

Com o objetivo de incrementar a potência dos grupos da central, a descrição sumária das principais intervenções ao nível da construção civil é apresentada seguidamente:

Câmara de Acumulação: Reabilitação e Reforço Estrutural da Câmara de acumulação: Reforço estrutural da câmara de acumulação existente, consistindo na realização de reforço estrutural com uma nova estrutura de betão armado do lado interior da câmara existente travado no topo através de vigas de betão armado espaçadas de 5,50 m, ao longo de cerca de 100 m de desenvolvimento da câmara de acumulação.

Câmara de Carga: Construção de Nova Estrutura da de betão armado, implicando a demolição da estrutura da câmara de carga existente, com largura de 9,15 m e comprimento (mínimo) de cerca de 18,00 m, que dispõe de uma laje de cobertura à cota (994,40), com o nível de pleno armazenamento (NPA) à cota (993,50). A Câmara de Carga possui uma câmara de válvulas a jusante, localizada na continuidade do muro existente em alvenaria ordinária, que acomoda o troço inicial do circuito hidráulico, dotado de cone de convergência blindado e dos betões de segunda fase respetivos.

Conduta Forçada: A materialização novo circuito hidráulico implica a instalação de nova conduta forçada, de aço DN1200, à qual está associada a construção de 16 novos maciços de amarração e berços em betão armado, para o respetivo suporte, que inclui trabalhos de escavação e contenção provisória e definitiva dos terrenos envolventes, demolições dos maciços e berços existentes, realização de caminhos de cabos e caixas de visita respetivas, bem como reabilitação dos acessos técnicos existentes para a manutenção das obras. No troço final da conduta, está ainda prevista a realização de um novo passadiço sobre o descarregador de cheias existente, constituído por uma estrutura de betão armado, com vão de 11,2 m e altura de estrutural de 1,6 m, com função de proteção da conduta forçada existente e que

acomoda as caleiras de cabos, que implica a demolição dos pilares intermédios de suporte do passadiço existente.

Central Hidroelétrica: Construção das novas estruturas de suporte e respetivas fundações indiretas por microestacas dos novos grupos equipados com turbinas do tipo *Pelton*, de eixo vertical, e dos pilares de apoio das vigas de apoio do caminho de rolamento da nova ponte rolante, e realização de demolições localizadas no interior da central existente. No edifício da central, está prevista a construção de lajes e pilares e fundações de betão armado no interior da central existente, para suportar as cargas aplicadas pelos novos equipamentos, ao nível da Cave (1º pavimento), do R/C (2º pavimento) e do 1º andar, bem como a realização dos caminhos de cabos em caleiras instaladas nos betões de segunda fase, ou em pisos falsos, associados às instalações elétricas, de drenagem e de ventilação. As intervenções a realizar incluem ainda os trabalhos de reabilitação das alvenarias existentes do edifício da central e descarregador de cheias, bem como de obras gerais de conservação nas fachadas e cobertura do edifício da central.

4.2 Circuito de Adução

4.2.1 Levantamento de patologias e situação anterior ao trabalhos

Os maciços existentes, em betão simples com cerca de 70 anos de idade, apresentavam alguns destacamentos e fendilhação do betão nas superfícies das estruturas dos maciços de amarração e de apoio da conduta. Foram também detetados danos localizados do aço da conduta existente, em localizações muito pontuais, resultante impactos de blocos. O volume de betão necessário para estabilizar as forças resultantes associadas à instalação do novo circuito hidráulico ditaram a substituição dos maciços existentes por novos maciços em betão armado.

4.2.2 Câmara de acumulação e Câmara de carga

A estrutura existente do muro da câmara consiste num muro de gravidade de alvenaria, conforme designação do CE de 1946, “*parede de encosto em alvenaria ordinária com argamassa de 300 kgs*”, que foi objeto de alteamento posterior de 0,96 m (incremento da cota (992,54) para a cota (993,50)), o que corresponde a um incremento da altura de água de 3,90 m para 4,86 m. Por forma garantir a segurança da estrutura ao deslizamento e ao derrubamento, tendo em conta a cota do novo NPA, a solução de reabilitação e reforço adotada consistiu na execução de uma estrutura interior de betão armado autoportante em forma de “U” com vigas de travamento no topo, representada na Fig. 3 a vermelho, que assegura a estabilidade e contribui para a impermeabilização da obra, e que suporta o novo passadiço metálico de acesso.

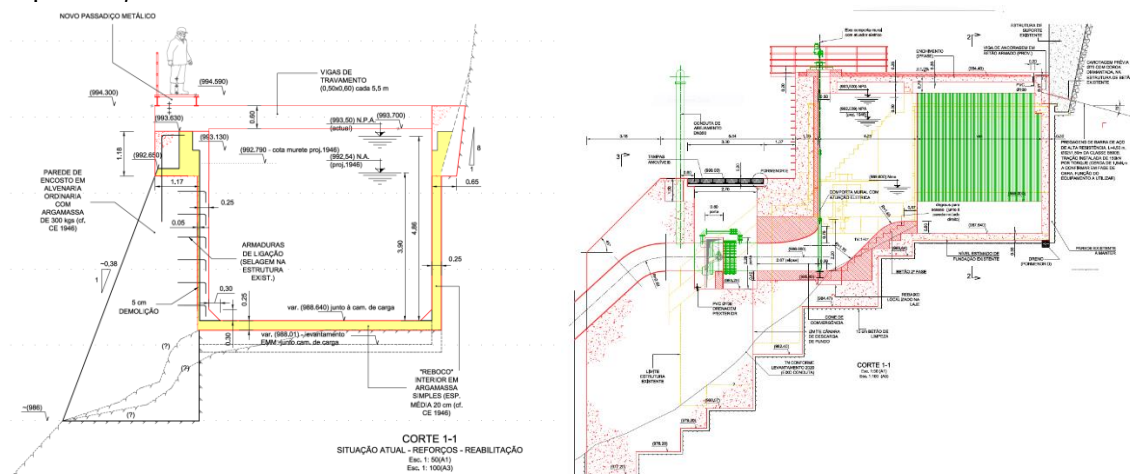


Figura 3. Reabilitação e reforço estrutural da estrutura existente da câmara de acumulação (à esquerda); e solução da nova câmara de carga (corte pelo eixo da nova tomada de água). Estrutura existente – a amarelo (à direita).

A implantação e definição de formas da nova estrutura da câmara de carga encontra-se condicionada pela nova geometria hidráulica, e ainda pela nova laje e vigas cobertura de betão armado que deverá

encontrar-se acima do NPA à cota (993,50). O corte longitudinal pelo circuito hidráulico consta da Fig.3. Na Fig. 4 apresentam-se fotografias da respetiva construção.



Figura 4. Construção da nova estrutura da câmara de carga (à esquerda) e câmara de acumulação (à direita, ao fundo) com vigas de travamento no topo.

4.2.4 Novos maciços de amarração e de suporte

A definição da geometria dos novos maciços de amarração (Fig. 5), e dos maciços de suporte (Fig. 6) foi efetuada considerando o perfil longitudinal conduta, ajustando-o o mais possível à topografia existente por forma a minimizar os trabalhos de escavação em encosta, de difícil acesso. O dimensionamento dos maciços de amarração foi efetuado de acordo com os critérios apresentados em *ASCE – Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectrical Developments*, tendo sido assegurados coeficientes de segurança ao deslizamento de $F.S. = 2.0$, considerando em geral um coeficiente de atrito na fundação de $\mu=0,7$, tendo por base o traçado da conduta, cotas altimétricas e desvios angulares no traçado. No respeitante ao derrubamento, garantiu-se que a resultante das forças ao nível da fundação, se encontre sempre dentro no núcleo central, para todos as situações de cálculo. O suporte da conduta inclui ainda maciços do tipo berço, com espaçamento médio de cerca de 8 m (Fig. 6).



Figura 5. Maciços de amarração em betão armado e montagem da conduta DN1200.



Figura 6. Berços em betão armado de suporte da conduta metálica DN1200.

4.3 Intervenções na central hidroelétrica

4.3.1 Estruturas existentes de alvenaria

O projeto de arquitetura do edifício da Central Hidroelétrica da Serra de Água foi elaborado pelo Arquiteto Raúl Chorão Ramalho (projeto SDA 1948) e foi elaborado tomando como base o projeto conjunto Barragem-Central da autoria do fornecedor de equipamentos *Neyrpic*. Relativamente aos materiais de construção utilizados, refere o projeto que na sua construção “*empregou-se a alvenaria e o betão armado conforme se julgou mais adequado*”. No Piso -1, à cota (561,00), que fica integrado no maciço do terraplino adotaram-se “*grossas paredes de alvenaria resistente*”. De referir que a base do muro de suporte do terraplino foi executada com betão ciclópico sem qualquer acabamento especial salvo a regularização de superfície. Nos pisos superiores, que formam um bloco, que acomoda na grande parte da sua extensão a sala das turbinas, foi utilizada de uma maneira geral, betão armado (Fig. 7).

Revestiu-se de grande interesse a análise e observação das fotografias de arquivo da obra no início da década de 1950, que se apresentam nas figuras seguintes, por forma a contribuir à compreensão do funcionamento, constituição e condições de fundação das estruturas existentes (Fig. 7).

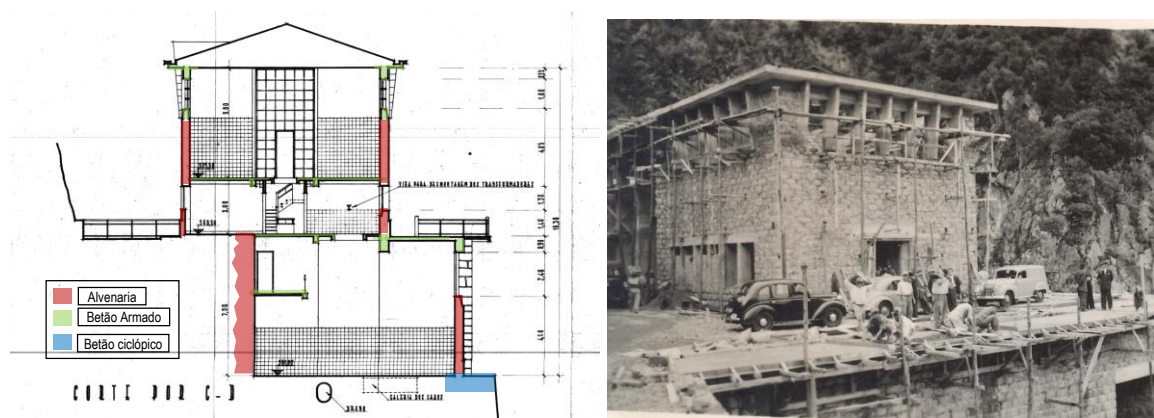


Figura 7. Análise dos materiais e solução construtiva do edifício existente [2]; e fotografias da construção (arquivo EEM).

Numa fase inicial, foram analisadas as estruturas existentes de alvenaria, efetuadas sondagens à rotação no interior da nave, para a determinação das condições de fundação do edifício da central, e aferição do comportamento estrutural do edifício existente, por intermédio de avaliação de esforços e tensões instaladas através de um modelo de elementos finitos (Fig. 8).

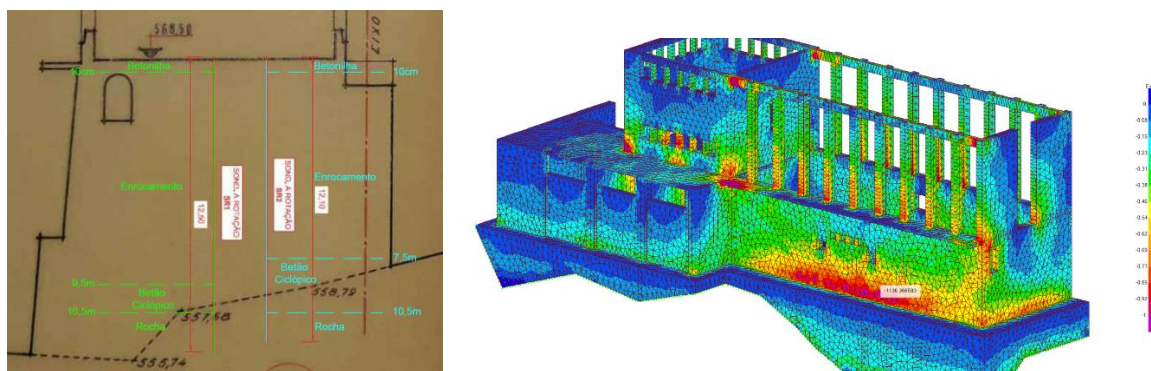


Figura 8. Caracterização da fundação existente; modelação tridimensional das estruturas existentes em alvenaria e betão armado, do edifício da central.

Tendo por base o projeto de arquitetura original e o levantamento topográfico dimensional do edifício, considerando ainda a obras de reforço da cobertura realizadas em 1994, para a preservação do valor estético e patrimonial do edifício, revelou-se de grande utilidade, a elaboração de um modelo BIM para apoio ao desenvolvimento do projeto (Fig.9).

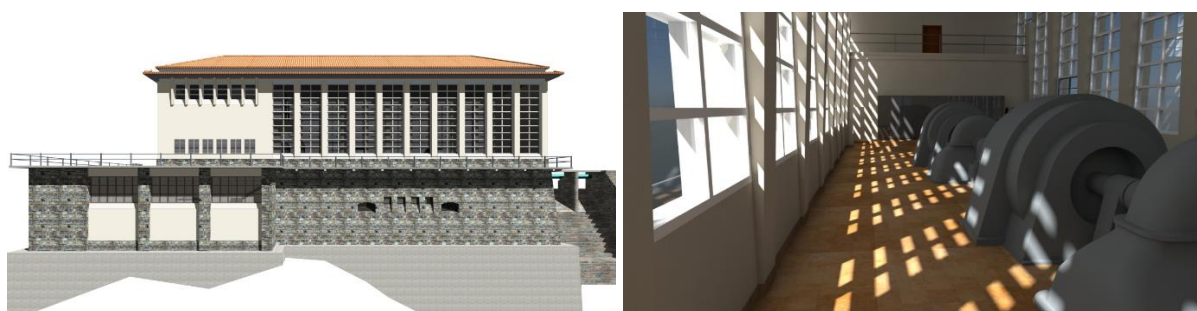


Figura 9. Modelação em BIM do edifício da central.

4.3.2 Intervenções na nave principal e no edifício

De acordo com os resultados das sondagens realizadas, concluiu-se que o bloco estrutural da fundação da nave existente, constituído na situação do projeto original por paredes de alvenaria e enchimento em enrocamento, não tinha capacidade para suportar as solicitações introduzidas pelo novo circuito hidráulico e novos grupos. De forma análoga, os pilares existentes em betão armado, fracamente armados, não asseguravam a resistência necessária para suportar os esforços transmitidos pela nova ponte rolante. Em consequência, a nova solução estrutural foi implementada com reforço interior, consistindo na execução no interior do edifício de uma nova laje de fundo ligada monoliticamente a paredes de betão armado, apoiada em microestacas. Realizaram ainda novos pilares em betão armado no alinhamento dos existentes, para apoio da nova ponte rolante com capacidade de 30 t. A situação condicionante para o dimensionamento do conjunto, consistiu na aplicação da pressão hidrostática referente ao transiente hidráulico, correspondente a uma força horizontal total de 5 300 kN para a conduta de 1 200 mm de diâmetro. As forças horizontais e verticais resultantes foram encaminhadas para o maciço rochoso competente por transmissão indireta com recurso a sistema de microestacas inclinadas (Fig. 10).



Figura 10. Laje de fundo da central. Fim da instalação de microestacas inclinadas e montagem de armaduras da laje e paredes monolíticas em betão armado estrutural, para acomodação dos novos grupos.

Os materiais utilizados na reabilitação, reforço estrutural e nova estrutura da Central Hidroelétrica foram ditados pela necessidade de garantir não só a resistência, mas também a durabilidade da obra, tendo em conta as especificações, regulamentos e normas em vigor, nomeadamente a Especificação E464 do LNEC, em articulação com a EN 206 e são os que se seguem, 1) Betão do tipo C30/37, XC4 XS1, nos elementos de 1ª fase; 2) Betão do tipo C30/37, XC4 XS1, nos elementos de 2 e 3ª fases; 3) Betão do tipo C12/15, XC0, nos betões de regularização de fundações; e 4) Aço A500 NR SD em varões para betão armado. Os recobrimentos das armaduras foram de 5,0 cm na laje de fundo e um recobrimento de 4,0 cm nos restantes elementos. As microestacas empregues são de aço com uma secção em coroa circular com diâmetro exterior de 177.8 mm e 11.5 mm de espessura de parede. Os perfis metálicos foram selados na zona do maciço considerada como estável, tendo o seu bolbo de selagem no mínimo 5 m de comprimento, em maciço rochoso competente. Realizou-se ainda o saneamento completo da fundação, com substituição do enrocamento existente, por betão ciclópico, reutilizando o enrocamento existente.

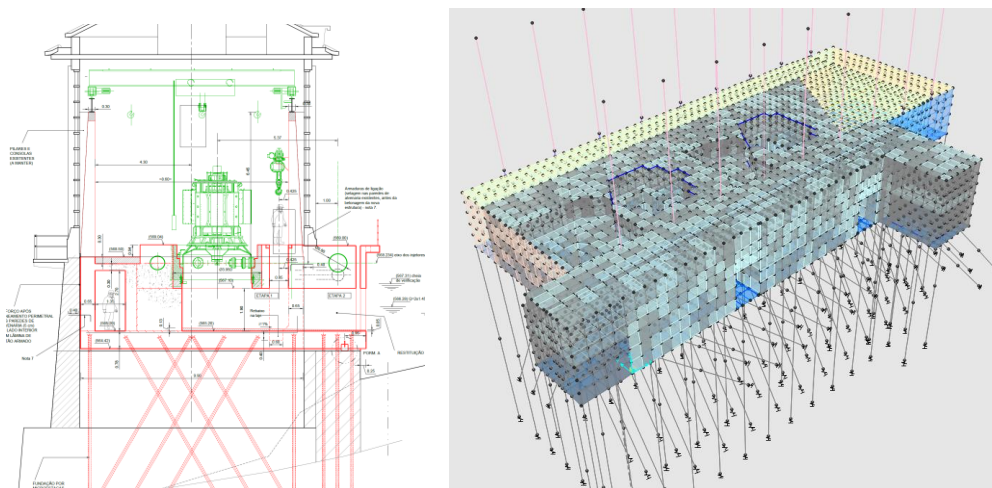


Figura 11. Solução estrutural em betão armado com apoio em microestacas para acomodar os novos grupos e pilares de apoio da ponte rolante (corte transversal e modelo de análise tridimensional no programa *SAP2000*).

Outro aspeto relevante, foi a eliminação do apoio intermédio da conduta existente sobre o descarregador, providenciando-se na nova solução uma transposição em vão único para favorecer a passagem dos caudais de cheia, através da realização de novo passadiço em betão armado, a montante da conduta, com funções de proteção e acesso (Fig. 12). No edifício contíguo, dada as características da estrutura existente, incluindo lajes estruturais elevadas de betão armado apenas com 10 cm de espessura, optou-se pela construção de uma nova estrutura interior de betão armado constituída por lajes, vigas e pilares, com fundação indireta realizada sob a laje de fundo também com recurso a microestacas, de modo que permitisse suportar as novas cargas associadas aos novos equipamentos. Efetuou-se ainda a substituição de betões de segunda fase, por piso técnico falso em estruturas metálica, para acomodação dos novos cabos. Para garantir a perfeita integração arquitetónica, mantiveram-se os caixilhos existentes em betão

vidrado tipo *gracifer*, nos vãos envidraçados, tendo-se procedido à substituição dos vidros por outros com elevado desempenho de isolamento acústico.

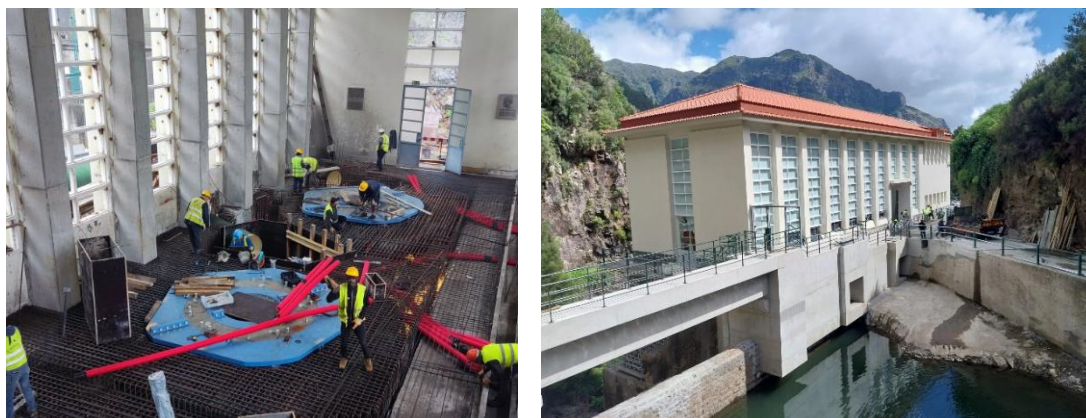


Figura 12. Montagem de armaduras dos betões de envolvimento da caixa da turbina, e edifício da central após a conclusão dos trabalhos.

CONCLUSÕES

A empreitada de Remodelação da Central Hidroelétrica da Serra de Água consistiu num investimento financiado em 15,4 M€ pelo Plano de Recuperação e Resiliência (PRR), executado dentro dos prazos previstos para o PRR, e que visa a potenciação da eletricidade renovável na Região Autónoma da Madeira, que envolvem uma multiplicidade de trabalhos de diferentes especialidades quer em termos de obra civil quer de equipamentos, que convergem na concretização do projecto de remodelação e reforço de potência do aproveitamento pretendido pela EEM.

AGRADECIMENTOS

À EEM – Empresa de Eletricidade da Madeira, pela autorização concedida na publicação deste artigo. Aos vários técnicos da COBA, responsáveis pelo projecto e pela assistência técnica à execução da obras, aos técnicos das empresas AFAVIAS e INDUTORA, responsáveis pela realização dos trabalhos e à Fiscalização da PLENGIL, por todo o trabalho desenvolvido em conjunto, pelo espírito de cooperação, pela capacidade de diálogo e bom relacionamento.

REFERÊNCIAS

- [1] *ASCE – Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectrical Developments. 1989*
- [2] *Projeto da SDA (1948) Raúl Chorão Ramalho, do M.O.P. // C.A.A.H.M. (Arquivo EEM)*
- [3] *“Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”*
- [4] *EM 1110-2-2100, Stability Analysis of Concrete Structures (USACE, 2005)*

Estação Santos da Nova Linha Circular do Metropolitano de Lisboa – Dimensionamento e aspetos executivos das estruturas executadas a céu aberto

**Febin Naguindás¹ Gonçalo Mateus² J. Alexandre³ M. Costa⁴
S. Ferreira⁵ R. Pina⁶ A. Tavares⁷**

RESUMO

A Estação Santos, integrada no Lote 2 do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa (ML), localiza-se no tardo da Av. Dom Carlos I, entre a Rua das Francesinhas e a Travessa do Pasteleiro, encontrando-se implantada, em grande parte, sob as instalações do Quartel do Regimento de Sapadores Bombeiros de Lisboa. Esta estação é essencialmente uma obra subterrânea constituída por dois poços, um poço principal, que alberga os pisos técnicos e o acesso público à Travessa do Pasteleiro, e um poço lateral, de acesso à Av. D. Carlos I, por uma galeria longitudinal e duas galerias transversais.

As estruturas definitivas executadas a céu aberto serão realizadas ao abrigo de uma contenção provisória constituída uma cortina de estacas moldadas de betão armado. A contenção do poço principal, com uma forma ovalizada em planta, com cerca de 18 x 45 m², e uma profundidade máxima de 38 m, encontra-se escorada entre alçados com perfis metálicos e ancorada nas extremidades, dado o desequilíbrio de terras decorrente da sua implantação junto da encosta da Madragoa, com um desnível aproximado de 16 m.

O revestimento definitivo dos poços, que contempla as paredes exteriores, a laje de fundo e a laje de cobertura, é independente das estruturas de contenção provisória de forma a permitir implementar um sistema de impermeabilização “full-round” em todo o contorno exterior da estação. Estruturalmente, separou-se a estação em 4 corpos distintos, tanto pela sua dimensão em planta, como pela heterogeneidade das condições de fundação e carregamentos.

Presentemente a Estação Santos encontra-se em construção, abordando-se neste artigo o seu dimensionamento estrutural, os principais condicionamentos e os aspetos executivos das estruturas realizadas a céu aberto ao abrigo de uma contenção periférica de primeira fase.

Palavras-chave: Metro; Estação Santos; poço, obra a céu aberto

1. INTRODUÇÃO

¹ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal; f.naguindas@cobagroup.com

² COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal; g.mateus@cobagroup.com

³ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal; j.alexandre@cobagroup.com

⁴ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal; c.costa@cobagroup.com

⁵ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal; s.ferreira@cobagroup.com

⁶ Metropolitano de Lisboa, E.P.E., Portugal, rui.pina@metrolisboa.pt

⁷ Metro Santos Sodré, ACE, Lisboa, Portugal, antonio.tavares@mota-engil.pt

Apresenta-se neste artigo o dimensionamento estrutural da Estação Santos, os principais condicionamentos e os aspetos executivos das estruturas realizadas a céu aberto ao abrigo de uma contenção periférica de primeira fase.

A Estação Santos localiza-se no tardo da Av. Dom Carlos I, entre a Rua das Francesinhas e a Tv. do Pasteleiro. A estação encontra-se implantada, em grande parte, sob as instalações do Quartel do Regimento de Sapadores Bombeiros de Lisboa (QRSB) onde ocorrem três plataformas a cotas distintas, cujos desníveis são vencidos por muros de suporte, que vencem um desnível aproximado de 16 m. Na Fig. 1 ilustram-se a zona de implantação da escavação bem como os métodos construtivos previstos.

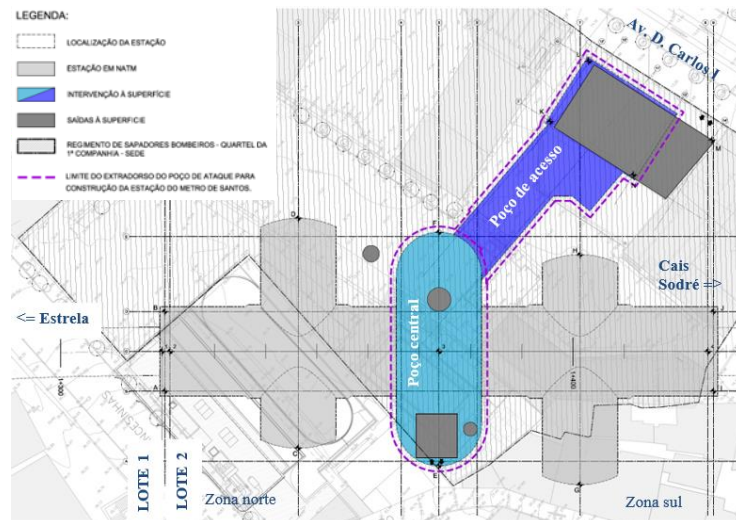


Figura 1. Planta de implantação da Estação Santos e processos construtivos.

Na Fig. 1, a zona indicada a azul e roxo na planta da Estação Santos foi realizada através de escavação a céu aberto, ao abrigo de uma contenção periférica de primeira fase, que teve como objetivo permitir a realização da escavação e limitar os deslocamentos à superfície. Esta contenção, no que se refere à definição de materiais, recobrimentos, classe de execução e dimensionamento, foi tratada como uma estrutura provisória, dado que não foi integrada nas restantes estruturas executadas em segunda fase.

O sistema estrutural da estação compreende as estruturas exteriores e as estruturas interiores, sendo estas independentes, i.e. não colaborantes. Na Fig. 2 apresenta-se uma vista tridimensional da obra final da Estação Santos, onde é visível a solução estrutural da estrutura definitiva e da contenção periférica de primeira fase.

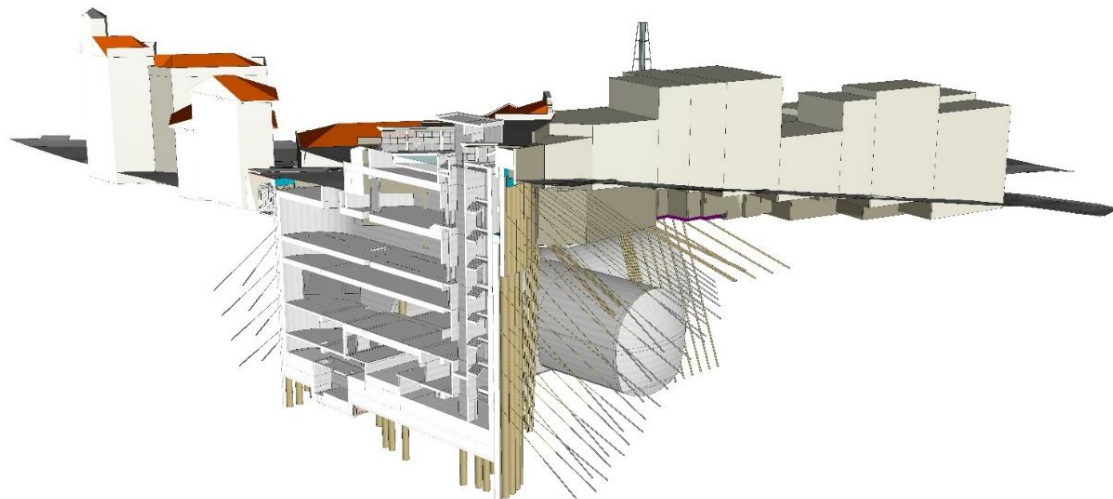


Figura 2. Vista tridimensional da estação – corte pelo poço principal

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS AO PROJETO

2.1 Geologia e geotecnia

Na zona de implantação da estação, a geologia é dominada superiormente por aterros sobrejacentes a uma sequência de terrenos miocénicos (Argilas dos Prazeres) e terrenos do CVL (Complexo Vulcânico de Lisboa), compostos na sua parte superior, maioritariamente por brechas e basaltos, por vezes muito alterados e fraturados e na parte inferior por tufo e brechas. Abaixo desta unidade, ao nível da soleira da Estação Santos, ocorrem calcários da formação da Bica.

Foram identificados três níveis piezométricos, sendo que o mais elevado encontra-se instalado praticamente no topo da unidade miocénica. No que se refere à hidrogeologia, ao longo do trecho final do traçado do Lote 1, na aproximação à Estação Santos observa-se uma queda brusca em cota nos níveis piezométricos medidos nas unidades cretácicas e do CVL. Esta variação e o gradiente hidráulico associado, pressupõem pelo menos uma componente de fluxo subterrâneo que é coincidente com o andamento geral da estratificação e de deposição dos níveis do CVL. Na Fig. 3 apresenta-se o modelo geológico-geotécnico adotado para a Estação Santos.

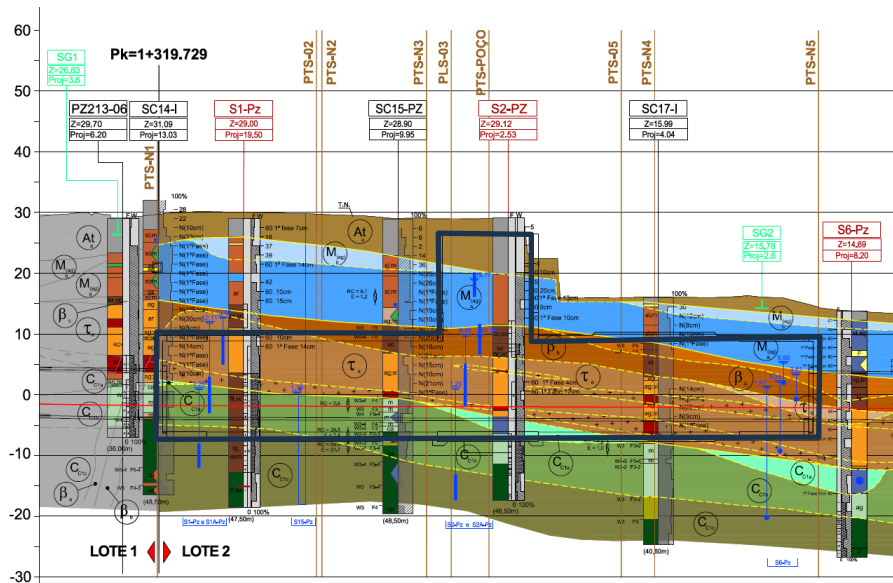


Figura 3. Modelo geológico-geotécnico no perfil longitudinal da Estação Santos.

No Quadro 1 apresenta-se o zonamento geotécnico e a parametrização geotécnica considerada no dimensionamento estrutural das estruturas executadas a céu aberto da Estação Santos.

Quadro 1. Parâmetros geotécnicos adotados.

Unidade	γ (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)	E' (MPa)	K_0	ν	Legenda
At	18	20	0	29	14	0,5	0,35	E' – módulo de
M(ag) _b	21	22	0	28	19	0,8 - 1,0	0,38	deformabilidade do maciço;
M(ag) _a	22	23	10	33	61	0,8 - 1,0	0,33	ν – coeficiente de Poisson do
β_b	25	25	60	38	500	0,5	0,26	maciço;
τ_a	21	22	60	35	228	0,5 - 1,0	0,27	γ – peso específico do maciço;
Cc1a	23	24	50	32	60	0,5 - 1,0	0,23	ϕ' – ângulo de atrito interno do
Cc1b	24	24	100	38	400	0,5 - 1,0	0,21	maciço;
								c' – coesão efetiva do maciço.

Para o dimensionamento estrutural do poço principal e do poço de acesso à Av. D. Carlos I, tendo em consideração o faseamento construtivo das contenções e a amplitude dos movimentos necessários para a mobilização do estado de impulso ativo, e conforme previsto no Anexo C.3 da NP EN 1997-1:2010 e

também baseando nos resultados de análises de sensibilidade desenvolvidas no Plaxis, para as unidades terrosas do miocénico e do “complexo vulcânico de Lisboa”, adotou-se um coeficiente de impulso horizontal ($K^* = \sigma_h / \sigma_v$) ponderado entre o estado ativo (K_a) e o estado em repouso (K_0).

O módulo de reação (K) dos apoios elásticos foram estimados a partir do módulo de deformabilidade do (E') e do coeficiente de Poisson (ν) dos complexos geomecânicos envolventes, cujos valores foram aferidos em análises de sensibilidade desenvolvidas no Plaxis.

$$K = \frac{E}{1-\nu^2} \quad (1)$$

Os módulos de reação (k) dos apoios elásticos adotados são os apresentados no Quadro 2.

Quadro 2. Módulos de reação adotados.

Unidade	K [kN/m ²]
At	Sem mola
M(ag) _a	67 500
$\tau_a / \beta_b / Cc1a$	265 000
Cc1b	525 000

Na Fig. 4 apresenta-se o zonamento adotado para a formulação dos modelos de análise estrutural.

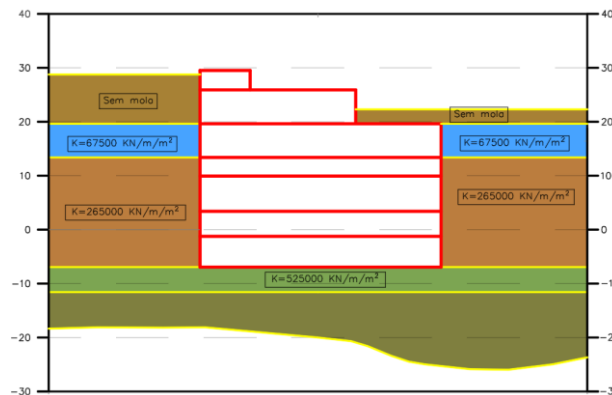


Figura 4. Zonamento geotécnico adotado para a análise estrutural. Estruturas a céu aberto.

2.2 Interferências na zona envolvente da obra

O projeto insere-se numa zona urbana cujo edificado foi construído em diferentes períodos históricos e em que a sua composição, estado de conservação e tipo de estrutura, variam significativamente. Foi realizada uma análise de danos às edificações na zona envolvente da obra, tendo-se identificado as medidas de mitigação de danos necessárias implementar previamente à execução das escavações. Estas medidas vão desde a simples Instrumentação e Observação até ao reforço estrutural e recalçamento dos edifícios mais críticos. Na avaliação de danos foi tida em consideração a suscetibilidade dos edifícios existentes, assim como o seu valor histórico-patrimonial, particularmente se no que respeita ao património classificado.

Para a execução das estruturas a céu aberto da Estação Santos houve necessidade de realizar a demolição dos edifícios contemporâneos identificados a amarelo na Fig. 5 abaixo. Estas demolições, que foram precedidas por sondagens arqueológicas, tiveram o acompanhamento de uma equipa de património garantindo-se sempre a salvaguarda do património relevante.

O edifício da Associação Paroquial de Santos-O-Velho (APSOV), com uma área de implantação de cerca de 35 m x 55 m e posicionado parcialmente sobre a galeria Norte da estação, encontra-se a ser construído em simultâneo com a estação. A solução estrutural da estação teve em conta este

condicionamento em termos de geometria e cargas, garantindo que essa nova construção não interferirá na segurança estrutural da estação.



Figura 5. Identificação das interferências a demolir no recinto do quartel dos bombeiros.

3. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL DAS ESTRUTURAS EXECUTADAS A CÉU ABERTO

À exceção da laje do piso à cota (+10,33) que foi executada parcialmente em top-down para servir de escoramento provisório ao poço central, para as estruturas definitivas executadas a céu aberto foram adotados processos construtivos correntes, com soluções betonadas “in-situ” executadas com recurso a cofragens tradicionais com cimbre ao solo. Na conceção das estruturas definitivas adotaram-se soluções de betão armado clássicas constituídas por paredes, lajes maciças e aligeiradas, vigas e pilares de betão armado.

Na Fig. 6 apresenta-se a solução estrutural na zona do poço principal da Estação Santos. Tendo em conta a variabilidade das condições de fundação entre o lado norte e o lado sul da estação, optou-se por dividir a estrutura definitiva em 4 corpos independentes, separados por juntas de contração munidas de lâminas waterstop no seu contorno. As juntas estruturais que subdividem a estação em corpos independentes estão localizadas entre o poço principal e o revestimento definitivo da galeria da nave principal e entre o poço principal e a galeria de acesso à estação pela Av. D. Carlos I.

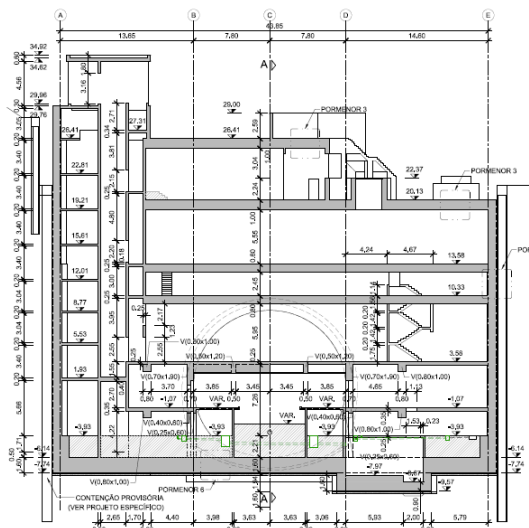


Figura 6. Corte longitudinal do poço principal da estação Santos ilustrando as soluções estruturais dos pisos.

A partir da análise do perfil geológico realizado com base nas sondagens existentes e na campanha complementar de prospeção, estabeleceu-se a cota (-7,74) para a fundação da laje de fundo na zona do poço principal da estação. A materialização do piso do sub-cais, na zona do poço principal, será realizada por betonagem, em 2ª fase, de um enchimento sobre a laje de fundo com 2,20 m de espessura, que albergará todos os equipamentos e infraestruturas previstos.

A estrutura de contenção do poço principal, que serve de ataque às galerias subterrâneas da estação, foi materializada por uma cortina de estacas, com capacidade de suporte para profundidades de escavação variáveis até valores máximos de 38,0 m. Esta cortina é constituída por estacas em betão armado com 1,0 m de diâmetro, em geral, afastadas a eixo de 1,50 m, com o espaço entre estacas preenchido com 15 cm de betão projetado, reforçado com fibras metálicas. A estabilidade da cortina é assegurada com recurso a escoramentos metálicos e ancoragens provisórias. Os escoramentos são do tipo perfis metálicos HEB 400 a 550 com geometria tipo pé de galinha. As ancoragens são constituídas por cabos de aço de alta resistência constituídos por 5 ou 6 cordões de 0,6”.

À cota (+10,33 m), imediatamente acima da abóbada da galeria principal executada em NATM, o travamento das estacas foi assegurado por uma laje de betão armado (a integrar na estrutura definitiva) e respetiva viga-parede, também em betão armado, ligada por ferrolhos às estacas. Esta laje vence o vão do poço (cerca de 18 m) e apoia-se em vigas-parede, que também serão integradas na estrutura definitiva da estação, por sua vez suportadas provisoriamente pelas estacas da contenção provisória. Esta solução teve por objetivo conferir maior rigidez a toda a estrutura de contenção, de forma a minimizar os deslocamentos ao nível das escavações. Na Fig. 7 apresenta-se uma vista aérea da contenção provisória.

Na zona do emboquilhamento das galerias subterrâneas da estação, dado o peso da estrutura, foram deixadas 2 estacas a atravessar as galerias que funcionam como apoios elásticos provisórios da viga-parede de betão armado que sustenta a estrutura de contenção acima da abóbada da galeria (ver Fig. 9 abaixo). Estas estacas serão demolidas quando as paredes exteriores do poço apoiarem a viga-parede da laje à cota (+10,33).

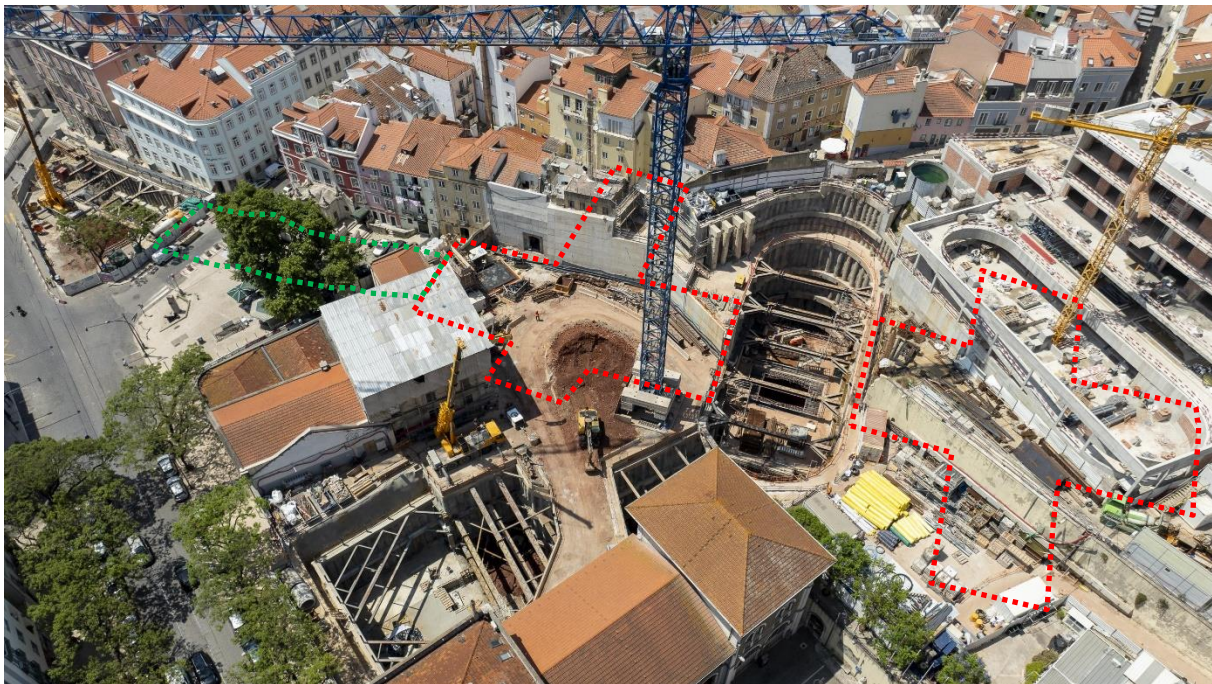


Figura 7. Vista aérea da estrutura de contenção provisória das estruturas a céu aberto.

4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

A determinação dos esforços de dimensionamento e dos deslocamentos foi realizada por modelos numéricos de elementos finitos em SAP2000. Foram também realizados modelos geotécnicos no programa Plaxis, onde foram aferidas as ações dos impulsos de terra e as rigidezes das molas consideradas nos modelos estruturais em SAP2000.

Os modelos de cálculo adotados para as estruturas definitivas encontram-se ilustrados na Fig. 8.

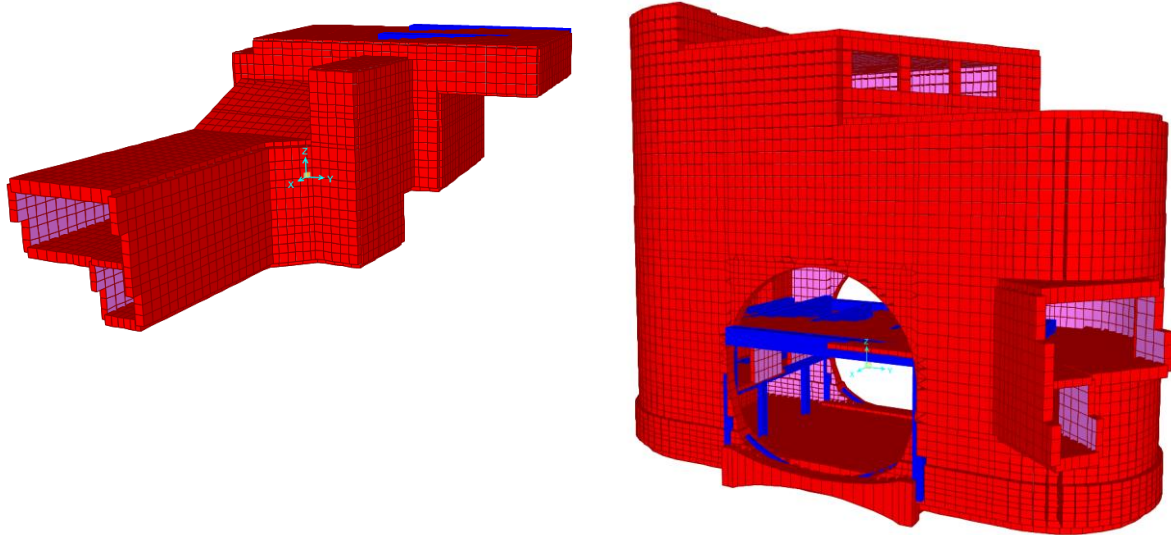


Figura 8. Modelo de elementos finitos 3D para a análise estrutural do Acesso à Av. D. Carlos I e do poço principal (estrutura definitiva).

Tendo em consideração a geometria tridimensional complexa da estrutura de contenção provisória, a mesma foi dimensionada com um modelo estrutural em SAP2000, tendo por base os impulsos de terreno obtidos no modelo numérico da contenção realizado em Plaxis. Na Fig. 9 apresenta-se o modelo de cálculo da estrutura de contenção provisória do poço principal.

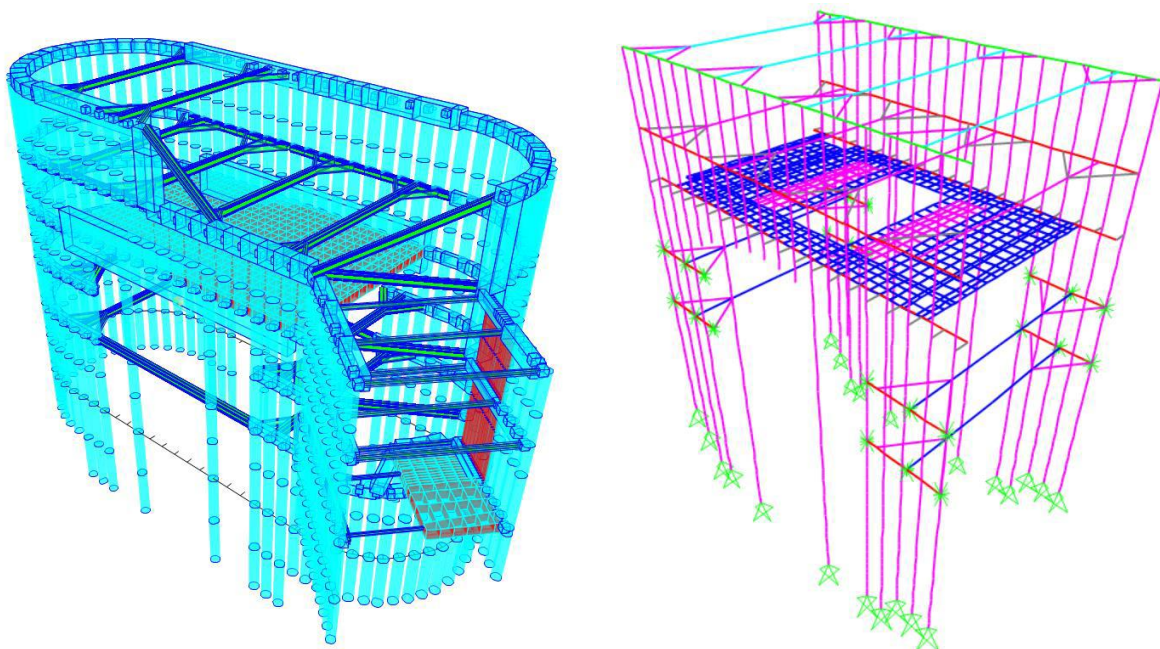


Figura 9. Modelo de elementos finitos 3D para a análise estrutural da contenção provisória do poço principal.

5. ANÁLISE SÍSMICA

A ação sísmica foi definida de acordo com a NP EN 1998-1 para a zona de Lisboa (zona sísmica 1.3 e 2.3). O valor da aceleração sísmica, a_g , foi determinado pela expressão apresentada no ponto 3.2.1 (3) do EC8: $a_g = \gamma_I \times a_{gr}$; em que γ_I é o coeficiente de importância que multiplica a aceleração sísmica de referência para um solo tipo A (rocha), a_{gr} .

O coeficiente de importância, γ_I , foi calculado tendo em consideração o período de vida útil da estrutura, de acordo com os pontos 2.1(3) e 2.1(4) do EC8, considerando uma probabilidade de excedência de 10% em 100 anos, utilizando a Eq. (2):

$$\gamma_I = (T_{LR}/T_L)^{-1/k} \quad (2)$$

Em que:

$T_L = 100$ anos e $T_{LR} = 50$ anos,

k é um expoente que, de acordo com o ponto NA 4.2.5 (5) P do anexo nacional do EC8, toma os seguintes valores: $k = 1,5$ para o sismo tipo 1, e; $k = 2,5$ para o sismo tipo 2.

Quadro 3. Quantificação da ação sísmica.

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	Observação
a_{gr} (m/s ²)	1,5	1,7	Quadro NA.I do EC8-1 (zona sísmica 1.3 e 2.3)
expoente k	1,5	2,5	Ponto 2.1(4) e NA 4.2.5 (5) P do EC8
γ_I	1,59	1,32	Ponto 3.2.1(3) do EC8
a_g (m/s ²)	2,38	2,24	Aceleração à superfície para um terreno tipo A

No que se refere à combinação das componentes direcionais da ação sísmica, adotou-se o preconizado no Eurocódigo 8, avaliando-se os esforços para a ação sísmica a atuar independentemente em cada direção e, posteriormente, combinando os esforços resultantes, como ilustrado nas Eq. (3) e (4).

$$S_x = 1.0 \times E_x \text{ "+" } 0.3 \times E_y \quad (3)$$

$$S_y = 0.3 \times E_x \text{ "+" } 1.0 \times E_y \quad (4)$$

em que,

"+" – significa ser combinado com;

E_x, y – são os efeitos da ação sísmica a atuar isoladamente na direção x e y , respetivamente.

Tratando-se de uma estrutura predominantemente enterrada, os efeitos e solicitações da ação sísmica nos elementos estruturais foram determinados pela aplicação de um campo de “deslocamentos sísmicos” imposto à estrutura. O campo de “deslocamentos sísmicos” aplicado foi determinado através de um modelo de elementos finitos bidimensional onde se incluiu a estrutura, de forma simplificada, e a estratificação do maciço de solo envolvente até um substrato rígido (rocha), simulado numa extensão tal que permite retirar os deslocamentos em “campo livre” e na fronteira com a estrutura. Estes “deslocamentos sísmicos” foram obtidos através da aplicação dos espetros de resposta definidos no Eurocódigo 8 para os sismos tipo 1 e 2 ao nível do substrato rochoso.

No modelo bidimensional, realizado com uma extensão de 300 m para cada lado da estrutura (Fig. 10), extraíram-se os dois perfis de deslocamentos: um a cerca de 30 m da estrutura, considerado representativo dos “deslocamentos sísmicos” em “campo livre”, e outro ao nível da estrutura. Até a uma distância de 30 m da estrutura os deslocamentos obtidos mantêm-se aproximadamente constantes, i.e. sem a influência da estrutura, verificando-se a partir desta distância uma atenuação progressiva dos valores dos deslocamentos até à proximidade da estrutura. Apresentam-se nas Fig. 10 e Fig. 11 o modelo considerado e os deslocamentos obtidos, respetivamente (foram realizados dois modelos bidimensionais, um para cada uma das direções principais da estrutura, a direção N-S e a direção transversal).

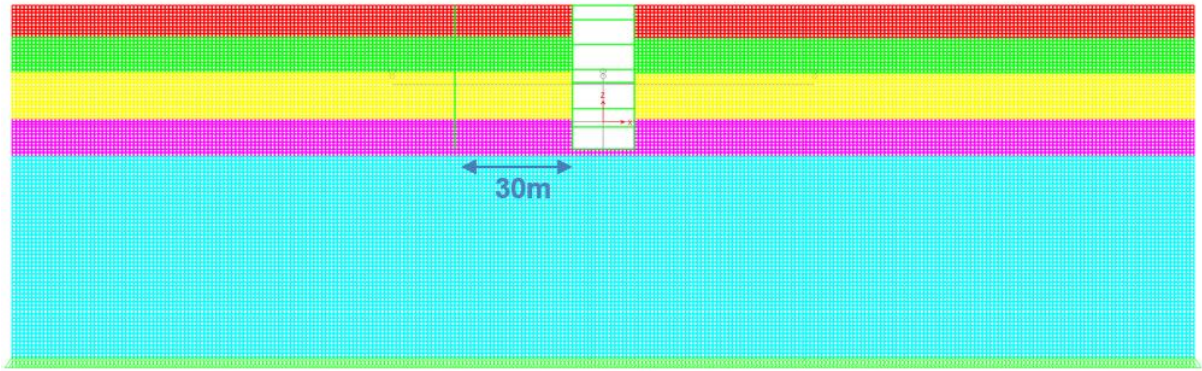


Figura 10. Modelo de análise 2D para obtenção do campo de deslocamentos.

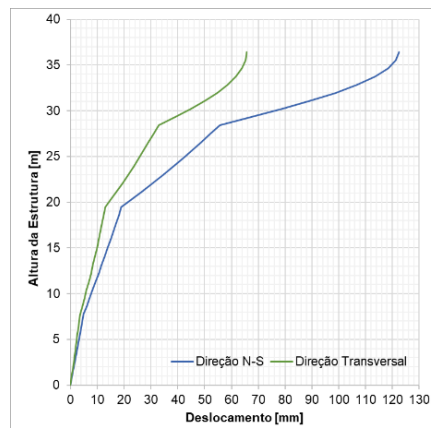


Figura 11. Modelo de análise 2D para obtenção do campo de deslocamentos.

O campo de “deslocamentos sísmicos” obtido no modelo 2D, em campo livre, foi aplicado no modelo 3D considerando a interação solo-estrutura simulada por barras de solo com comprimento e características mecânicas compatíveis. Assim, consideraram-se barras com um comprimento de 30 m, correspondente à distância entre o perfil de referência e a estrutura, e com área igual à área de influência dessa barra na parede da estrutura. As características mecânicas das barras foram calibradas, em termos de rigidez, de forma a obterem-se na parte mais flexível da estrutura, os deslocamentos obtidos no modelo 2D, eliminando-se assim a obtenção de esforços irrealistas nas zonas mais rígidas da estrutura (paredes transversais). Na Fig. 12 apresenta-se o modelo de cálculo para as ações sísmicas.

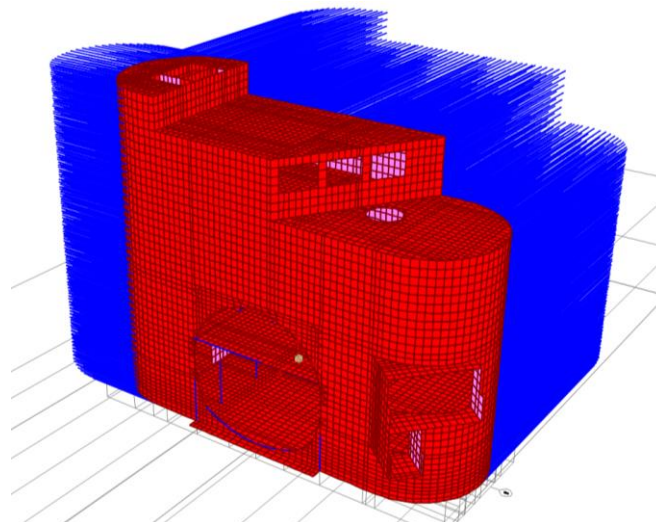


Figura 12. Modelo 3D para análise sísmica. Vista 3D.

No modelo de análise estrutural 3D, o comportamento não linear da estrutura, para o campo de “deslocamentos sísmicos” aplicado, foi incorporado pela consideração do coeficiente de comportamento $q=1,5$, de acordo com o definido na EN 1998 para este tipo de estruturas.

6. ASPETOS CONSTRUTIVOS

O desnível de cerca de 16 m existente na zona de implantação do poço central da estação e a existência de aberturas na contenção que interrompem o caminho das cargas, implicou a realização de uma cortina de contenção independente em leque no patamar superior do QRSB (ver Fig. 7 acima) e à adoção de escoramentos metálicos tridimensionais, que procuram restabelecer a continuidade do poço. Tendo em consideração o elevado esforço axial nestes escoramentos, a materialização de ligações metálicas enviesadas com parafusos a funcionar ao corte era muito gravosa, pelo que se adotaram plintos/berços de betão armado de forma a eliminar esforços de corte decorrentes do enviesamento das ligações (ver Fig. 13 abaixo).



Figura 13. Escoramentos metálicos tridimensionais para restabelecer a continuidade do poço central.

Na contenção independente em leque no patamar superior, para conter os edifícios da Tv. do Pasteleiro, dada a existência de caves no tardo da mesma, optou-se por executar um trecho com contrafortes materializados com uma cortina de estacas secantes colocada transversalmente à cortina, conforme ilustrado na Fig. 14 abaixo.

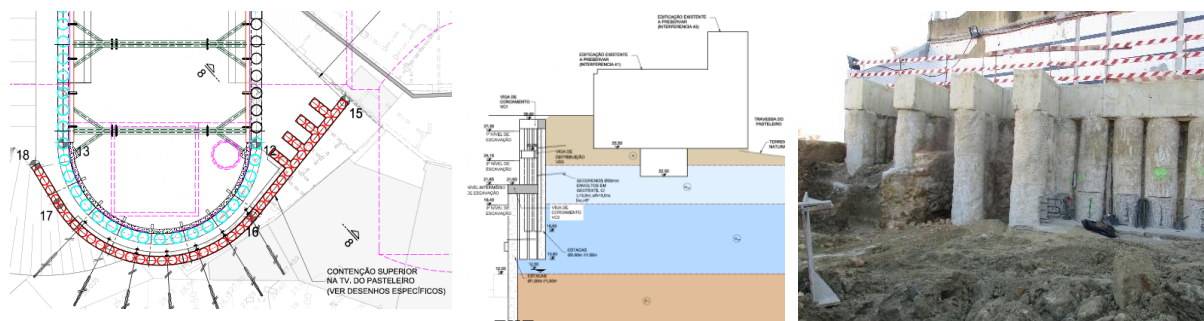


Figura 14. Contenção em leque no patamar superior - planta (à esq.) corte transversal (ao centro) e foto (à dir.).

Conforme referido acima, de forma a minimizar os deslocamentos na zona das escavações subterrâneas, e dispor-se de um travamento com alguma rigidez de flexão na base das estacas intersectadas pelas galerias em NATM, foi adotada uma laje de betão armado, a integrar na estrutura definitiva, executada em top-down. Para permitir a movimentação dos equipamentos de escavação e de betonagem e permitir a retirada e a colocação de materiais para a execução da obra, foi prevista uma abertura provisória no centro desta laje. A laje descarrega em vigas-parede que se encontram ligadas por ferrolhos selados com epóxi às estacas de contenção. Previu-se a demolição de dois alinhamentos de estacas localizados frente

à galeria principal, aquando da execução das paredes da estrutura definitiva do poço principal. Na Fig. 15 apresenta-se a solução acima descrita.

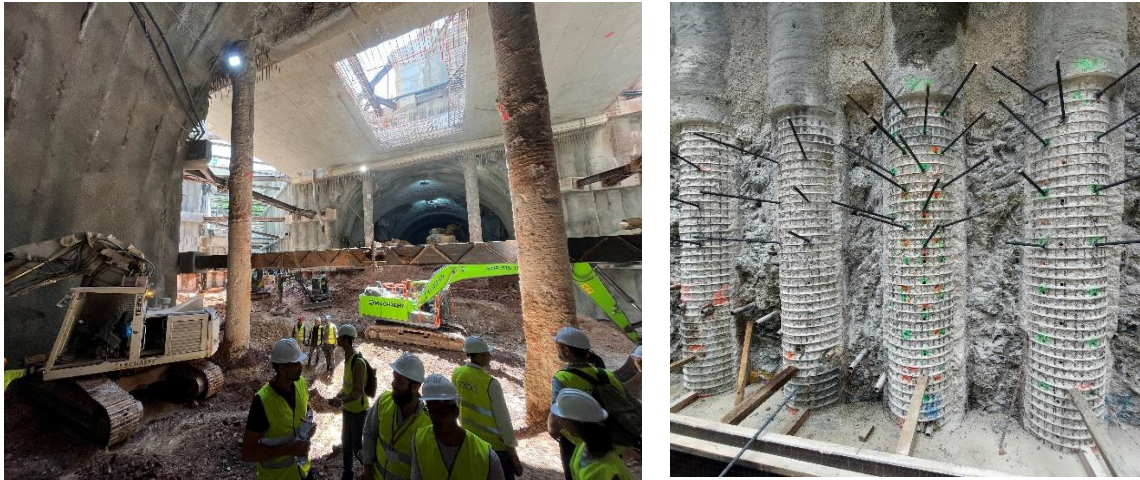


Figura 15. Laje de travamento e execução dos ferrolhos das vigas-parede à cortina de estacas.

Tendo em conta a estação situar-se abaixo do nível freático, com possibilidade de aparecimento de algumas afluências à obra, foi previsto um poço de bombagem provisório na laje de fundo do poço principal para permitir o alívio das subpressões, que na fase construtiva são superiores ao peso próprio da estrutura definitiva. Quando o peso próprio da estrutura definitiva for superior à impulsão, o poço de bombagem provisório será vedado com uma betonagem de 2ª fase. Na Fig. 16 apresenta-se o pormenor da poço de drenagem provisório.

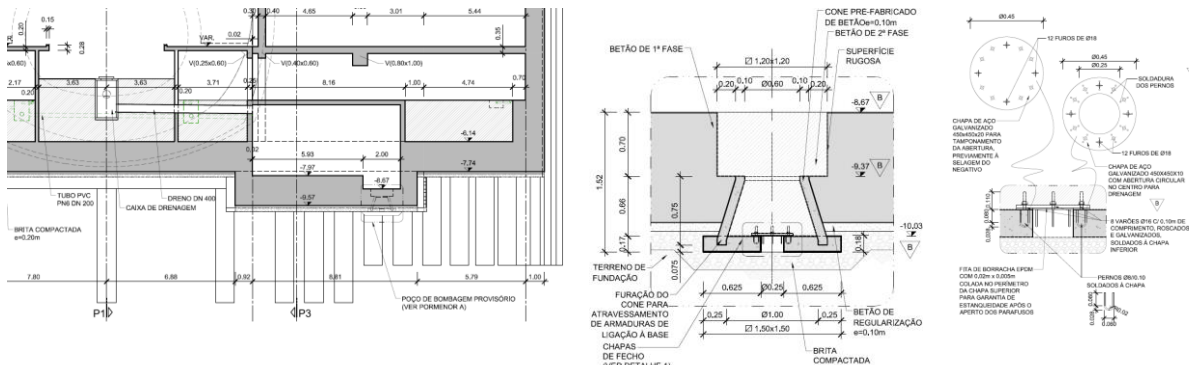


Figura 16. Drenagem provisória durante a fase construtiva para alívio da subpressão.

CONCLUSÕES

Este artigo abordou o dimensionamento e a execução das estruturas executadas a céu aberto da Estação Santos. A conceção estrutural e o faseamento construtivo da obra foram desenvolvidos tendo em conta os condicionamentos impostos pela sua implantação numa zona antiga da cidade, com património edificado denso e com relevância cultural e histórica. A elevada complexidade e multidisciplinaridade desta empreitada, aliada à multiplicidade de entidades envolvidas, resultaram num projeto de engenharia desafiante.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram projetados pelo consórcio que integra as empresas COBA e JETsj e que se encontram a ser realizados pelo agrupamento MSS ACE, constituído pelas

empresas Mota Engil e Spie Batignolles International. A fiscalização dos mesmos trabalhos é, por sua vez, assegurada pelo consórcio que integra as empresas Consulgal e Tecnoplano.

REFERÊNCIAS

- [1] Programa Preliminar de Concurso (Metropolitano de Lisboa, Ferconsult, 2020)
- [2] Projeto de Execução da Empreitada do Lote 2 (COBA-JETsj, 2021)
- [3] Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão Armado
- [4] Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência Sísmica

Lote 2 do prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa: Estação Santos – Cais do Sodré

G.R. Mateus¹

F. Naguindás²

M.C. Costa³

R. Pistone⁴

S. Ferreira⁵

R. Tomásio⁶

C. Fartaria⁷

C. Martins⁸

A. Pinto⁹

R. Pina¹⁰

A. Tavares¹¹

RESUMO

O Lote 2 do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa, com uma extensão de cerca de 665 m, integra a Estação Santos, implantada na zona do Quartel do Regimento de Sapadores Bombeiros (QRSB) que atualmente ocupa a área do antigo Convento da Esperança, do séc. XVI, um túnel executado pelo método NATM sob a zona do Chafariz da Esperança com cerca de 60 m de extensão, um túnel escavado a céu-aberto, do tipo Cut&Cover, que se desenvolve desde a Av. Dom Carlos I até à Av. 24 de Julho e que liga ao Término do Cais do Sodré existente e atualmente em operação. Entre a Estação Santos e a Estação Cais do Sodré será realizado o poço de ventilação PV218.

A execução de uma obra subterrânea numa zona de intensa ocupação urbana como a zona de Santos, que por força do reduzido recobrimento, dos condicionamentos de vizinhança e das formações geológicas intersectadas, é executada em grande parte a céu-aberto, reveste-se de uma complexidade não circunscrita apenas à componente geotécnica e estrutural. A abertura de uma trincheira ao longo do traçado do túnel acarreta a implementação de desvios de trânsito, rodoviário e ferroviário, bem como de todas as redes de infraestruturas existentes no subsolo. Para além da implementação de um exaustivo plano de instrumentação e observação a todo o edificado e infraestruturas na zona de influência da obra, foi realizada uma intervenção de reforço de 4 edifícios do tipo gaioleiro e uma obra especial de recalçamento de dois edifícios de 8 pisos elevados, de forma a permitir que o túnel de via passe sob estes.

No presente artigo, para além de uma apresentação geral das obras integradas no Lote 2: traçado, soluções construtivas e sequência de execução; apresentam-se as obras acessórias necessárias à implementação de uma linha de metropolitano localizada numa zona de densa ocupação urbana, nas imediações de património arquitetónico e arqueológico de relevo, e também as soluções encontradas para os desvios de trânsito, rodoviário e ferroviário, e desvio de serviços afetados.

Palavras-chave: Metro, Estação Santos e Cais do Sodré; Obras Subterrâneas

¹ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal. g.mateus@cobagroup.com

² COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal. f.naguindas@cobagroup.com

³ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal. c.costa@cobagroup.com

⁴ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal. r.pistone@cobagroup.com

⁵ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal. s.ferreira@cobagroup.com

⁶ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. rtomasio@jetsj.com

⁷ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. cfartaria@jetsj.com

⁸ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. cmartins@jetsj.com

⁹ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. apinto@jetsj.com

¹⁰ Metropolitano de Lisboa, E.P.E., Lisboa, Portugal. rui.pina@metrolisboa.pt

¹¹ Metro Santos Sodré, ACE, Lisboa, Portugal. antonio.tavares@mota-engil.pt

1. INTRODUÇÃO

A nova Linha Circular do Metropolitano de Lisboa, materializada através do prolongamento das linhas Amarela e Verde, desde a Estação Rato, atual estação terminal da Linha Amarela, até à Estação Cais do Sodré, atual estação terminal da Linha Verde, prevê a construção de duas novas estações: Estrela e Santos; e cerca de 2 quilómetros de túnel de via, permitindo o fecho destas duas linhas em anel, de modo a melhorar a mobilidade na zona central da cidade de Lisboa.

Esta expansão da rede do Metropolitano encontra-se dividida em quatro empreitadas distintas, nomeadamente:

Lote 1: Projecto e Construção dos Toscos entre o término da Estação Rato e a Estação Santos, integrando a nova Estação Estrela e terminando no tímpano norte da Estação Santos;

Lote 2: Projeto e Construção dos Toscos desde a Estação Santos até à Estação Cais do Sodré, integrando a nova Estação Santos e um novo átrio na Estação Cais do Sodré;

Lote 3: Projeto e Construção dos Toscos, Acabamentos e Sistemas – Viadutos do Campo-Grande

Lote 4: Projeto e Construção dos Acabamentos e Sistemas – Extensão Rato-Cais do Sodré

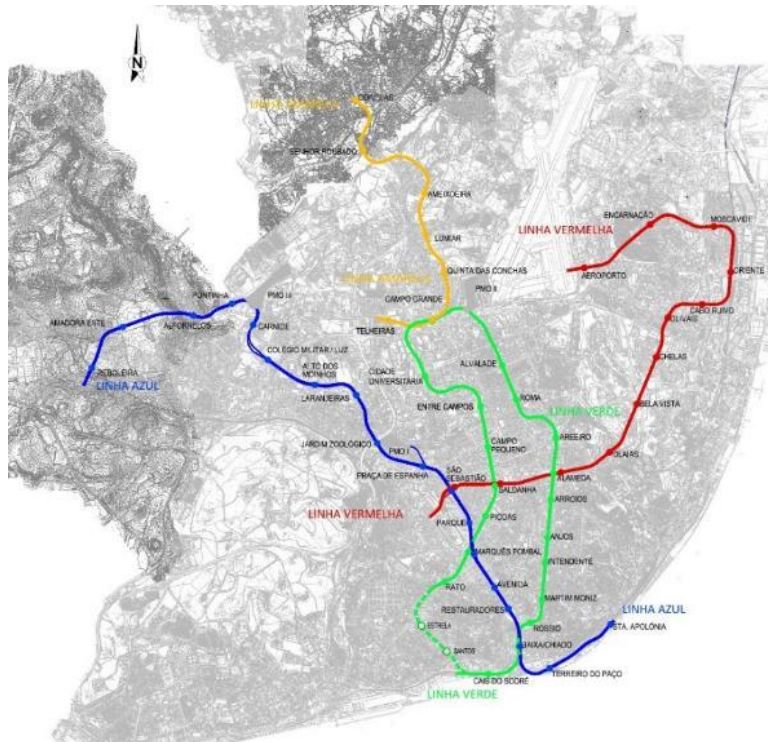


Figura 1. Plano de Expansão da Rede ML: Ligação das Linhas Amarela e Verde – Linha Circular2 [1].

A Empreitada de Projeto e Construção do Lote 2, a que diz respeito o presente artigo, tem uma extensão de cerca de 665 m, desde o tímpano norte da estação Santos até à ligação ao término do Cais do Sodré, atravessando uma zona de intensa ocupação urbana. Este Lote prevê a construção de uma nova estação (Estação Santos) e a remodelação do topo poente da Estação Cais do Sodré para criação de um novo acesso e novas ligações às plataformas ferroviários da Infraestrutural de Portugal (IP), assim como o túnel de via e um poço de ventilação, entre estas duas estações.

A Estação Santos, a cerca de 25 m de profundidade, encontra-se implantada na zona do Quartel do Regimento de Sapadores Bombeiros (QRSB) que atualmente ocupa a área do antigo Convento da Esperança, do séc. XVI, entre a Rua das Francesinhas e o Largo do Chafariz da Esperança, a poente da Av. D. Carlos I, onde será o seu principal acesso. O túnel de via será executado pelo método NATM sob a zona do Chafariz da Esperança, com cerca de 60 m de extensão, e pelo método Cut&Cover, dado o

reduzido recobrimento e as fracas características dos terrenos atravessados, desde a Av. Dom Carlos I até à Av. 24 de Julho, ligando ao Término do Cais do Sodré existente e atualmente em operação. Entre a Estação Santos e a Estação Cais do Sodré será realizado o poço de ventilação PV218, localizado na zona do Aterro da Boavista, no tardo do edifício do IADE.

Este artigo apresenta, de forma geral, as obras integradas no Lote 2: traçado, soluções construtivas e sequência de execução; assim como as soluções encontradas para os desvios de trânsito, rodoviário e ferroviário, e de serviços afetados; sendo publicado em conjunto com as seguintes comunicações:

- Estação Santos da Nova Linha Circular do Metropolitano de Lisboa – Dimensionamento e Aspectos Executivos das Estruturas Subterrâneas
- Estação Santos da Nova Linha Circular do Metropolitano de Lisboa – Dimensionamento e Aspectos Executivos das Estruturas Executadas a Céu Aberto
- Lote 2 do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa: Recalçamento de Edifícios de Médio Porte
- Lote 2 do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa: Ligação da Nova Linha ao Términus Existente
- Lote 2 do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa: Recalçamento de Edifícios Centenários

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Traçado

A solução de traçado, definida pelo ML no Programa Preliminar patenteado a concurso, foi condicionada pelo desnível de cerca de 52 m entre os dois pontos de ligação dos PBV (Plano Base de Via) dos atuais terminos do Rato e do Cais do Sodré, e pelo seu encontro com as vias existentes, que determinou o rumo do traçado nestes pontos, para além das várias condicionantes físicas existentes neste corredor, nomeadamente a necessidade de afastamento ao edifício do IADE e a existência de um parque de estacionamento subterrâneo no Largo Vitorino Damásio (Figura 2). Em perfil longitudinal, a inclinação máxima admitida para os traineis foi de 4,00% em plena via e de 0,30% em zonas de estação, terminos e vias de manobra e aparelhos de mudança de via. Em planta, o raio mínimo admitido para o traçado foi de 200 m, sendo que as estações foram dispostas em alinhamentos rectos.



Figura 2. Traçado em planta do Lote 2 (adaptado de [1]).

Na zona norte da Estação Santos o P.B.V encontra-se a uma profundidade, relativamente à superfície, de cerca de 35 m, sendo que a mesma diminui com a orografia do terreno, atingindo profundidades de cerca de 15 m na ligação ao término existente.

2.2 Geológico-geotécnicos

O modelo geológico adotado baseou-se na informação do Programa Preliminar do ML e na campanha de prospeção complementar realizada no âmbito da empreitada do Lote 2. A geologia ocorrente no Lote 2 pode ser subdividida em duas partes: a primeira, até à entrada no paleovale resultante da antiga linha de água que se prolonga do alinhamento da Rua de S. Bento, onde predominam os terrenos miocénicos (Argilas dos Prazeres) e o Complexo Vulcânico de Lisboa (CVL), compostos por brechas, basaltos, tufos e calcários da formação da Bica; e a segunda, a partir da entrada no paleovale, onde se verifica a presença de aterros e aluviões, de predominância arenosa ou argilosa, sobrejacentes aos terrenos miocénicos e ao CVL. As unidades litológicas, que em geral apresentam uma inclinação para S-SE, foram subdivididas em subunidades, de acordo com critérios litológicos, para melhor adequar e otimizar as soluções desenvolvidas.

De forma geral, a escavação da estação Santos, nomeadamente a parte mineira, desenvolve-se sobretudo ao nível da abóbada em materiais do CVL do lado norte (tufos e basaltos com diversos graus de alteração, mas em geral muito fraturado) e em materiais miocénicos no lado sul. Ao nível da soleira ocorrem calcários cretácicos. No túnel NATM ocorrem materiais miocénicos ao nível da abóbada e do CVL ao nível da soleira. O túnel Cut&Cover, a partir da entrada no paleovale, (cuja zona central grosso modo coincide com o aterro da Boavista como patente na Figura 3), encaixa-se num domínio de terreno de morfologia plana à superfície e com presença de aluviões. Nesta zona de intervenção, a geologia é caracterizada, na parte superior, pela presença de aterros – At, até cerca dos 7,5 m de profundidade máxima, abaixo dos quais domina a presença de materiais aluvionares, de predominância arenosa, no trecho inicial, e argilosa, no trecho final de ligação ao término CS.

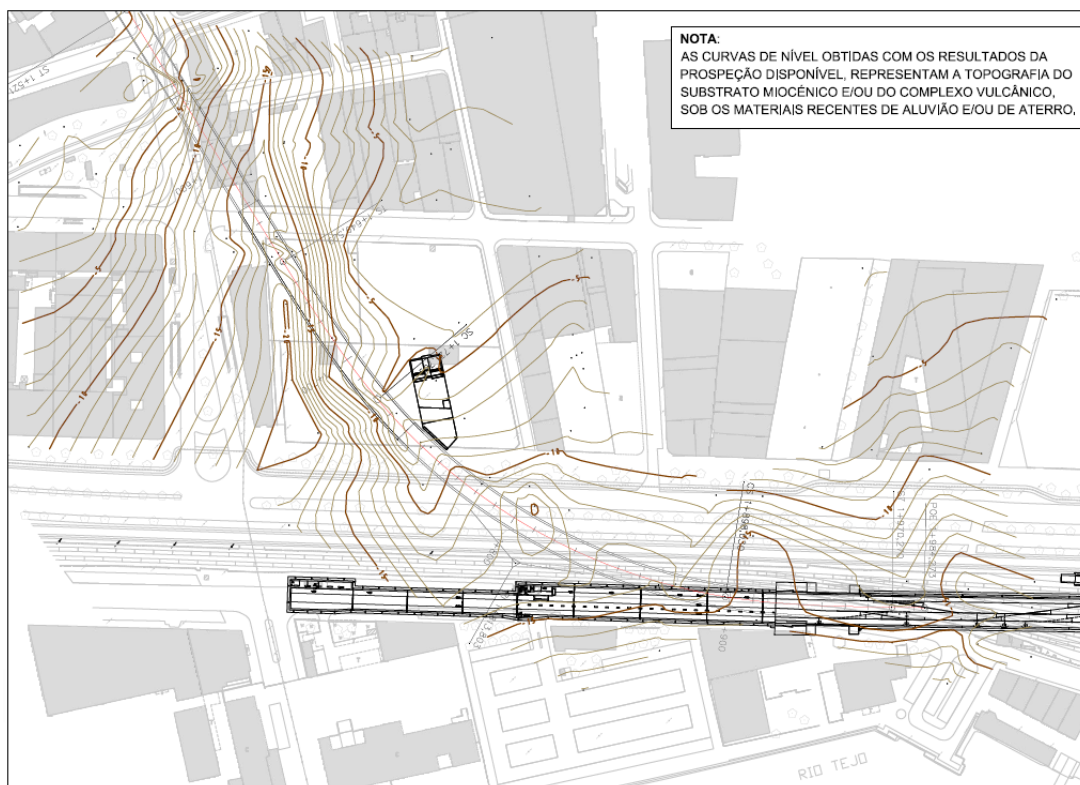


Figura 3. Paleovale na continuidade da antiga Ribeira na Rua de S. Bento (Aproximação à definição da topografia do substrato sob os depósitos aluvionares e de aterro recentes, com base nos resultados de prospeção. Note-se que o paleovale na continuação da R. de S. Bento, ocorre bem marcado) [2].

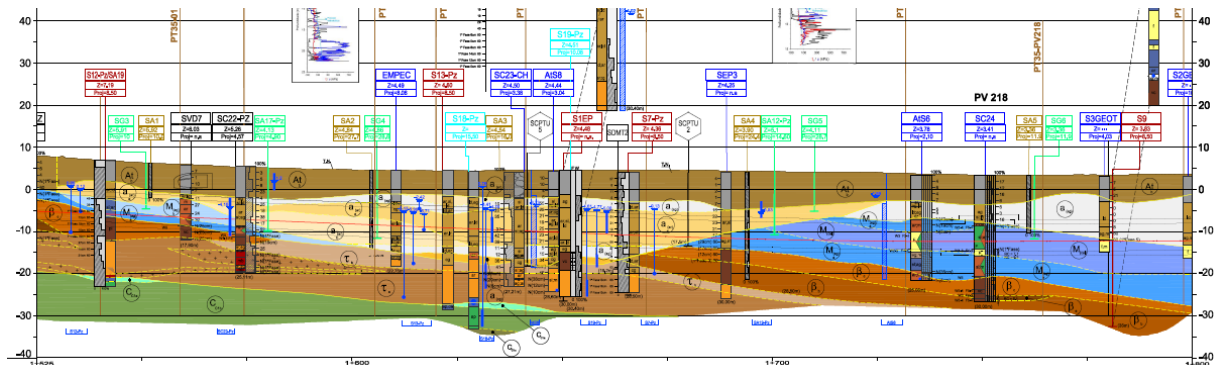


Figura 4. Modelo geológico- adotado para o trecho na zona envolvente ao aterro da Boavista, com implantação em perfil dos trabalhos de prospeção geotécnica complementar em profundidade [2].

2.3 Desvios de transito rodoviário e ferroviário

Desde a R. da Esperança para sul, a obra do Lote 2 é executada com escavações a céu-aberto que intersectam vias rodoviárias e ferroviárias, em eixos de relevo para a mobilidade urbana da cidade de Lisboa e que não podem ser interrompidos, dos quais se destacam:

- trânsito rodoviário na Av. 24 de Julho;
- trânsito rodoviário na Av. D. Carlos I;
- linha Caminho de Ferro (CF) Lisboa-Cascais da IP;
- linha do Elétrico 25 da Carris - no cruzamento da Av. D. Carlos I com a Calçada do Marquês de Abrantes;
- linha do Elétrico 15 da Carris – na Av. 24 Julho.

Tendo em consideração a importância destas vias para a cidade, houve a necessidade de garantir que qualquer desvio de trânsito efetuado fosse previamente analisado através de microssimulações, suportadas por contagens de tráfego, de forma a aferir previamente os níveis de serviço das soluções encontradas, nomeadamente em termos de extensão média de filas de espera e tempos médios de percurso e atrasos.

2.4 Serviços afetados

A empreitada do Lote 2 intersecta praticamente todo tipo de infraestruturas existentes no sub-solo da cidade de Lisboa: rede elétrica da E-Redes em BT, MT, AT e iluminação pública; rede eléctrica da Carris; rede de distribuição de água da EPAL; redes de drenagem da CML, ADTA e APL; rede de Gás GDL; redes de telecomunicações da Altice/MEO/PT, ONI, COLT, NOWO, IP-telecom, NOS, ARTelecom e STM, que não podem ser suprimidas e das quais se destacam os elementos mais críticos:

- coletor PEAD DN630 da rede em “alta” da ADTA e coletor Ø1500 betão da CML, no passeio norte da Av.24 de Julho;
- adutora dos Barbadinhos Ø1200 da EPAL, na Av. 24 de Julho;
- coletor Ressano Garcia – coletor do final do sec.XIX em alvenaria de tijolo argamassado com 1800x2400 mm, e coletores ovoides de 800x1200 mm e 1900x2400 mm, na Av. 24 de Julho;
- coletor Nova II (em betão 2,8x3,0 m) e coletor oval 1,2x1,8 m da rede em “baixa” da CML e colector PEAD DN 600 na Av. D. Carlos I.

2.5 Interferências - instrumentação e observação e análise de danos

Genericamente, foi realizado o levantamento de todas as interferências dentro da faixa de 25 m para cada lado do eixo do traçado, e na zona de influência das escavações, sejam elas edificações, serviços existentes (redes saneamento e abastecimento de água e redes elétricas) ou infraestruturas, tendo-se realizado uma análise de danos induzidos pelas escavações da empreitada a cerca de 40 edifícios, 3 serviços críticos e 8 infraestruturas (da Carris e da I.P.).

Das análises de danos realizadas resultaram medidas de mitigação específicas que, para além da adoção de processos construtivos que induzam assentamentos reduzidos, vão desde a simples Instrumentação e Observação até ao reforço e/ou recalçamento de edifícios, sendo de referir o recalçamento de dois edifícios centenários na Tv. do Pasteleiro, com 5 pisos elevados e estrutura em alvenaria de pedra argamassada e pisos de madeira, e a execução de uma cortina de estacas como elemento barreira à propagação de assentamentos no contorno do antigo Coro Alto da Igreja do Convento da Esperança, do séc. XVI (ver Figura 5).

O plano de Instrumentação e Observação implementado, que também teve por base a identificação dos cenários de risco associados à obra, resultou na instalação de uma quantidade significativa de aparelhagem, nomeadamente: 389 prismas topográficos em edifícios e contenções, 166 prismas topográficos de pavimento, 35 inclinómetros, 14 extensómetros multiponto, 47 prismas topográficos para carril, 194 prismas de convergência na obra subterrânea, 8 piezómetros, 32 fissurómetros, 26 tiltímetros, 21 sensores de nível líquido e 21 extensómetros de corda vibrante. Para cada instrumento foram definidos limites de alerta, referência e alarme, que tiveram por base os valores previstos nos modelos de cálculo para a combinação característica de acções. Foi também implementado um Plano de Contingência para cada um dos potenciais cenários de risco identificados.

Os critérios de avaliação de danos foram definidos em função do tipo de interferência, sendo que para os edifícios foi utilizada a metodologia de Burland (1995) [4], para os serviços adotou-se a metodologia de Attewell (1986) [5] e para as infraestruturas ferroviárias seguiram-se os critérios indicados na normativa técnica das entidades. Foram ainda consideradas as recomendações do Eurocódigo 7, Anexo H e complementadas pelo relatório ITA/AITES 2006 [6]. Para os edifícios classificados como património de elevado valor cultural e histórico, foi considerado um factor de agravamento, função da suscetibilidade do edifício para tolerar os assentamentos sem apresentar danos significativos. Esta avaliação de danos foi realizada com o apoio do programa de cálculo automático Oasys Xdisp Pro.

2.6 Património

Tendo em consideração a implantação da obra numa zona de carácter urbano consolidado com ocupação ancestral, foram realizadas sondagens arqueológicas e parietais previamente ao arranque dos trabalhos, tendo-se estabelecido metodologias de execução de forma a salvaguardar a preservação das eventuais pré-existências durante a fase de escavações, nomeadamente na zona envolvente da Estação Santos, localizada na zona do antigo convento da Esperança, bem como no trecho final do traçado situado na zona ribeirinha na área do designado Aterro da Boavista.



Figura 5. Antigo coro da Igreja: cortina de estacas “barreira”, atirantamento dos arcos e painéis originais pintados em talha dourada encontrados sob o tecto falso existente.

Para além das remanescências do antigo Convento da Esperança, onde ainda permanece o antigo Coro da Igreja, há a referir o aqueduto e Chafariz da Esperança, ambos classificados como património pela Direção Geral do Património Cultural (DGPC), tendo sido desenvolvido um Estudo da Paisagem Histórica Urbana e um Plano de Salvaguarda e Compensação do Património Cultural.

2.7 Hidrogeológicos

Dada a possibilidade da execução da trincheira do túnel Cut&Cover interromper a percolação das águas subterrâneas, foi realizado um estudo específico, suportado por ensaios de bombagem, a instalação de piezómetros e ensaios de maré, e desenvolvido um modelo hidrogeológico na zona de intervenção. Este estudo resultou na implementação de medidas de mitigação do impacto hidrogeológico, de forma a garantir a continuidade hidráulica de um lado para o outro da trincheira, garantindo uma percolação semelhante à atual, através da realização de furos com colocação de geodrenos nas contenções.

2.8 Ambientais

Com o objetivo de dar resposta às condicionantes, recomendações e exigências estabelecidas na Declaração de Impacte Ambiental (DIA), foram desenvolvidos diversos estudos ambientais, entre os quais se destacam: os estudos de ruído e vibrações e os estudos geoambientais.

Os estudos geoambientais foram realizados para avaliar a presença e extensão de solos contaminados resultantes das atividades passadas no local, bem como o destino adequado dos solos a escavar. O estudo envolveu 28 sondagens mecânicas ambientais, com análise laboratorial de 127 amostras de solo e 5 amostras de água subterrânea. Os resultados foram comparados com os valores de referência da APA, os critérios de perigosidade dos resíduos e os critérios de admissibilidade em aterros de resíduos inertes.

Os estudos de ruído e vibração foram realizados de forma a garantir que o ruído e as vibrações induzidas pela futura passagem das composições se mantêm dentro dos limites de conforto, tendo-se adotado limites que garantem que a passagem das composições seja imperceptível. Como tal, a laje de via será isolada com uma manta anti-vibrátil em toda a extensão sendo que, na zona de passagem por baixo dos edifícios 41-44 da Av. D. Carlos I, será adotada uma solução de tabuleiro flutuante, através de uma laje simplesmente apoiada sobre aparelhos de apoio calibrados para atenuar as vibrações.

3. CONCEÇÃO GERAL DA OBRA E SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS

O troço de túnel entre a estação Santos e a inserção no Término do Cais do Sodré (CS), face às características do terreno e ao perfil longitudinal, é executado recorrendo a escavação a céu aberto existindo apenas um pequeno troço inicial, na zona do Chafariz da Esperança, que é executado pelo método mineiro NATM, para salvaguarda e proteção deste monumento classificado nacional.

Dado que o traçado intersecta os edifícios nº 42 e nº 44 na Avenida D. Carlos I, ambos com 9 pisos elevados e 1 cave, com estrutura de betão armado e fundações em estacas moldadas, e uso predominantemente habitacional, foi executada uma obra especial de recalçamento, a Obra Especial 3 (OE3), apresentada numa comunicação específica. Também na ligação ao Término CS, será executada uma Obra Especial de reforço da estrutura existente, a Obra Especial 7, apresentada numa comunicação autónoma.

O trecho a céu-aberto é materializado com uma estrutura de contenção provisória entivada interiormente a vários níveis por meio de sistemas de escoramentos metálicos, apoiados em vigas em betão armado, ou longarinas metálicas, nos casos em que as mesmas tenham que ser removidas por colidirem com a estrutura definitiva, permitindo a escavação até à cota de base do túnel. Posteriormente, a execução da referida estrutura será compatibilizada com a desativação dos escoramentos e a reposição das cotas atuais será feita à custa de um aterro sobre a laje de cobertura do túnel. As soluções de contenção

adotadas variam ao longo do traçado, tendo em contas as condições geológico-geotécnicas e os requisitos de estanqueidade:

- a norte da OE3, atravessando a Av.D. Carlos I, será executada uma cortina de estacas Ø800 mm em betão armado afastadas a 1,2 m, com três níveis de travamento por escoras metálicas horizontais. Na zona de transição com o NATM, as escoras metálicas são substituídas por ancoragens provisórias. Entre as estacas armadas, no troço inicial (mais a norte) será executado um revestimento em betão projetado, onde os materiais o permitem, e no troço sul, onde a escavação intersecta materiais menos competentes, serão executadas estacas plásticas secantes;
- a sul da OE 3, dada a presença de solos menos competentes e a necessidade de garantir uma melhor estanqueidade, adotou-se uma solução de contenção por painéis de parede moldada, com uma espessura de 600 mm no troço inicial e de 800 mm no atravessamento da Av.24 de Julho, dada a presença de uma espessura muito elevada de aluviões argilosas de muito fraca consistência. Na ligação ao Término CS, dada a proximidade à linha CF em exploração, e após se ter verificado um fenómeno de instabilização durante a escavação de um painel de parede moldada por perda da bentonite pelo fundo da escavação, optou-se por alterar a metodologia para estacas secantes executadas com tubo moldador metálico recuperável. Neste trecho adotaram-se quatro níveis de travamento por escoras metálicas horizontais.

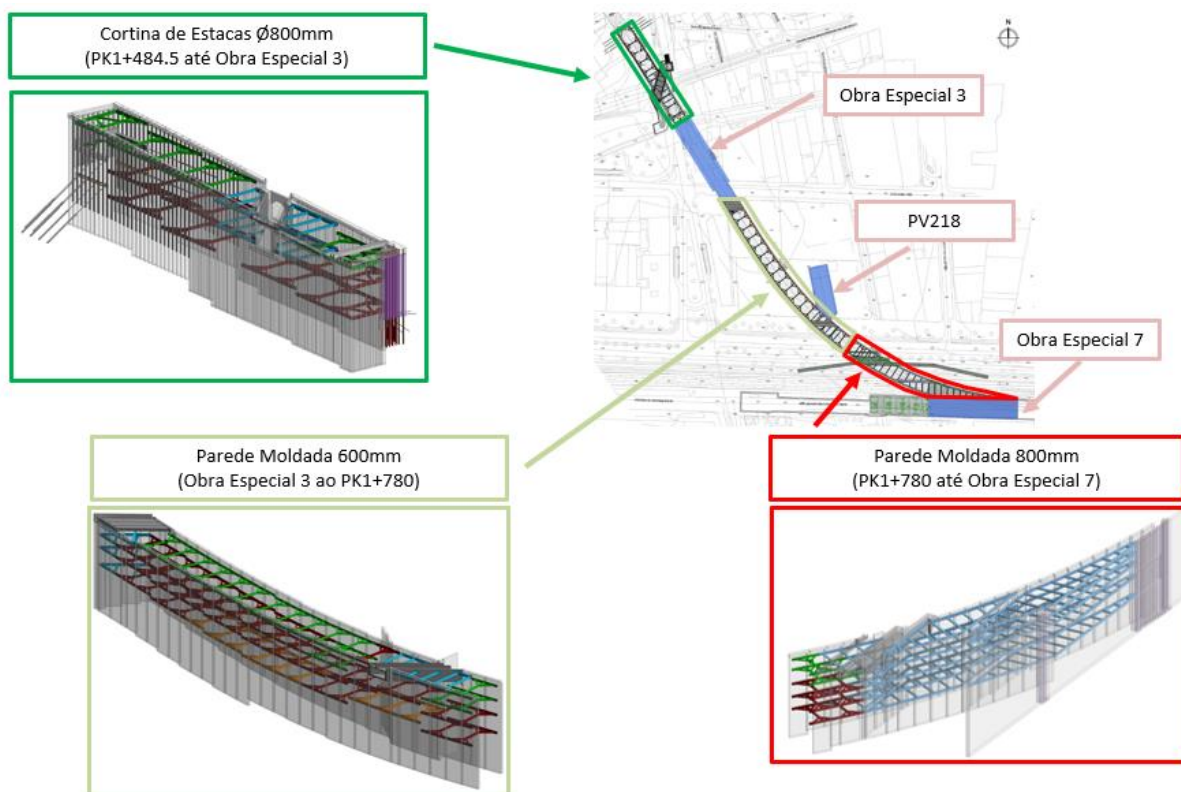


Figura 6. Túnel Cut&Cover. Soluções de contenção provisória (adaptado de [1]).

O trecho em NATM será executado de forma faseada, por avanços, em duas fases: a Fase I, correspondente à execução da calote superior; e a Fase II, relativa ao rebaixo da secção, executando-se a Fase I na totalidade do túnel antes do início da Fase II. O suporte primário (provisório) é composto por 20 cm de betão projetado reforçado com fibras metálicas e cambotas metálicas TH21 afastadas de 1 m. Os avanços da calote superior serão em geral de 2 m, sendo reduzidos para 1 m na zona de influência do chafariz e da galeria da Esperança, de forma a minimizar os assentamentos à superfície. Na frente de escavação serão executadas pregagens sistemáticas de fibra de vidro, de barra com $\phi 28$ mm, com 12 m de comprimento, e geodrenos $\phi 50$ mm também com 12 m. Nos hasteais do túnel, nos basaltos, também serão aplicados geodrenos $\phi 50$ mm com 3 m e afastamento a ajustar em função da realidade hidrogeológica efetivamente encontrada durante as escavações.

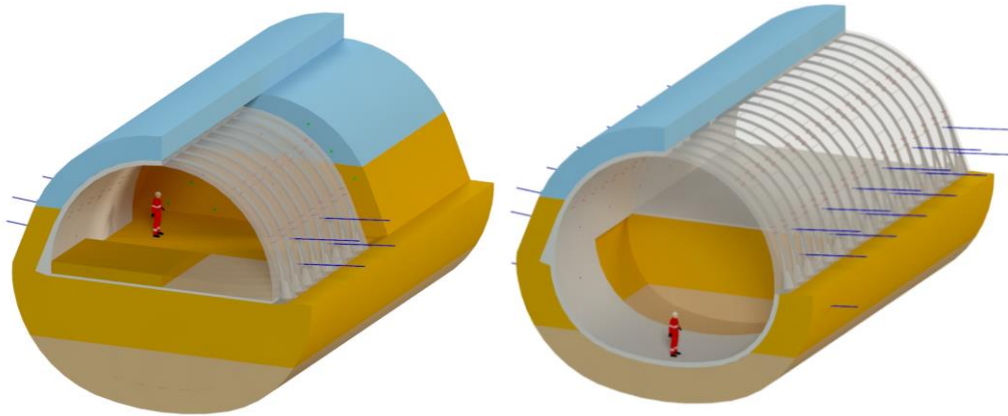


Figura 7. Vista 3D da execução do suporte primário do Túnel NATM: Fase I – à esquerda; Fase II – à direita.

No que se refere à estrutura definitiva do túnel, no trecho NATM, a solução consiste numa abóbada circular com 8,70 m de diâmetro interno e soleira em arco invertido, com 0,40 m de espessura de betão armado constante em todo o contorno. O túnel NATM será impermeabilizado com recurso a uma barreira geossintética constituída por uma geomembrana impermeabilizante (policloreto de vinil) com 2 mm de espessura protegida com geotêxtil (polipropileno) com 500 g/m², em todo o seu contorno (*full-round*), compartimentada longitudinalmente através da solidarização de perfis extrudidos flexíveis à geomembrana ao longo do perímetro do túnel, a cada 8 m.

No trecho a céu-aberto, a estrutura definitiva do túnel, em betão armado, será constituída por uma secção em quadro fechado, com hasteais com 0,8 m de espessura e lajes de soleira e topo com 1,00 m. O túnel Cut&Cover será impermeabilizado através da aplicação de uma barreira geossintética de bentonite complementada com uma tela de PEAD exterior. As soluções comerciais adotadas foram validadas através de ensaios realizados com amostras de água subterrânea recolhida ao longo do traçado, tendo-se garantido a compatibilidade química destas águas com a bentonite. Tendo em consideração a presença de águas salinas, a sul da OE3 adotou-se uma bentonite aditivada com polímeros.

Na Figura 8 apresentam-se as secções definitivas do túnel, com a representação das vias, o gabarit limite de obstáculos, definido pelo contorno das carruagens e um espaço obrigatório de 350 mm livre na envolvente a estas, a largura de 900 mm para a passagem livre de pessoas, e a drenagem e enchimento de via, entre outras.

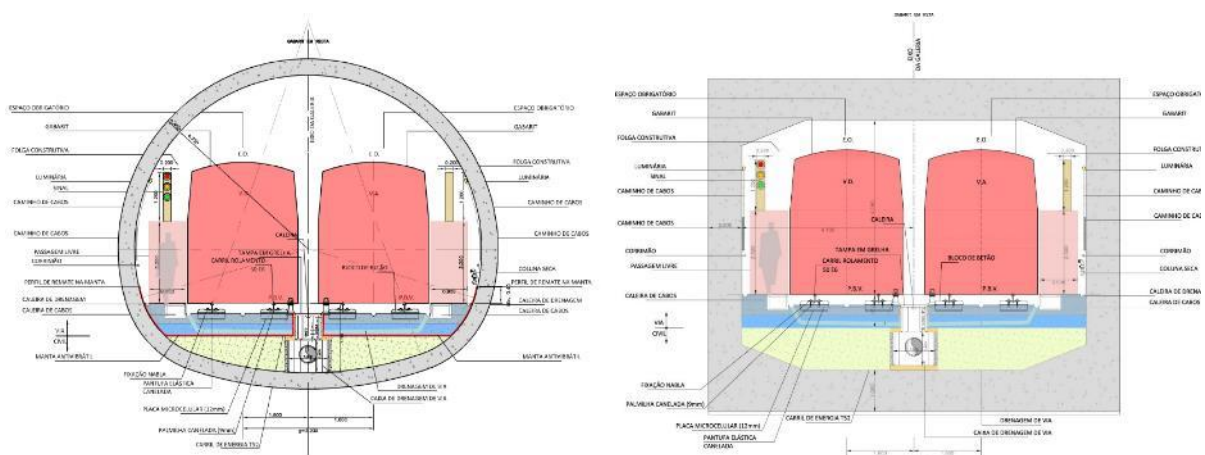


Figura 8. Vista 3D da execução do suporte primário do Túnel NATM: Fase I – à esquerda; Fase II – à direita.

A implantação do poço de ventilação PV218 foi compatibilizada com um futuro empreendimento urbanístico previsto para a zona do aterro da Boavista. A escavação do poço será feita a céu aberto, com recurso a uma estrutura de contenção provisória de paredes moldadas, multi-escorada a diversos níveis. A estrutura definitiva do poço é independente da estrutura de contenção e será executada com betão

armado, com uma laje de cobertura com espessuras que variam entre 0,80 e 1,00 m, que suporta até cerca de 10 m de aterro, paredes exteriores com espessuras entre 0,60 e 0,75 m, lajes interiores para albergar diversos pisos (poço de bombagem, salas de ventilação, transformadores e quadros elétricos) e fundações diretas, com uma laje de ensoleiramento geral com 1,20 m de espessura. O poço terá um sistema de impermeabilização constituído por uma barreira geossintética de bentonite, aditivada com polímeros e complementada com uma tela de PEAD exterior, semelhante ao adotado para o túnel contíguo.

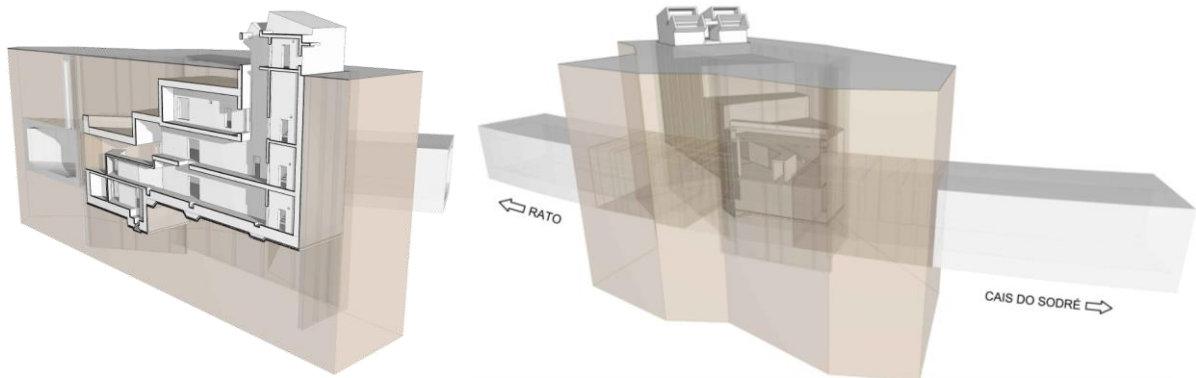


Figura 9. Vistas 3D da estrutura do PV218.

No que se refere às soluções para o desvio de serviços afetados (SAF), tendo em consideração que a trincheira do túnel “corta” por completo aquela zona da cidade, houve a necessidade de fasear a execução da trincheira, de forma a possibilitar a execução de alguns troços prévios com travessias sobre a trincheira que albergassem todo o tipo de serviços nas imediações. Deste modo previu-se a execução de diversas “caleiras multi-redes”, em alguns casos associadas também aos desvios rodoviários ou ferroviários (elétrico da Carris), sendo de referir:

- a travessia da trincheira da Av.D. Carlos I, com um vão de 16 m, integrando o desvio do coletor Nova II (3,0x3,0 m²), do coletor da ADTA Ø600, das redes elétricas da E-redes e da Carris, das redes de telecomunicações, da rede de gás GDL e da rede de água da EPAL, para além de servir também como pontão rodoviário para os desvios de trânsito (ver Figura 10);

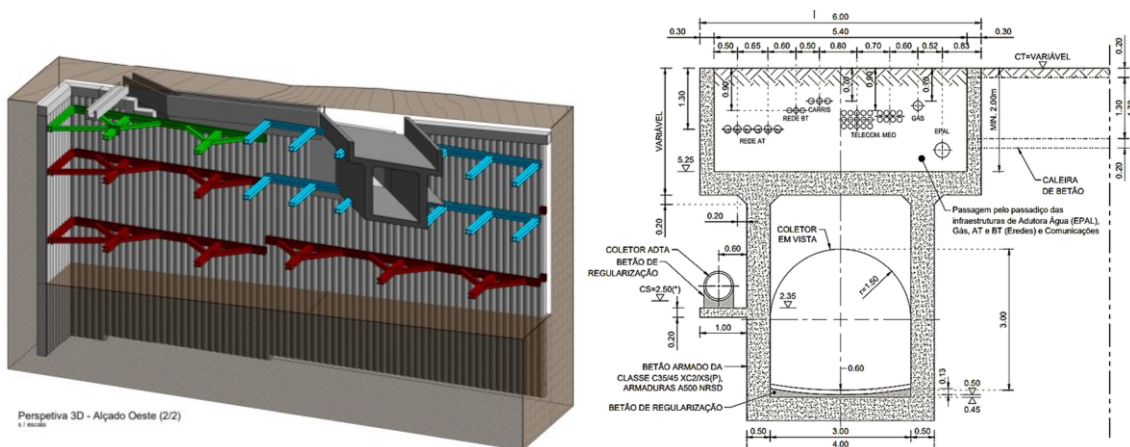


Figura 10. Travessia na Av.D.Carlos I para a reposição de SAF e desvios de trânsito.

- a travessia da trincheira na R.D.Luís I, com um pontão com 13 m de vão, com vigas T90 pré-fabricadas e pré-esforçadas, para a passagem dos desvios de trânsito rodoviário e uma caleira lateral para a passagem de serviços afetados (ver Figura 11);
- a travessia da trincheira no alinhamento do passeio norte da Av.24 de Julho, com uma caleira “multi-redes” que vence um vão de 19 m, para a passagem dos SAF, nomeadamente de coletores de saneamento, rede de adutora da EPAL, redes de adução de água, de telecomunicações, de gás e rede BT existentes no mesmo (ver Figura 11);

- travessia da trincheira na Av.24 de Julho, com um pontão com um vão de 22 m para a passagem de trânsito rodo e ferroviário (elétrico da Carris), que também alberga a adutora dos Barbadinhos da EPAL DN1200 em FFD, a rede de energia da Carris, assim como uma via pedonal e ciclável (ver Figura 11).

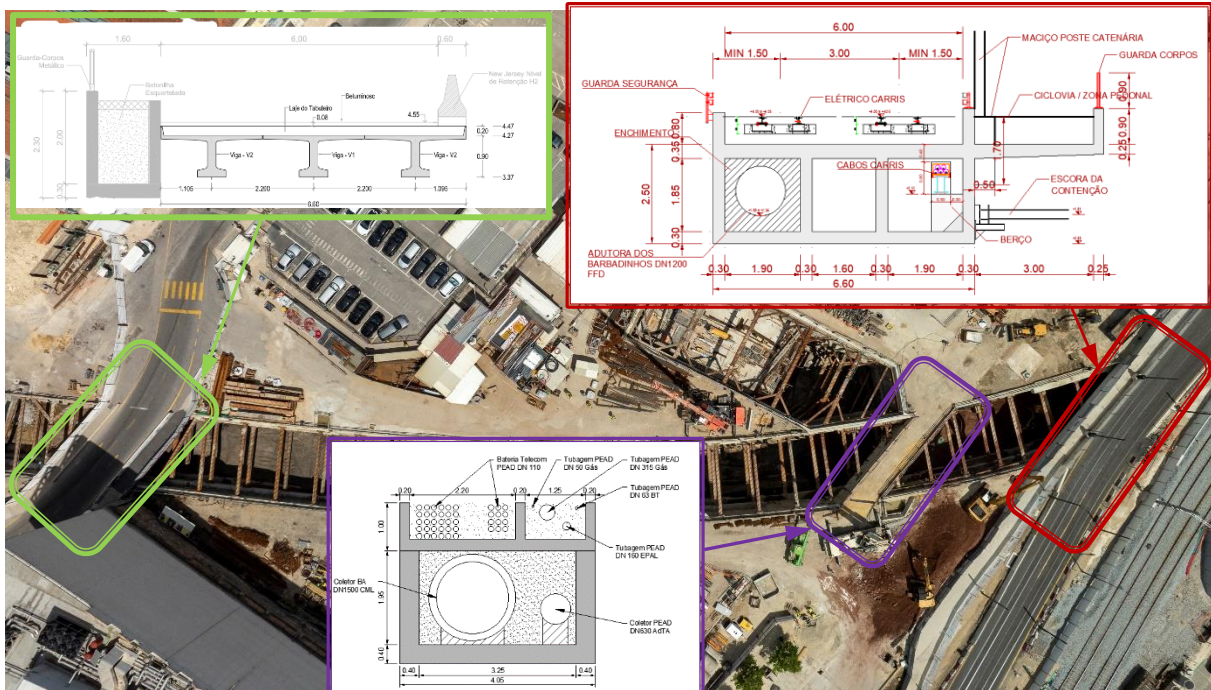


Figura 11. Travessias de SAF e Desvios de Trânsito na R.D.Luís I e lado norte da Av.24 de Julho.

Para a ligação do Túnel ao Término do Cais do Sodré, que se encontra encostado ao canal ferroviário da Linha de Cascais da IP, foi também necessário desviar a linha CF provisoriamente para norte, para cima do centenário coletor Ressano Garcia, tendo-se executado previamente uma estrutura de proteção do mesmo (Figura 12).

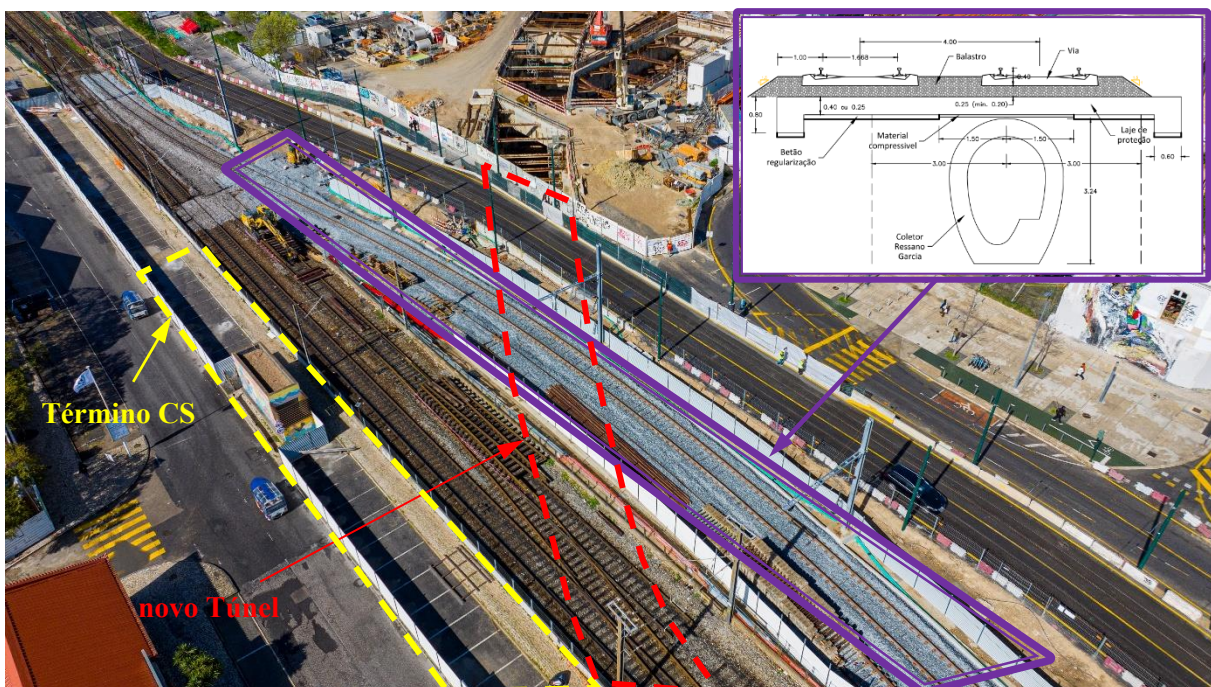


Figura 12. Desvio da Linha CF Lisboa-Cascais da IP e execução da laje de proteção ao Colector Ressano Garcia.

4. FASEAMENTO GERAL DA EMPREITADA

Em termos de sequência geral da empreitada, a obra pode dividir-se em 4 partes distintas: a Estação Santos; o novo Átrio Poente da Estação Cais do Sodré; e dois trechos do Túnel, o trecho a norte do PV218 (Zona 1), e o trecho do PV218 para sul (Zona 2).

A obra iniciou-se pela execução de uma ligação em “X” das linhas da Carris no Largo de Santos, para ligar a linha do Eléctrico 25 (que atravessa a Av.D.Carlos I) à Linha do Eléctrico 15 (ao longo da Av.24 de Julho), de forma a permitir o corte da Av. D.Carlos I. Ao mesmo tempo, iniciam-se os trabalhos na Estação Santos e poço PV218 (Zona 2).

A compatibilização dos diversos serviços existentes condicionou o posicionamento das fronteiras das distintas fases, tendo-se procurado implementar as pretensões das concessionárias de se proceder a um desvio único e definitivo das infraestruturas críticas: adutora dos Barbadinhos Ø1200 da EPAL e Coletor Ressano Garcia (localizado entre as linhas da Carris). Também, para as restantes infraestruturas intersectadas, e que serão desviadas provisoriamente e repostas posteriormente na sua posição original, procurou-se implementar apenas uma fase de desvio.

Na Zona 2 a obra, iniciada pelo PV218, progride para sul, nas seguintes fases (ver Figura 13 abaixo):

- uma primeira fase em que é interrompido e desviado o trânsito rodoviário da Av. 24 de Julho, são executadas as paredes moldadas da contenção e o pontão sobre as mesmas (em top-down) para o desvio da Carris e da Adutora dos Barbadinhos DN1200 da EPAL (Troço 2A);
- uma segunda fase em que são desviadas as vias do eléctrico da Carris para o troço executado anteriormente, e é desviada a Linha CF de Lisboa-Cascais da IP para o antigo corredor da Carris (Troço 2B);
- uma terceira fase em que é executada a obra especial OE7 de ligação ao Término CS (Troço 2C), localizada no corredor das Linhas CF da IP, e em simultâneo se executa a estrutura definitiva do túnel Cut&Cover no Troço 2A;
- uma quarta e última fase, volta a colocar a Linha CF da IP na posição original e se executa o túnel no Troço 2B que ficou em espera.

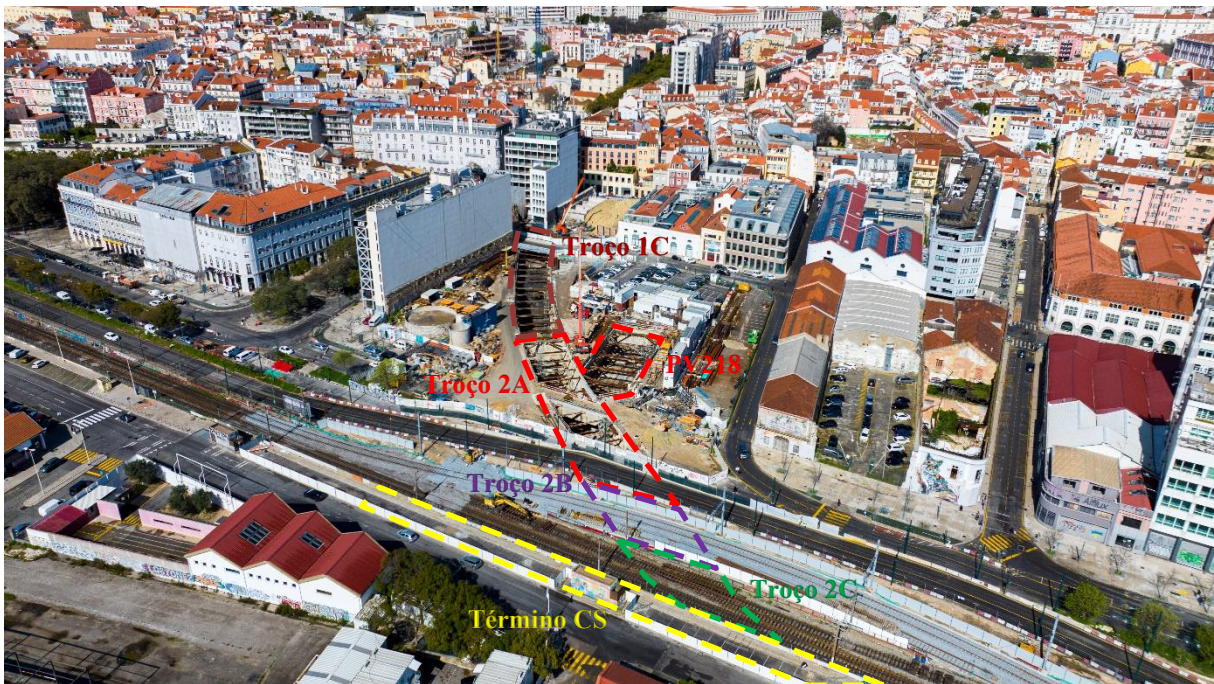


Figura 13. Sequência geral de execução da obra na zona da Av. 24 de Julho (Zona 2).

No que se refere à Zona 1, após a realização do “X” da Carris, dão-se início aos trabalhos de desvio de SAF na Av. D. Carlos I (Troço 1A) e à realização da trincheira a norte do PV218, no troço que não

intersecta a Av.D. Carlos I (Troço 1C). Dada a elevada ocupação de infraestruturas no subsolo da Av. D. Carlos I, o Troço 1A será executado de forma bastante faseada, prevendo-se em traços gerais:

- uma primeira fase de execução da cortina de estacas secantes, da contenção da trincheira nesta zona, nas zonas livres de infraestruturas no subsolo (ou com infraestruturas que possam ser desativadas provisoriamente);
- o desvio das infraestruturas para cima dos trechos de cortina de estacas já executadas, acomodadas em caleiras de betão armado ou com estrutura que permita vencer o futuro vão da trincheira a escavar;
- a execução da restante cortina de estacas do Troço 1A;
- a escavação de toda a trincheira deste troço, de forma faseada com a colocação de escoramentos, a execução da estrutura definitiva do túnel e a reposição das condições de superfície;
- A realização do trecho mais a norte do Troço 1A, permitirá realizar o emboquilhamento do Túnel NATM (Troço 2B), que será executado desde a trincheira até atingir a obra subterrânea da Estação Santos (ver Figura 14).

O faseamento acima permite manter a ligação rodoviária da Calçada Marquês de Abrantes com a Av. D. Carlos I no sentido Norte, apesar de se cortar temporariamente o trânsito na Av. D. Carlos I entre esta calçada e o Largo Vitorino Damásio. Também, o pontão executado na R. D: Luís I permite utilizar esta via para o desvio de trânsito da Av. 24 de Julho.

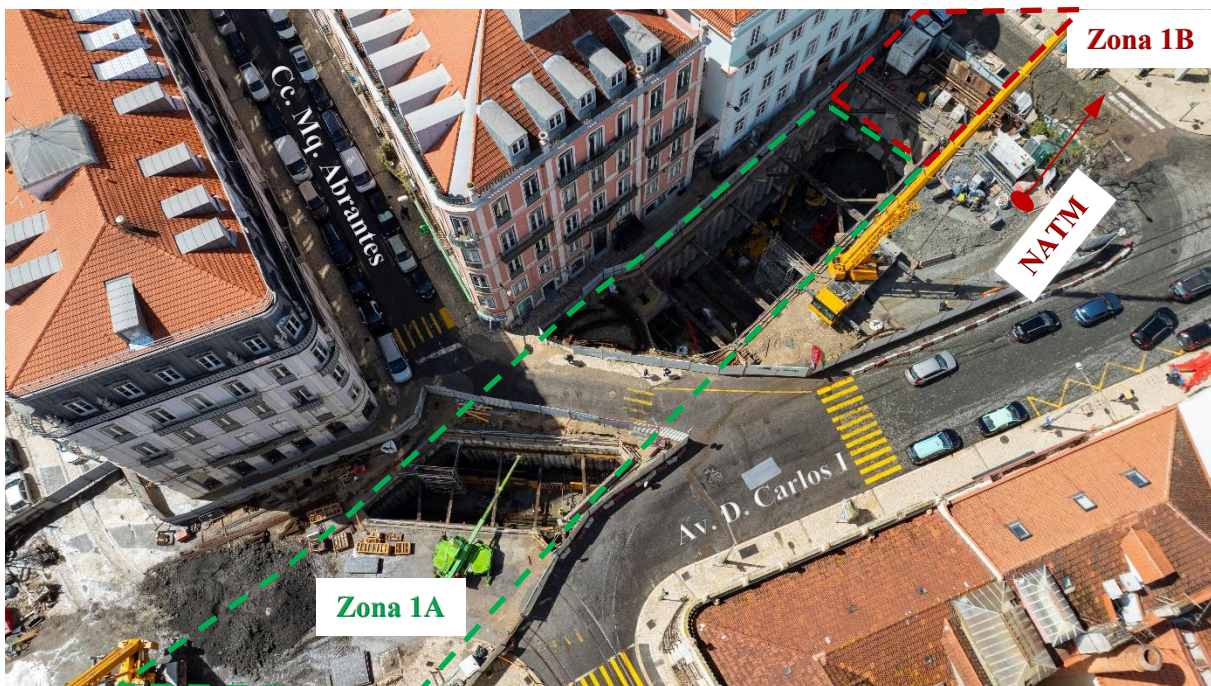


Figura 14. Sequência geral de execução da obra na zona da Av. D. Carlos I (Zona 1).

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A execução de uma obra subterrânea numa zona de intensa ocupação urbana como a zona de Santos, que por força do reduzido recobrimento, dos condicionamentos de vizinhança e das formações geológicas intersectadas, é executada em grande parte a céu-aberto, reveste-se de uma complexidade não circunscrita apenas à componente geotécnica e estrutural. A abertura de uma trincheira ao longo do traçado do túnel acarreta a implementação de desvios de trânsito, rodoviário e ferroviário, bem como de todas as redes de infraestruturas existentes no subsolo. Para além da implementação de um exaustivo plano de instrumentação e observação a todo o edificado e infraestruturas na zona de influência da obra, foi realizada uma intervenção de reforço de 4 edifícios do tipo gaioleiro e uma obra especial de

recalçamento de dois edifícios de 9 pisos elevados, de forma a permitir que o túnel de via passe sob estes.

A elevada complexidade e multidisciplinaridade desta empreitada, aliada à multiplicidade de entidades envolvidas, resultaram num projeto de engenharia desafiante em todas as suas vertentes, sendo que o sucesso do mesmo se encontra ancorado à estreita colaboração entre todos os intervenientes: Projetista, Empreiteiro, Fiscalização e Dono de Obra.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram projetados pelo consórcio que integra as empresas COBA e JETsj e que se encontram a ser realizados pelo agrupamento MSS ACE, constituído pelas empresas Mota Engil e Spie Batignolles. A fiscalização dos trabalhos é, por sua vez, assegurada pelo consórcio que integra as empresas Consulgal e Tecnoplano.

REFERÊNCIAS

- [1] Programa Preliminar de Concurso (Metropolitano de Lisboa, Ferconsult, 2020)
- [2] Projeto de Execução da Empreitada do Lote 2 (COBA-JETsj, 2021)
- [3] Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico
- [4] Burland J B. (1995). Assessment of risk of damage to building due to tunnelling and excavation. Proc. 1st Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara(ed.), Balkema, 1189-1201.
- [5] Attewell (1986). Soil Movements and Tunnelling: Buried Pipelines and Structures – Chapter 3.
- [6] ITA/AITES Report 2006 - Settlements induced by tunneling in Soft Ground.

Estação Santos da Nova Linha Circular do Metropolitano de Lisboa – Dimensionamento e aspetos executivos das estruturas subterrâneas

J. Alexandre ¹
M.C. Costa ⁵

G. Mateus ²
S. Ferreira ⁶

F. Naguindás ³
R. Pina ⁷

R. Pistone ⁴
A. Tavares ⁸

RESUMO

Neste artigo apresentam-se os principais desafios ultrapassados no desenvolvimento do projeto das estruturas subterrâneas da Estação Santos, as soluções conceptuais e a metodologia de dimensionamento, assim como alguns pormenores construtivos adotados. Esta estação, parte integrante do prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa, pode ser dividida em duas obras principais: uma obra a céu aberto, com contenção periférica provisória, e uma obra subterrânea, utilizando o método NATM (*New Austrian Tunneling Method*), sendo que o presente artigo aborda apenas esta última.

O dimensionamento estrutural das obras subterrâneas da Estação Santos, realizado com recurso a um modelo estrutural 3D realizado no software SAP2000, foi “alimentado” por modelos específicos desenvolvidos no software PLAXIS, de forma a permitir uma modelação mais realista ao nível da rigidez e carregamentos decorrentes dos maciços envolventes. Foi dada especial atenção ao dimensionamento sísmico do revestimento definitivo, tendo-se desenvolvido modelos paralelos, com a modelação explícita da interação solo-estrutura, de forma a quantificar-se o campo de “deslocamentos sísmicos” que foi posteriormente aplicado ao modelo estrutural 3D através de deslocamentos impostos.

Durante a execução das obras, surgiram desafios significativos, entre os quais se destaca a interseção de um lençol freático com aflúncias significativas à obra, que exigiram ajustes importantes no projeto original, nomeadamente a alteração da cota de escavação da soleira, de forma a minimizar a entrada de água.

Palavras-chave: Metro, Obras subterrâneas, NATM, Análise sísmica, Interação solo-estrutura

1. INTRODUÇÃO

A Estação Santos, integrante da empreitada de projeto e construção do Lote 2 do prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa (ML), pode-se dividir conceptualmente em duas obras distintas: a obra a céu-aberto, executada ao abrigo de uma contenção periférica provisória, e a obra

¹ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal; j.alexandre@cobagroup.com

² COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal; g.mateus@cobagroup.com

³ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal; f.naguindas@cobagroup.com

⁴ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal; r.pistone@cobagroup.com

⁵ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal; c.costa@cobagroup.com

⁶ COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A, Lisboa, Portugal; s.ferreira@cobagroup.com

⁷ Metropolitano de Lisboa, E.P.E., Portugal, rui.pina@metrolisboa.pt

⁸ Metro Santos Sodré, ACE, Lisboa, Portugal, antonio.tavares@mota-engil.pt

subterrânea, executada pelo conhecido método mineiro NATM, sendo que o presente artigo aborda o projeto das estruturas subterrâneas.

A obra mineira foi executada a coberto de um suporte provisório constituído por betão projetado com fibras metálicas e cambotas de aço com perfis do tipo TH, sendo que a estrutura definitiva da estação, em betão armado, é independente do suporte provisório, encontrando-se fisicamente separada deste pela adoção de um sistema de impermeabilização “full-round” com tela de PVC.

O dimensionamento das estruturas foi realizado através de modelações numéricas com os softwares SAP2000 e PLAXIS, permitindo uma análise detalhada da interação solo-estrutura e das respostas sísmicas, essenciais para garantir a robustez e segurança desta construção. Estas modelações foram cruciais para prever o comportamento estrutural sob diferentes condições de carga e para otimizar o uso de materiais.

O presente artigo pretende abordar os aspetos específicos de projeto, nomeadamente: a conceção geral, a quantificação de ações e a modelação utilizando modelos de elementos finitos. São ainda abordados alguns aspectos construtivos e adaptações do projeto em obra.

2. CONCEÇÃO GERAL DA ESTRUTURA DEFINITIVA DA OBRA SUBTERRÂNEA

A estrutura da obra subterrânea da estação desenvolve-se a partir do poço a céu-aberto na direção norte (sentido da Estação Estrela) e na direção sul (sentido da Estação Cais do Sodré). A nave principal, com um abóbada circular com 17,0 m de vão, onde se materializa o cais de acesso ao ML, é intersectada por galerias transversais, com um arco de 14,2 m de diâmetro, onde se localizam as escadas de ligação do piso do cais ao piso do átrio.

Tendo em consideração a heterogeneidade das formações geológicas intersectadas, essencialmente argilas do miocénico, tufo e basaltos do complexo vulcânico de Lisboa (CVL) e calcários cretácicos na base, assim como a orografia do local de implantação da estação, com um desnível altimétrico de cerca de 16 m entre o lado Norte e o lado Sul da estação, optou-se por separar as obras subterrâneas com uma junta estrutural de cada lado do poço central da estação, executado a céu-aberto.

O pré-dimensionamento das formas das galerias foi realizado por um processo iterativo, respeitando o contorno interior da galeria definido no Programa Preliminar de Arquitetura patenteado a concurso pelo ML. Este processo foi desenvolvido utilizando modelos 2D. Na Fig. 1 são apresentadas as secções transversais das galerias.

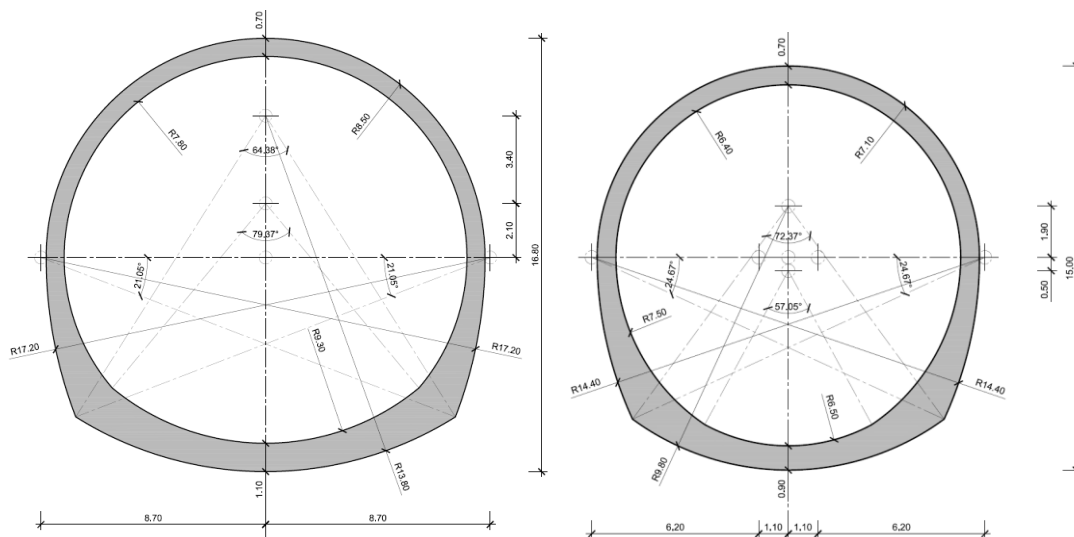


Figura 1. Secções transversais da galeria principal (esquerda) e da galeria lateral (direita).

Na zona da intersecção das duas galerias foi adotada uma banda de reforço, na zona do encastramento entre a soleira e os hasteais, que serviu para aumentar a rigidez longitudinal da estrutura nesta zona de intersecção. Na Fig. 2 abaixo encontra-se realçada esta banda reforço.

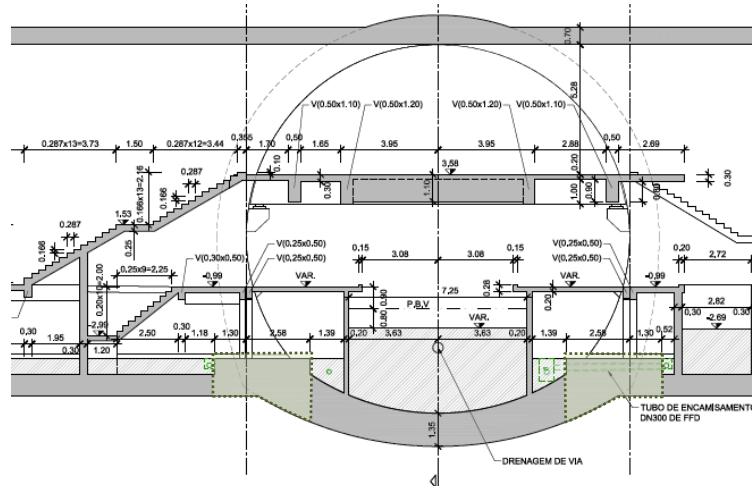


Figura 2. Secção transversal da intersecção das galerias.

Ao nível da abóbada, foi necessário adotar um espessamento na zona da intersecção das duas galerias (Fig. 3) em consequência dos elevados esforços que se verificam nestas zonas.

Conforme referido acima, para garantir um melhor comportamento estrutural, tendo em conta a variabilidade das condições de fundação, optou-se por dividir a estrutura definitiva da Estação Santos em corpos independentes: o revestimento definitivo das galerias subterrâneas a norte do poço principal, o poço principal e o revestimento definitivo das galerias subterrâneas a sul do poço principal, conforme ilustrado na Fig. 3 abaixo. Estas juntas estruturais, localizadas entre o poço principal e o revestimento definitivo da nave principal, são munidas de lâminas *waterstop* no seu contorno de modo a garantir a estanqueidade. De forma a compatibilizar deslocamentos, adotaram-se berços de cada lado do poço principal que apoiam o revestimento definitivo da galeria principal da estação. Esta separação permitiu uma otimização significativa das armaduras, tendo no entanto obrigado a uma pormenorização mais cuidada do sistema de impermeabilização nestas zonas singulares.

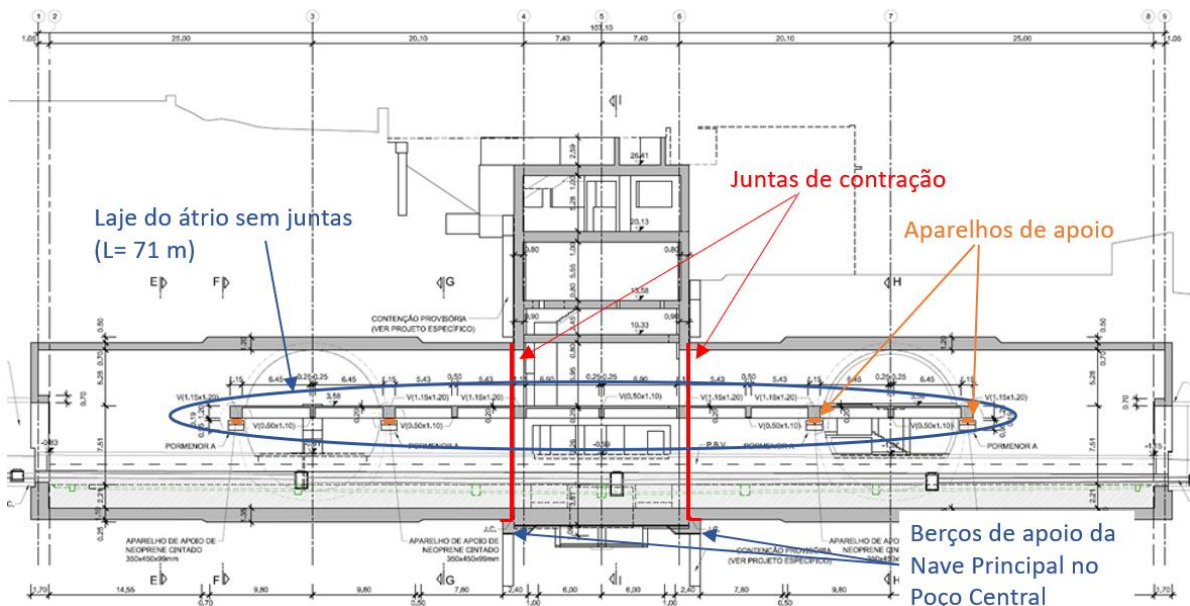


Figura 3. Corte Longitudinal da Estação (corte pelo eixo da Nave Principal).

A superestrutura do piso do átrio foi desligada do revestimento das galerias, com recurso à introdução de aparelhos de apoio e juntas de dilatação entre os distintos corpos, permitindo libertar a laje dos esforços de tração resultantes da compatibilidade de deslocamentos entre esta e o revestimento definitivo das galerias (esta laje teria um efeito de tirante para a secção transversal da galeria). Para o apoio deste piso, encontram-se previstos cachorros, na zona de intersecção entre galerias, solidarizados aos hasteais do revestimento definitivo, sobre os quais ficarão instalados aparelhos de apoio de neoprene cintado. Os cachorros apresentam uma dimensão suficiente para permitir a colocação de macacos planos em caso da eventual necessidade de substituição dos aparelhos de apoio. Na Fig. 4 apresenta-se a solução estrutural do cachorro de apoio do piso do átrio.

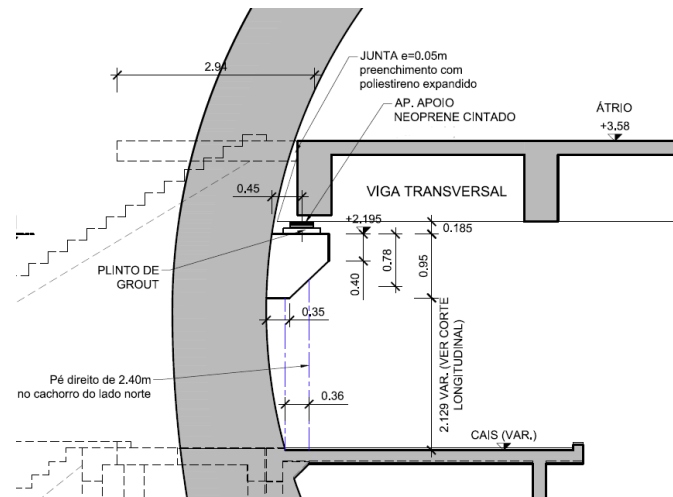


Figura 4. Cachorro de apoio do piso do átrio.

3. PRINCIPAIS AÇÕES CONSIDERADAS NA ANÁLISE ESTRUTURAL

Os principais grupos de ações considerados para a análise estrutural foram: cargas permanentes, sobrecargas, fluência e retração, ações do solo, ações hidrostáticas e ações sísmicas.

Considerando que as cargas permanentes, sobrecargas e fluência e retração seguem as normas convencionais, neste artigo o foco será nas ações específicas deste tipo de estruturas.

3.1 Ações do terreno

De forma a avaliar o carregamento do maciço nos revestimentos definitivos das obras mineiras, foram elaborados modelos específicos no software PLAXIS em que foram simuladas as camadas de terreno até à superfície, de acordo com o zonamento geotécnico realizado.

As análises foram realizadas em termos de tensões efetivas, tendo-se adotado para os maciços terrosos o modelo constitutivo “*Hardening Soil Model*” e para os maciços rochosos o modelo constitutivo “*Mohr-Coulomb Model*” (comportamento elasto-plástico), ambos com o critério de rotura de Mohr-Coulomb com os parâmetros de coesão e ângulo de atrito definidos no Estudo Geológico-Geotécnico. A interação entre o maciço rochoso e a estrutura foi modelada através de elementos de interface com uma resistência ao corte igual a 30% da componente de atrito da resistência do maciço adjacente e coesão nula, isto é: $R_{inter}=0,3$.

Nestes modelos, o faseamento construtivo da obra foi considerado através da descompressão do maciço durante a fase construtiva (escavação e aplicação do revestimento primário provisório) sendo a carga remanescente aplicada ao revestimento definitivo. Conservativamente, adotou-se uma descompressão correspondente a um deslocamento no topo da abobada inferior ao obtido nos modelos de análise do revestimento primário (com a modelação detalhada do faseamento de escavação e aplicação de suporte). Deste modo o faseamento considerado no modelo foi o ilustrado na Fig. 5.

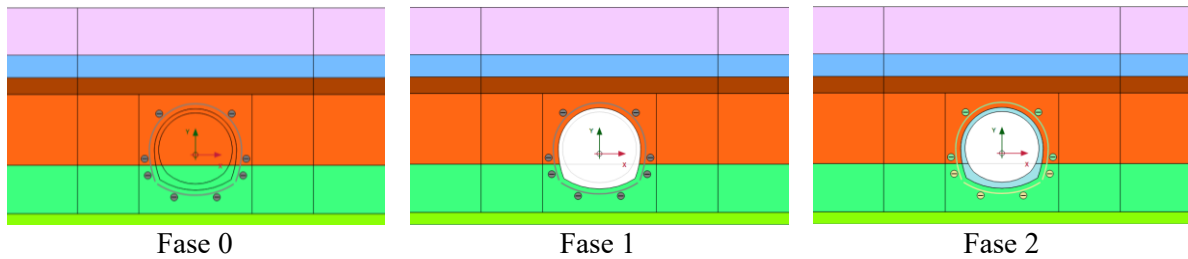


Figura 5. Faseamento considerado no modelo de PLAXIS.

Foi também analisado o efeito da construção do edifício da Associação Paroquial de Santos-o-Velho (APSOV), com implantação prevista sobre a galeria norte da estação, através da escavação dos 8 m superiores de solo e introdução de uma sobrecarga equivalente ao peso do edifício de 100kN/m² (5 pisos elevados e 3 enterrados). Confirmou-se com a modelação realizada que o cenário sem edifício é conservativo em termos de carregamento do maciço (note-se que o peso de solo removido é superior ao peso do novo edifício).

Tendo em conta as características da camada de Basalto e a variabilidade da sua espessura ao longo do desenvolvimento da galeria foi também elaborada uma análise de sensibilidade quanto à espessura e à existência desta camada.

Para validação dos resultados nas zonas de intersecção da Nave Principal com a Galeria Lateral foram desenvolvidos modelos 3D (Plaxis 3D), tendo-se obtido valores inferiores de tensões normais máximas na abóbada, concluindo-se que o carregamento é condicionado pelas análises 2D (o revestimento na intersecção 3D apresenta uma rigidez menor que o revestimento 2D, pelo que a estrutura acaba por “equilibrar” menos carga).

Os resultados destas análises permitiram determinar o carregamento a aplicar aos modelos estruturais tendo em consideração a interação solo-estrutura, a estratificação dos maciços envolventes e o faseamento construtivo das zonas mineiras, sempre com uma perspetiva de se fixarem valores suficientemente conservativos. Foram analisadas 4 secções:

- Nave Principal na zona norte (maior recobrimento)
- Galeria Transversal na zona norte (maior recobrimento)
- Nave Principal na zona sul (menor recobrimento)
- Galeria Transversal na zona sul (menor recobrimento)

De seguida, apresentam-se no Quadro 1 os resultados obtidos em termos de tensão normal máxima no topo da abóbada, na interface do revestimento definitivo, para descompressões de 0, 30 e 50% do maciço (previamente à ativação do revestimento definitivo).

Adicionalmente, apresenta-se no quadro o recobrimento total, medido desde o topo da abóbada até à superfície, assim como a altura equivalente a considerar na análise estrutural tendo em conta um peso específico médio do terreno de 20 kN/m³.

Quadro 1. Resultados da análise de PLAXIS.

	<i>Zona Norte</i>		<i>Zona Sul</i>	
	<i>Nave</i>	<i>Galeria</i>	<i>Nave</i>	<i>Galeria</i>
Recobrimento total máximo [m]	20.0	20.0	6.5	6.5
Tensão na interface para uma descompressão de: (PLAXIS) [kPa]	0%	314	129	125
	30%	216	89	86
	50%	154	63	61
Tensão na interface adotada [kPa]	200	200	200	130
Recobrimento equivalente ($\gamma_{med}=20$ kN/m ³) [m]	10.0	10.0	10.0	6.5
Descompressão associada a um deslocamento na abóbada de 1cm (sem suporte) [%]	37%	44%	18%	23%
Tensão na interface para a descompressão associada a um deslocamento na abóbada de 1cm [kPa]	190	170	-	-

Foram retiradas dos modelos as tensões na interface do revestimento definitivo no topo da abobada. Como critério considerou-se que a tensão na interface é dada pelo valor máximo entre o recobrimento total e o raio da galeria. Desta forma, para a galeria norte assumiu-se uma tensão de 200 kPa no lado Norte (equivalente a um recobrimento (H) de 10 m, que é: $R = 8,5 \text{ m} < H = 10 \text{ m} < \text{Recobrimento total} = 20 \text{ m}$) e 130 kPa no lado Sul (equivalente a um recobrimento (H) de 6,5 m, que é: $H = \text{Recobrimento total} = 6,5 \text{ m} < R = 8,5 \text{ m}$).

Relativamente aos valores do coeficiente de impulso horizontal, atendendo à variabilidade estimada no estudo geológico ou geotécnico, foi efetuada uma análise de sensibilidade aos valores extremos de coeficiente de impulso em repouso ($k_h = k_0$) apresentados ($0.50 < k_h < 1.00$) tendo-se adotado conservativamente: $k_h = 0,50$. Adicionalmente, foram consideradas no dimensionamento estrutural combinações de ações em que o impulso horizontal não é majorado, visto tratar-se de uma ação que é favorável.

No lado norte foram considerados cenários de assimetria de carregamento. Esta assimetria foi materializada através da redução, em metade da abóbada, da tensão vertical em 50 kPa e a horizontal em $k_h \times 50 \text{ kPa}$.

3.3 Ação Sísmica

A ação sísmica foi definida de acordo com a NP EN 1998-1 para a zona de Lisboa (zona sísmica 1.3 e 2.3). O valor da aceleração sísmica, a_g , é determinado pela expressão apresentada no ponto 3.2.1 (3) do EC8: $a_g = \gamma_I \times a_{gr}$; em que γ_I é o coeficiente de importância que multiplica a aceleração sísmica de referência para um solo tipo A (rocha), a_{gr} .

O coeficiente de importância, γ_I , foi calculado tendo em consideração o período de vida útil da estrutura, de acordo com os pontos 2.1(3) e 2.1(4) do EC8, considerando uma probabilidade de excedência de 10% em 100 anos, utilizando a Eq. (1):

$$\gamma_I = (T_{LR}/T_L)^{-1/k} \quad (1)$$

Em que:

$T_L = 100$ anos e $T_{LR} = 50$ anos,

k é um expoente que, de acordo com o ponto NA 4.2.5 (5) P do anexo nacional do EC8, toma os seguintes valores: $k = 1,5$ para o sismo tipo 1, e; $k = 2,5$ para o sismo tipo 2.

Quadro 2. Quantificação da ação sísmica.

	<i>Ação Sísmica Tipo 1</i>	<i>Ação Sísmica Tipo 2</i>	<i>Observação</i>
$a_{gr} \text{ (m/s}^2\text{)}$	1,5	1,7	Quadro NA.I do EC8-1 (zona sísmica 1.3 e 2.3)
expoente k	1,5	2,5	Ponto 2.1(4) e NA 4.2.5 (5) P do EC8
γ_I	1,59	1,32	Ponto 3.2.1(3) do EC8
$a_g \text{ (m/s}^2\text{)}$	2,38	2,24	Aceleração à superfície para um terreno tipo A

No que se refere à combinação das componentes direcionais da ação sísmica, adota-se o preconizado no Eurocódigo 8, avaliando-se os esforços para a ação sísmica a atuar independentemente em cada direção e, posteriormente, combinando os esforços resultantes, como ilustrado nas Eq. (2) e (3).

$$S_x = 1.0 \times E_x \text{ " + " } 0.3 \times E_y \quad (2)$$

$$S_y = 0.3 \times E_x \text{ " + " } 1.0 \times E_y \quad (3)$$

em que,

"+" – significa ser combinado com;

$E_{x,y}$ – são os efeitos da ação sísmica a atuar isoladamente na direção x e y , respetivamente.

Tratando-se de uma estrutura enterrada, os efeitos e solicitações da ação sísmica nos elementos estruturais foram determinados pela aplicação de um campo de “deslocamentos sísmicos” imposto à estrutura. Este campo de deslocamentos foi determinado através de um modelo de elementos finitos bidimensional que inclui a estrutura, de forma simplificada, e a estratificação do maciço de solo envolvente até um substrato rígido (rocha), simulado numa extensão tal que permite retirar os deslocamentos em campo livre e na fronteira com a estrutura. Neste caso, foram considerados 300 m para cada lado da estrutura.

Foi aplicada a ação sísmica de acordo com definido no Eurocódigo 8 ao nível do substrato rochoso. Obtiveram-se os deslocamentos em campo livre, que se mantêm constantes até cerca de 15 m da estrutura, e os deslocamentos impostos ao nível da estrutura. Verifica-se uma atenuação considerável dos valores do deslocamento em “campo livre” na proximidade da estrutura. Apresenta-se nas Figs 7, 8 e 9 os modelos considerados e os deslocamentos obtidos.

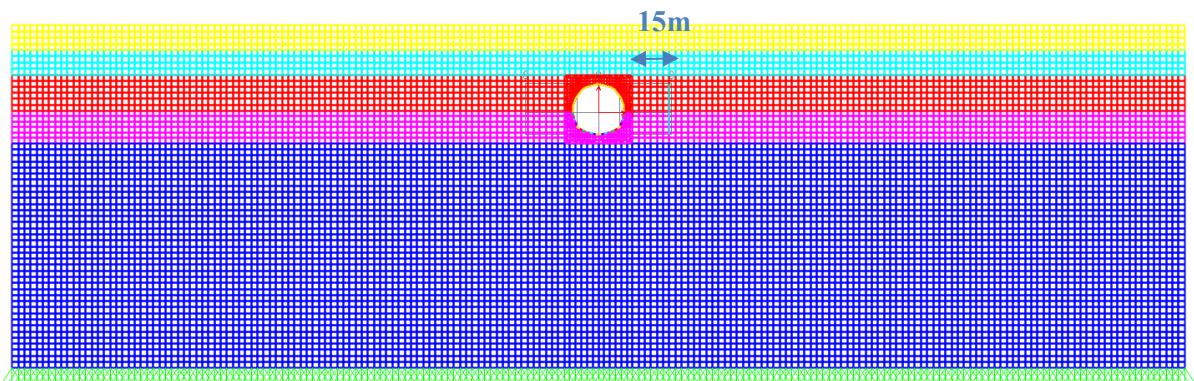


Figura 7. Modelo de análise 2D para obtenção do campo de deslocamentos (Lado Norte).

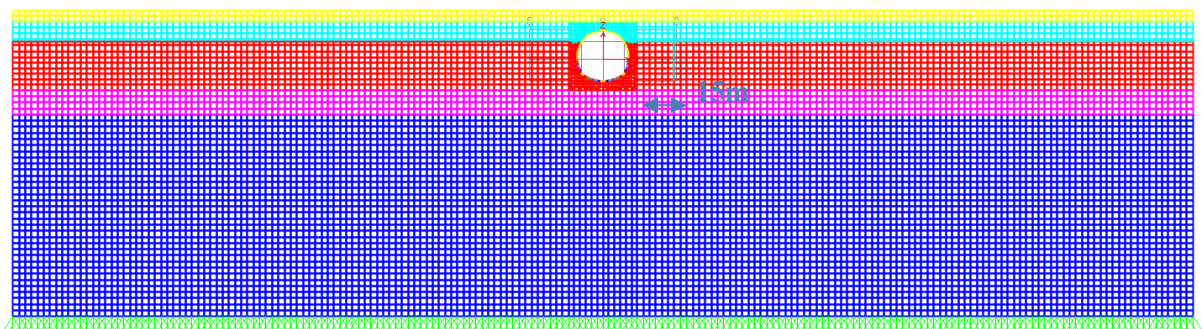


Figura 8. Modelo de análise 2D para obtenção do campo de deslocamentos (Lado Sul).

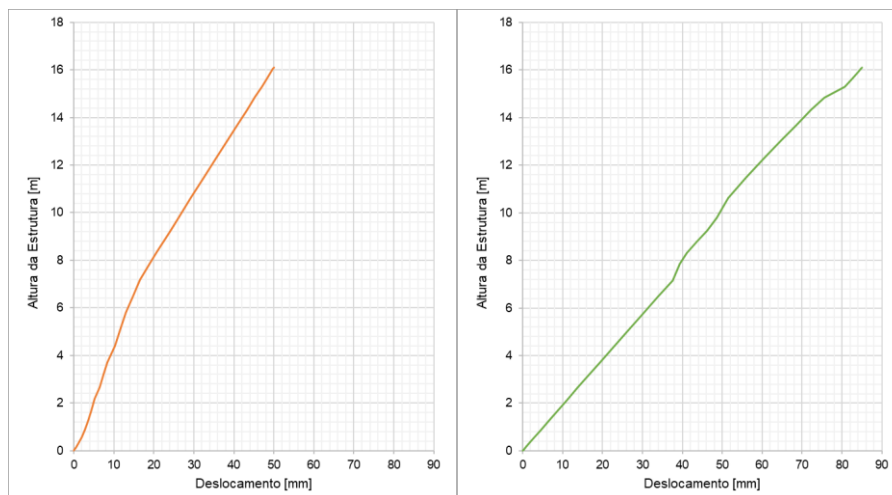


Figura 9. Perfil de “deslocamentos sísmicos” relativos obtidos na estrutura (“distorção sísmica” aplicada ao modelo estrutural tridimensional) Lado Norte (esquerda) e Lado Sul (direita).

O campo de “deslocamentos sísmicos” obtidos do modelo 2D, foi aplicado no modelo 3D considerando a interação solo-estrutura simulada por “barras de solo” com comprimento e características mecânicas compatíveis. Assim, consideraram-se barras com um comprimento correspondente à distância entre o perfil de referência, onde são considerados os “deslocamentos sísmicos” a aplicar, e a estrutura, que corresponde a cerca de 15 m, e área igual à área de influência dessa barra na parede da estrutura.

As características mecânicas das barras têm em conta uma calibração da rigidez de forma a obter na parte mais flexível da estrutura, os deslocamentos obtidos no modelo 2D. Num primeiro passo aplicou-se a cada barra um módulo de deformabilidade de $E_{\text{solo}}/(1-\nu)$. Esta rigidez inicial foi posteriormente calibrada através da aplicação de um fator global ao módulo de deformabilidade de todas as camadas, de forma a obter-se no modelo 3D com barras equivalentes a mesma deformada que se obteve no modelo 2D com Shell.

No modelo de análise estrutural (software SAP2000) (Fig. 10), o comportamento não linear da estrutura, para o campo de “deslocamentos sísmicos” aplicado, foi incorporado pela consideração do coeficiente de comportamento $q=1,5$, de acordo com o definido na EN 1998 para este tipo de estruturas.

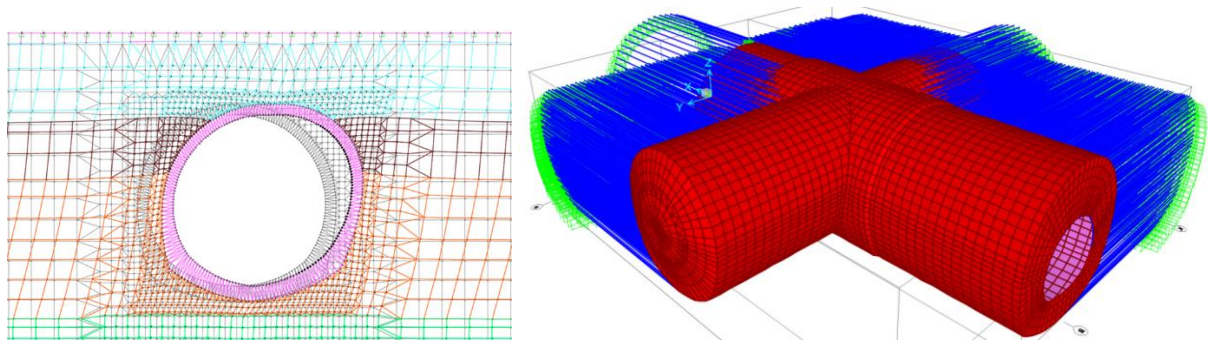


Figura 10. Modelo 3D para análise sísmica. Vista 3D.

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA EM MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS (SAP2000)

Tendo em consideração o funcionamento tridimensional na zona de intersecção das galerias e a geometria complexa das estruturas mineiras, a determinação dos esforços de dimensionamento da estrutura definitiva foi realizada com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000, onde as galerias foram modeladas por elementos do tipo “shell”, dispostos na linha média do revestimento definitivo das galerias, e a interação com o maciço envolvente foi simulada por intermédio de apoios elásticos que funcionam apenas à compressão, simulando a reação passiva do maciço.

A junta entre as galerias e o poço foi simulada através da inclusão de um conjunto de barras fictícias com molas de rigidez proporcional à do poço. As reações destes elementos são posteriormente incluídas no modelo do poço.

O modelo de cálculo adotado encontra-se ilustrado na Fig. 11.

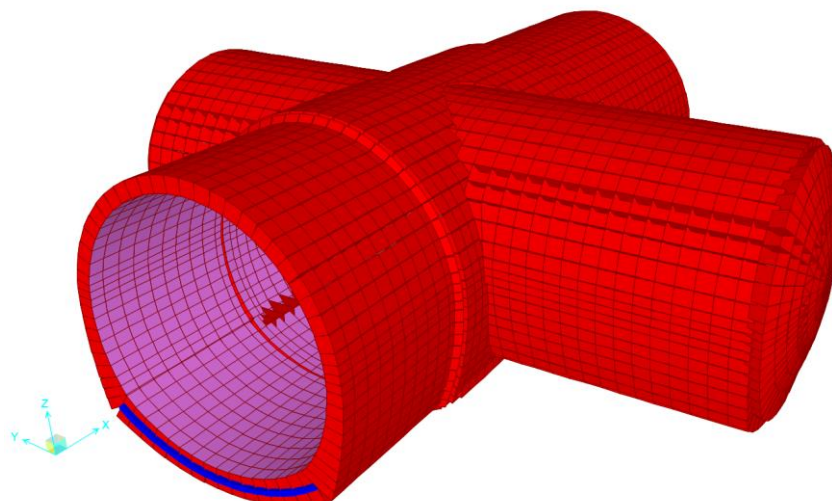


Figura 11. Modelo de elementos finitos 3D para a análise estrutural.

O módulo de reação (k) dos apoios elásticos foram estimados a partir do módulo de deformabilidade (E) e do coeficiente de Poisson (ν) dos complexos geomecânicos envolvente à galeria de acordo com a Eq. (4).

$$k = \frac{E}{R(1+\nu)} \quad (4)$$

em que R representa o raio do revestimento definitivo.

4. ASPETOS DE OBRA

À data do presente artigo, as escavações subterrâneas das Estação Santos encontram-se praticamente concluídas e a betonagem do revestimento definitivo da Nave Principal encontra-se em início. No decorrer da obra, devido a imprevistos, houve a necessidade de fazer alterações ao projeto inicial. A mais notável destas resulta da afluência de água ao interior da escavação, na fase de rebaixo da escavação da galeria norte, como ilustrado na Fig. 12, com uma quantidade imprevista que chegou a necessitar de uma bombagem permanente com um caudal de cerca de 300 m³/h.

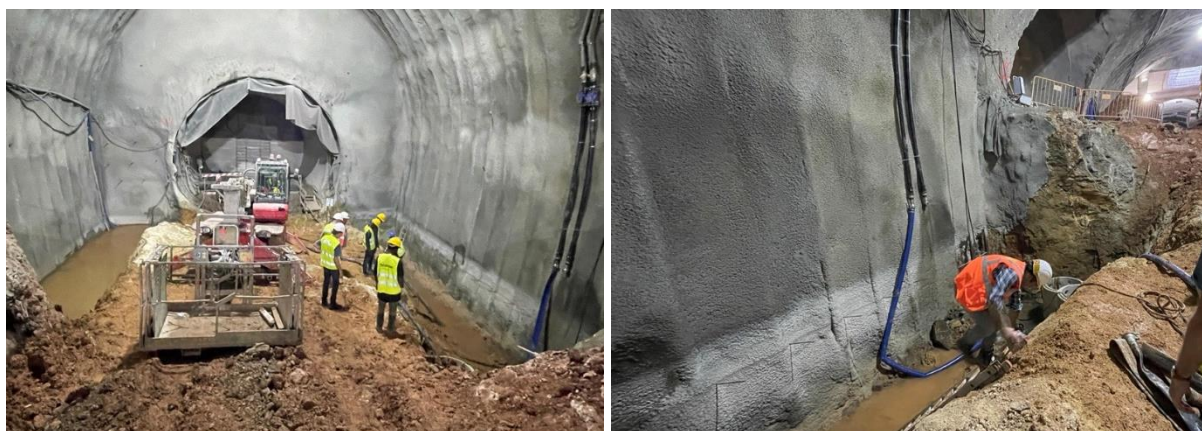


Figura 12. Afluência de água à escavação da galeria da nave central.



Figura 13. Estado atual dos trabalhos de construção no interior da Nave Central, lado Norte.

Por forma a mitigar o potencial aumento da afluência da água, procedeu-se à alteração da cota de escavação da soleira, ajustando-se a geometria da secção do revestimento definitivo, conforme ilustrado na Fig. 14.

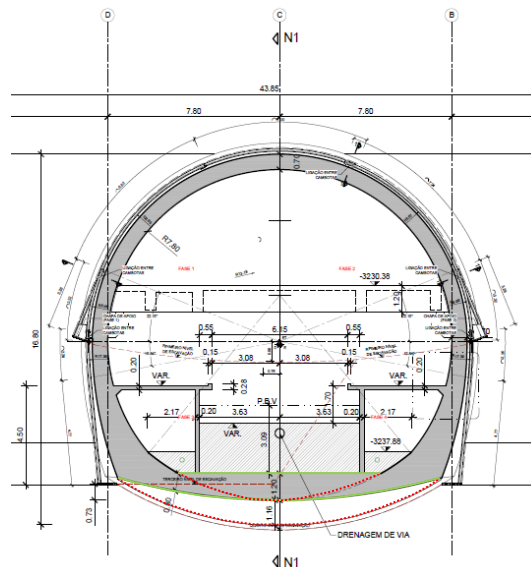


Figura 14. Cenário atual da escavação da galeria da nave central.

Esta alteração conduziu a um funcionamento menos otimizado uma vez que se perdeu grande parte do funcionamento de arco que a soleira mobilizava. O impacto desta alteração foi o consequente aumento das taxas de armaduras na soleira. No entanto, tornou a execução da obra mais segura e adequada às condições geológicas e hidrogeológicas exibidas pelo maciço.

CONCLUSÕES

Este artigo abordou o dimensionamento e a execução das estruturas subterrâneas da Estação Santos. Utilizando modelações numéricas avançadas como o SAP2000 e o PLAXIS, analisou-se a interação solo-estrutura e a resposta sísmica, assegurando a segurança e eficiência das soluções. A execução da obra enfrentou desafios que foram ultrapassados através de adaptações ao projeto em fase de obra, só possível através de um acompanhamento próximo dos trabalhos de construção e de uma boa colaboração entre todos os intervenientes: Projetista, Empreiteiro, Fiscalização e Dono de Obra.

As soluções adotadas demonstram a importância da flexibilidade e da capacidade de adaptação dos projetos de engenharia civil. As metodologias empregues e as medidas corretivas implementadas evidenciam a necessidade de uma abordagem integrada que considere tanto aspetos técnicos quanto desafios práticos. Assim, garantiu-se a robustez e durabilidade das estruturas da Estação Santos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram projetados pelo consórcio que integra as empresas COBA e JETsj e que se encontram a ser realizados pelo agrupamento MSS ACE, constituído pelas empresas Mota Engil e Spie Batignolles International. A fiscalização dos trabalhos é, por sua vez, assegurada pelo consórcio que integra as empresas Consulgal e Tecnoplano.

REFERÊNCIAS

- [1] Programa Preliminar de Concurso (Metropolitano de Lisboa, Ferconsult, 2020)
- [2] Projeto de Execução da Empreitada do Lote 2 (COBA-JETsj, 2021)

Lote 2 do prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa: Recalçamento de edifícios centenários

C. Fartaria¹ A. Henriques² C. Martins³ R. Tomásio⁴ A. Pinto⁵
G. Mateus⁶ R. Pistone⁷ S. Ferreira⁸ R. Pina⁹ A. Tavares¹⁰

RESUMO

O Lote 2 do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa atravessa uma zona da cidade densamente urbanizada, ligando a Estação do Rato localizada numa zona elevada da cidade à Estação do Cais do Sodré que se encontra na margem do Rio Tejo, com a construção de duas novas estações, Estação da Estrela e Estação de Santos. A nova estação de Santos encontra-se localizada parcialmente sob um conjunto de edifícios centenários, fundados diretamente em solos do antropoceno, com um recobrimento de cerca de 15m, sendo estas estruturas do século XIX altamente sensíveis a assentamentos diferenciais dada a sua constituição em alvenaria e madeira, apresentando desde já diversas patologias. Dado o estado de conservação dos edifícios, o seu heterogéneo solo de fundação e a ordem de grandeza dos assentamentos originados pela escavação subterrânea, foi implementada uma solução de recalçamento por forma a mitigar os potenciais danos aos edifícios. A solução foi materializada pela execução de vigas de recalçamento e de microestacas verticais e inclinadas executadas a partir do piso térreo, transmitindo assim as cargas verticais dos edifícios ao solo competente e abaixo da galeria subterrânea aquando do assentamento do seu solo de fundação. A solução foi ainda complementada com o reforço dos elementos verticais do piso térreo mediante o reforço de paredes com a utilização de malha de fibra de carbono e argamassa estrutural. O presente documento descreve as soluções adotadas assim como o plano de instrumentação e observação implementado, o qual permitiu validar o adequado comportamento da solução de recalçamento durante a escavação da galeria subterrânea da nova Estação de Santos.

Palavras-chave: Metro; Túnel; Recalçamento; Edifícios Centenários; Reforço Estrutural

1. INTRODUÇÃO

A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa incluirá uma nova Estação na zona de Santos cujo seu átrio subterrâneo será materializado parcialmente sob um conjunto de edifícios centenários com um recobrimento de cerca de 15m. Estes edifícios são altamente sensíveis a fenómenos de assentamentos

¹ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. cfartaria@jetsj.com

² JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. ahenriques@jetsj.com

³ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. cmartins@jetsj.com

⁴ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. rtomasio@jetsj.com

⁵ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. apinto@jetsj.com

⁶ COBA, S.A, Lisboa, Portugal. g.mateus@cobagroup.com

⁷ COBA, S.A, Lisboa, Portugal. r.pistone@cobagroup.com

⁸ COBA, S.A, Lisboa, Portugal. s.ferreira@cobagroup.com

⁹ Metropolitano de Lisboa, E.P.E., Lisboa, Portugal. rui.pina@metrolisboa.pt

¹⁰ Metro Santos Sodré, ACE, Lisboa, Portugal. antonio.tavares@mota-engil.pt

diferenciais dada sua composição em alvenaria de pedra e madeira e apresentam já diversas patologias estruturais.

A escavação subterrânea do túnel, que será materializada utilizando o método NATM (New Austrian Tunneling Method) foi analisada mediante modelos numéricos que permitiram estimar os assentamentos à superfície considerando as propriedades geomecânicas dos solos presentes.

Os resultados das referidas análises e o estado de conservação atual das estruturas serviram de base à realização de análises de danos e avaliação da vulnerabilidade dos edifícios à bacia de assentamentos, concluindo-se que os mesmos são capazes de suportar a os assentamentos diferenciais sem danos significativos. Dado o presente cenário, foi definida uma solução de recalçamento dos edifícios por forma a mitigar o impacto da escavação subterrânea na manutenção da sua integridade.

2. CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS

Considerando a análise de vulnerabilidade dos edifícios realizada, os dois edifícios com paredes de alvenaria de pedra e pisos de madeira foram classificados com um potencial de danos moderado induzido pela escavação subterrânea a realizar parcialmente sob estes. Os edifícios centenários apresentam 3 e 5 pisos elevados e uma fundação do tipo direta (ver Figura 1).



Figura 1. Edifícios a recalçar: Vista frontal (à esquerda) e localização em planta (à direita).

Os edifícios localizam-se numa zona onde no passado existia um convento que foi destruído no âmbito do terramoto de 1755. Deste modo, estima-se que a fundação superficial dos mesmos se encontre sobre materiais de aterro e detritos das derrocadas ocorridas nessa data, o que poderá justificar as patologias presentes. Considerando o presente cenário e as informações referentes à bacia de assentamentos estimada com base em modelos numéricos, segundo a classificação de Burland [1] concluiu-se que a realização da obra subterrânea sem reforço dos edifícios conduziria a danos moderados a potencialmente severos, o que motivou a obra de recalçamento.

3. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

3.1 Condicionamentos geológico-geotécnicos

O desenvolvimento do projeto foi precedido pela realização de uma campanha de prospeção incluindo a realização de sondagens acompanhadas de ensaios SPT e ensaios laboratoriais. Tendo por base essa informação foi possível definir um zonamento geológico-geotécnico que serviu de base ao desenvolvimento do projeto (ver Figura 2). Verificou-se que a presença de uma camada de aterros superficial com cerca de 10m de espessura apresentando detritos e elevada heterogeneidade e sob esta materiais do Miocénico e do Complexo Vulcânico de Lisboa com boas características de resistência e deformabilidade.

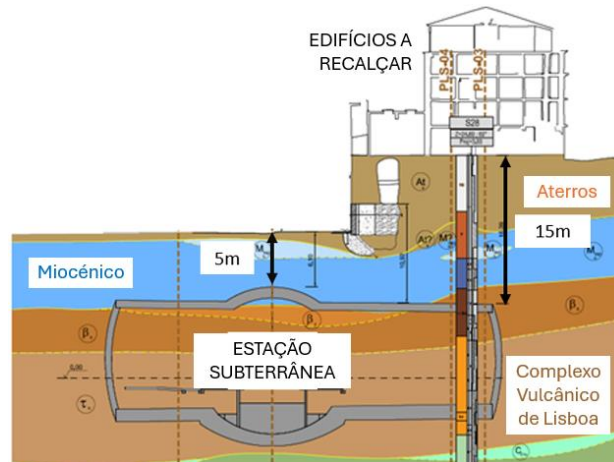


Figura 2. Perfil geológico-geotécnico.

3.2 Condicionamentos relacionados com tecnologias construtivas

A escolha das soluções a implementar foi altamente condicionada pela acessibilidade de equipamentos. Considerando a necessidade de operar no interior dos edifícios, as soluções a implementar tiveram de ser compatíveis com a operação de equipamentos em pé-direito reduzido de cerca de 2,5m.

3.3 Condicionamentos aos trabalhos de escavação subterrânea

Os trabalhos de escavação subterrânea segundo a metodologia NATM utilizam elementos de reforço que incluem enfilagens em sistema troncocónico assim como geodrenos instalados nas laterais da escavação. O posicionamento das microestacas de recalçamento dos edifícios teve de considerar a posição da galeria subterrânea assim como de todos os elementos relativos ao suporte primário por forma a garantir a não intersecção entre os diversos elementos.

3. DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES DE RECALÇAMENTO IMPLEMENTADAS

Por forma a materializar a solução de recalçamento e reforço dos edifícios foi proposta a execução dos seguintes trabalhos ao nível do piso térreo (ver Figura 3):

- Microestacas (tubo N80 127x9mm), verticais e subverticais, executadas junto às paredes de alvenaria e conectadas às vigas de recalçamento, com comprimentos de selagem de 6m materializado com injeção do tipo repetitiva e seletiva (IRS)
- Grelha de vigas de recalçamento em betão armado (60cmx80cm), conectadas às paredes de alvenaria através de barras pré-esforçadas (GEWI ϕ 32mm) por forma a promover uma efetiva transferência de carga;
- Paredes de revestimento em betão armado de 30cm de espessura conectadas por ferrolhos às paredes de alvenaria;
- Laje de betão armado apoiada nas vigas de recalçamento com 25cm de espessura;
- Reforço das paredes de alvenaria utilizando argamassa de alta resistência projetada e reforçada com malha de fibra de carbono (S&P ARMO-mesh | S&P ARMO-crete w).

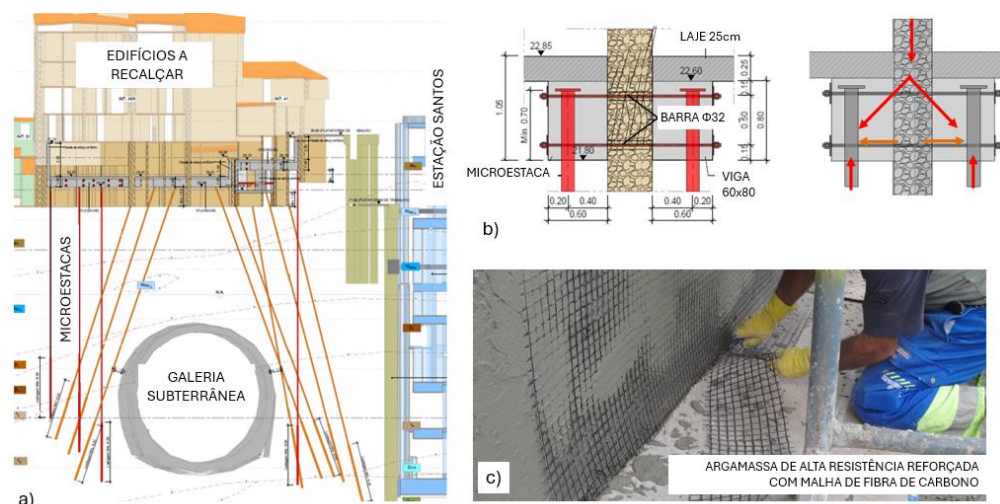


Figura 3. Solução de contenção e recalçamento: a) Seção transversal tipo; b) Sistema de transferência de carga; c) Reforço das paredes de alvenaria.

A solução de recalçamento foi dimensionada para transferir a totalidade das cargas dos edifícios para o solo do Complexo Vulcânico de Lisboa localizado fora da área de influência da escavação subterrânea através das microestacas de recalçamento com comprimentos entre 20m e 25m, totalizando cerca de 4000 metros lineares de tubos de microestaca utilizados na solução de recalçamento. A transferência de carga irá ocorrer assim que os trabalhos de escavação subterrânea induzam assentamento ao nível dos solos de fundação dos edifícios (ver Figura 4).

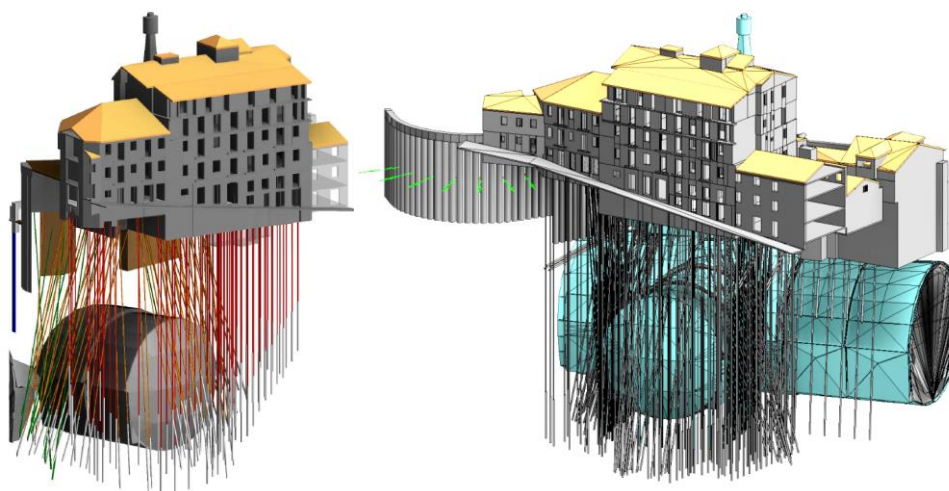


Figura 4. Vista do posicionamento das microestacas na proximidade da galeria subterrânea.

4. DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO

O dimensionamento da grelha de vigas de betão armado que irá permitir a transferência de cargas dos edifícios para as microestacas de recalçamento foi realizado utilizando o software SAP2000. Os apoios dos elementos lineares correspondentes às vigas foram colocadas na posição das microestacas considerando a sua inclinação, no caso das microestacas subverticais e também molas lineares por forma a considerar a rigidez axial do comprimento livre das mesmas. O referido modelo permitiu estimar os esforços atuantes nas vigas, as cargas a transmitir a cada microestaca e ainda a estimativa de deformações do sistema de recalçamento (ver Figura 5).

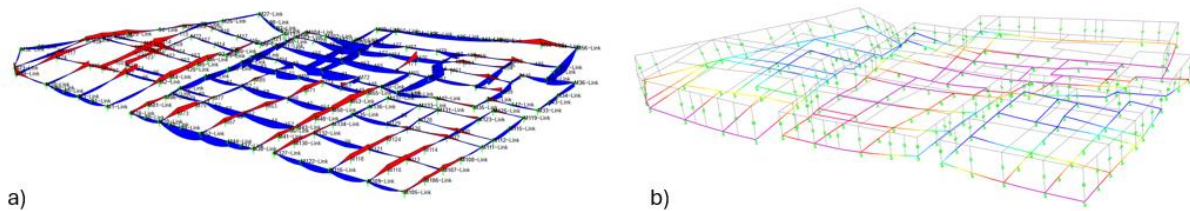


Figura 5. Modelo estrutural da grelha de vigas: a) Momentos fletores; b) Deformação elástica.

Considerando a estimativa das cargas axiais atuantes em cada microestaca obtida com base no modelo estrutural foi possível validar o dimensionamento dos comprimentos de selagem e das secções de tubo de microestaca. Dado que o comprimento livre das microestacas fica localizado na área de influência da escavação subterrânea foi necessário ter em consideração os efeitos de segunda ordem. Para tal foi considerado que os tubos das microestaca poderão estar sujeitos a uma excentricidade máxima de 20mm, sendo a verificação de segurança da secção de aço realizada para esse cenário de interação esforço axial/momento fletor. Os modelos numéricos realizados no âmbito da análise da escavação subterrânea permitiram confirmar que os as microestacas estarão sujeitas a deformações perpendiculares ao seu eixo inferiores a 20mm, sendo assim garantida a verificação de segurança (ver Figura 6).

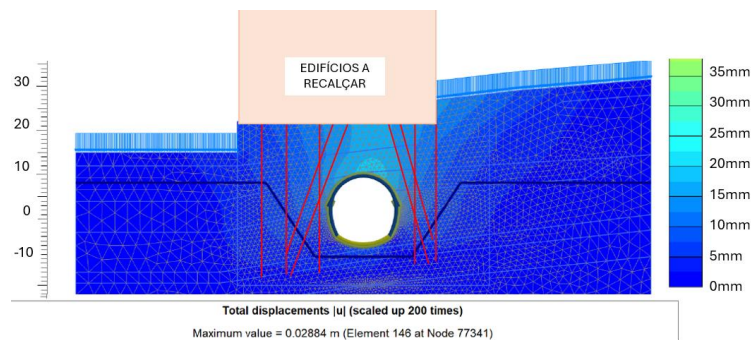


Figura 6. Modelo de análise Plaxis 2D – Deformação induzida pela escavação.

5. PLANO DE MONITORIZAÇÃO

Dada a elevada complexidade da obra, assim como o cenário de risco geotécnico presente um sistema de monitorização foi implementado utilizando sistemas de aquisição automática de dados. Além dos dispositivos de instrumentação habitualmente instalados no âmbito de obras de escavação subterrânea que incluem marcas topográficas e inclinómetros instalados nos arruamentos e prismas topográficos nas fachadas dos edifícios, foram também instalados nos edifícios a recalçar tiltmeters, fissurometros e sensores de nível líquido. A utilização de sistemas de leitura automatizados, utilizando estações totais instaladas em zonas fora da influência da obra, permite o acompanhamento em tempo real do comportamento das estruturas sendo uma ferramenta essencial para gerir o risco da obra associado à escavação subterrânea.

O Plano de Monitorização implementado inclui a definição de valores de alerta e de alarme para cada um dos dispositivos instalados. A definição desses valores teve por base a estimativa das referidas grandezas obtida com base nos modelos numéricos desenvolvidos, sendo considerados os valores de 80% e de 130% dos valores de referência dos modelos como limites de alerta e de alarme, respetivamente. Assim, ao atingir o critério de alerta significa que o comportamento está a aproximar-se do estimado e ao atingir o critério de alarme significa que foi ultrapassado em 30% a grandeza em questão e, portanto, será necessário implementar medidas de reforço adicionais.

Até à data da redação do presente artigo os trabalhos relativos à escavação subterrânea encontram-se em curso, tendo já sido concluída a escavação da calote superior em toda a extensão da galeria lateral (ver Figura 8).



Figura 7. Escavação Subterrânea – Conclusão da escavação da calote superior.

O Plano de Monitorização tem sido implementado com leituras diárias e o comportamento dos edifícios recalçados durante os trabalhos de recalçamento e depois durante a realização da escavação subterrânea têm se revelado com valores dentro do estimado em fase de projeto, atingindo à data da redação do presente artigo um assentamento máximo de 8mm (ver Figura 8).

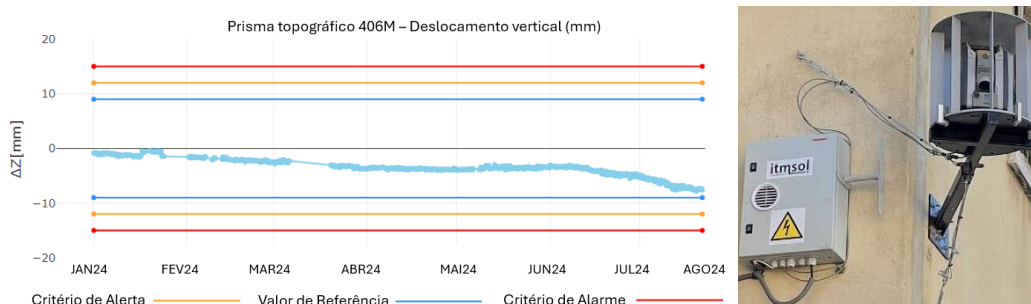


Figura 8. Monitorização: a) Prisma topográfico – Deslocamento vertical; b) Estação Total.

Dado que os edifícios recalçados se encontram numa colina, movimentos horizontais de massa do solo de fundação eram também uma preocupação dado que os trabalhos de escavação subterrânea para a execução da Estação se localizam na base da referida colina. Neste enquadramento, foram instaladas calhas inclinométricas com 35m de comprimento no arruamento adjacente aos edifícios por forma a avaliar os movimentos horizontais em profundidade que pudessem indicar um problema de instabilidade global, registando-se até ao momento deformações reduzidas inferiores aos critérios de alerta considerados (ver Figura 9).

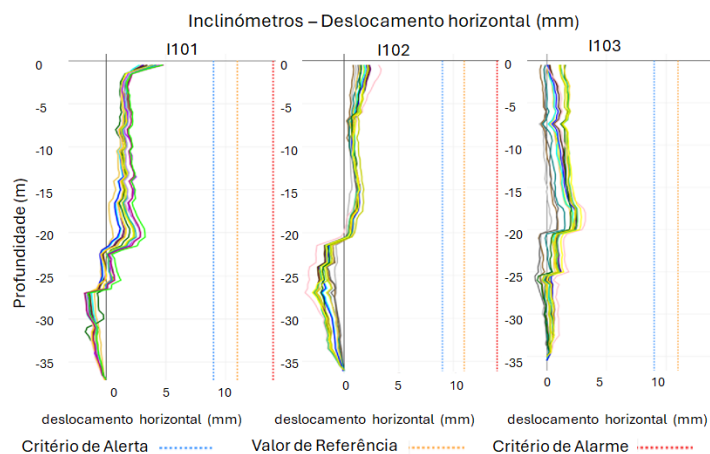


Figura 9. Monitorização: Inclinómetros – Deslocamento horizontal.

Também no interior da escavação subterrânea se tem efetuado a implementação do Plano de Monitorização, nomeadamente pela realização de leituras de convergências. À data da redação do presente artigo, na secção onde se verificam maiores deformações registam-se valores, no geral, inferiores ao critério de alerta para a presente fase dos trabalhos (ver Figura 10). Neste enquadramento, estima-se que a realização da escavação do rebaixo venha a mobilizar deformações compatíveis com as estimadas em fase de projeto.

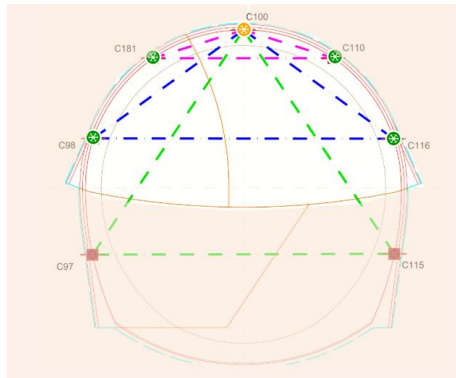


Figura 10. Monitorização: Convergências no interior da escavação subterrânea.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Escavações subterrâneas podem conduzir a assentamentos à superfície do terreno que podem colocar em causa a integridade dos edifícios, especialmente caso estes já apresentem patologias estruturais. O uso de modelos numéricos para estimativa da bacia de assentamentos, combinada com a aplicação da metodologia de Burland (1997) é essencial na avaliação do potencial de danos e da necessidade de implementar medidas de reforço. Para cenários extremos, como o apresentado, uma solução de recalçamento poderá assegurar a manutenção da integridade do edifício apesar deste tipo de intervenção ser onerosa e com implementação bastante condicionada em termos de acessibilidade de equipamentos. A implementação de um adequado Plano de Monitorização é fundamental para confirmar, durante os trabalhos de escavação, a eficácia do sistema de recalçamento na transferência de carga do edifício e consequentemente a mitigação dos potenciais danos originados por assentamentos diferenciais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram projetados pelo consórcio que integra as empresas COBA e JETsj e que se encontram a ser realizados pelo agrupamento constituído pelas empresas Mota Engil e Spie Batignolles. A fiscalização dos mesmos trabalhos é, por sua vez, assegurada pelo consórcio que integra as empresas Consulgal e Tecnoplano.

REFERÊNCIAS

- [1] Burland, J.B. (1997). Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Balkema, pp. 1189-1201

Lote 2 do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa: Recalçamento de edifícios de médio porte

C. Martins¹ **C. Fartaria**² **R. Tomásio**³ **A. Pinto**⁴ **G. Mateus**⁵
R. Pistone⁶ **S. Ferreira**⁷ **R. Pina**⁸ **A. Tavares**⁹

RESUMO

O Lote 2 do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa atravessa uma zona da cidade densamente urbanizada, ligando a Estação do Rato localizada numa zona elevada da cidade à Estação do Cais do Sodré que se encontra na margem do Rio Tejo. A escavação necessária à construção da nova linha atravessa diversas litologias desde materiais rochosos a solos aluvionares predominantes na zona mais próxima do rio, sendo neste último caso utilizado o método de escavação Cut & Cover. O traçado da nova linha atravessa pontualmente a fundação indireta por estacas de dois edifícios em betão armado com 9 pisos elevados e 1 piso no subsolo, determinando a necessidade de proceder ao recalçamento dos referidos edifícios por forma a viabilizar a escavação sob os mesmos, alternando definitivamente o seu sistema de fundação. O cenário geológico-geotécnico local e os condicionamentos à acessibilidade de equipamentos conduziu à escolha de uma solução de cortina de colunas de jet-grouting armadas, dispondo de dupla função, nomeadamente como elemento de contenção periférica da escavação e como elemento de fundação da laje de recalçamento dos edifícios. A referida laje, a qual apresenta cerca de 50m de comprimento, 13m de largura e 1,4m de espessura, materializa o elemento de recalçamento dos pilares interiores cujas estacas de fundação serão demolidas no âmbito da escavação para a posterior execução do túnel. A complexa transferência de carga das estacas de fundação para a laje de recalçamento é controlada pela utilização de macacos hidráulicos e a adoção de um faseamento gradual, limitando os assentamentos diferenciais, assim como pela implementação paralela de um plano de instrumentação com leituras automáticas. O presente artigo descreve as soluções implementadas, o faseamento e metodologia do processo de transferência de carga, assim como o comportamento dos edifícios mediante a análise dos resultados da monitorização realizada.

Palavras-chave: Metro, Túnel, Recalçamento de Edifícios, Macacos Hidráulicos, Transferência de Carga

¹ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. cmartins@jetsj.com

² JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. cfartaria@jetsj.com

³ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. rtomasio@jetsj.com

⁴ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. apinto@jetsj.com

⁵ COBA, S.A, Lisboa, Portugal. g.mateus@cobagroup.com

⁶ COBA, S.A, Lisboa, Portugal. r.pistone@cobagroup.com

⁷ COBA, S.A, Lisboa, Portugal. s.ferreira@cobagroup.com

⁸ Metropolitano de Lisboa, E.P.E., Lisboa, Portugal. ruipina@metrolisboa.pt

⁹ Metro Santos Sodré, ACE, Lisboa, Portugal. antonio.tavares@mota-engil.pt

1. INTRODUÇÃO

A nova linha circular do metro de Lisboa atravessará uma zona densamente urbanizada da cidade, ligando a estação do Rato, situada numa das colinas da cidade de Lisboa, à estação do Cais do Sodré, na margem direita do rio Tejo.

Nos casos em que a construção da secção do túnel está mais próxima do rio, é utilizado o método Cut & Cover. Neste troço, o traçado da linha intersecta a fundação indireta por estacas de dois edifícios de betão armado com 9 pisos elevados e 1 cave, determinando a necessidade de proceder à reformulação da solução de fundações existente, transferindo as cargas para novas fundações e demolindo as existentes.

As condições geotécnicas e geológicas deste troço, associadas às condições de acesso e de trabalho muito limitadas, levaram à execução de cortinas de contenção com recurso à tecnologia jet grouting armadas com microestacas metálicas tubulares. Estes elementos foram também utilizados como fundações profundas de uma laje de betão armado com 1,4m e 1,8m de espessura, construída para receber as cargas das fundações existentes e permitir a sua transferência para os novos elementos de fundação.

Neste complexo processo de transferência de cargas, foi definido o processo de gradual de transferência com recurso a macacos hidráulicos sob todos os pilares e a dispositivos de monitorização altimétrica permanente para controlar os assentamentos de cada apoio e, deste modo, minimizar a ocorrência de distorções de pudessem causar patologias aos edifícios.

2. EDIFÍCIOS AFECTADOS

O túnel da linha do metro intersecta os edifícios nº 42 e nº 44 na Avenida D. Carlos I. Ambos os edifícios foram construídos no século XX, apresentando uma estrutura em betão armado e fundações em estacas moldadas. Os edifícios têm 9 pisos elevados e 1 cave (ver Figura 1).



Figura 1. Edifícios de betão armado situados por cima do túnel.

O edifício nº42 foi recentemente objeto de obras de reabilitação para reconversão em uso habitacional. Como resultado dessa reconversão, foram realizados trabalhos de reforço da estrutura e das fundações originais, estes últimos com recurso a microestacas. O edifício nº44, por outro lado, encontra-se nas suas condições originais, utilizado para escritórios, e apresenta um bom estado de conservação. Na Figura 2 apresenta-se a planta de fundações dos edifícios, sobreposta com o traçado do túnel do metro, evidenciando a necessidade de transferir a carga de vários pilares ao longo da área de intervenção, devido às estacas intersectarem o túnel.



Figura 2. Vista em planta dos edifícios e projeção da estrutura do túnel.

3. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

3.1. Condicionamentos geológicos e geotécnicos

A campanha de investigação geológico-geotécnica realizada incluiu a execução de múltiplas sondagens que permitiram a caracterização das unidades de solo e de rocha interessadas ao longo da extensão do túnel Cut & Cover sobre a qual se localizam os edifícios em análise (ver Figura 3). Foi possível constatar que, no sentido crescente da quilometragem do túnel, se verifica um aumento progressivo da espessura dos materiais recentes (aterros e aluviões - essencialmente do tipo arenoso) em paralelo com a diminuição da espessura da camada Miocénica subjacente às unidades do Complexo Vulcânico de Lisboa.

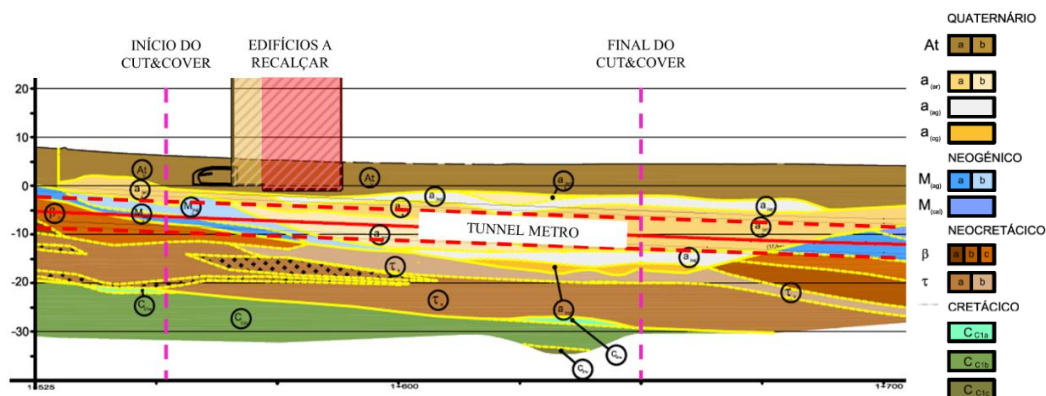


Figura 3. Cenário geológico.

3.2. Condicionamentos relativos às tecnologias construtivas

As soluções tiveram de respeitar os condicionamentos locais no que respeita à acessibilidade dos equipamentos. Tendo em conta a necessidade de trabalhar no interior das caves dos edifícios, as soluções tiveram de ser compatíveis com equipamentos de pequeno porte, compatíveis com o funcionamento num pé-direito mínimo de cerca de 3,0m.

3.3. Procedimento de transferência de carga

Para minimizar a ocorrência de patologias nos edifícios, determinadas por assentamentos diferenciais, as soluções e as fases de construção foram definidas de modo a permitir um processo de transferência de carga ativo. Este processo recorreu a um circuito integrado de macacos hidráulicos e sensores de nivelamento que permitem o registo e a compensação sistemática de eventuais assentamentos resultantes

da demolição das estacas que intersejam o túnel do metro e da consequente transferência dessa carga para a nova laje de recalçamento.

4. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

A solução de recalçamento, contenção e escavação consiste na transferência das cargas, dos pilares localizados sobre do alinhamento do túnel, para uma laje de recalçamento, de modo a permitir o corte das estacas de fundação, sem afetar a funcionalidade da estrutura do edifício. Depois de realizado este processo, será realizada a escavação sobre a laje de recalçamento que, por sua vez, está fundada em cortinas de jet grouting com função simultânea de elementos de fundação definitiva e elemento de contenção provisória.

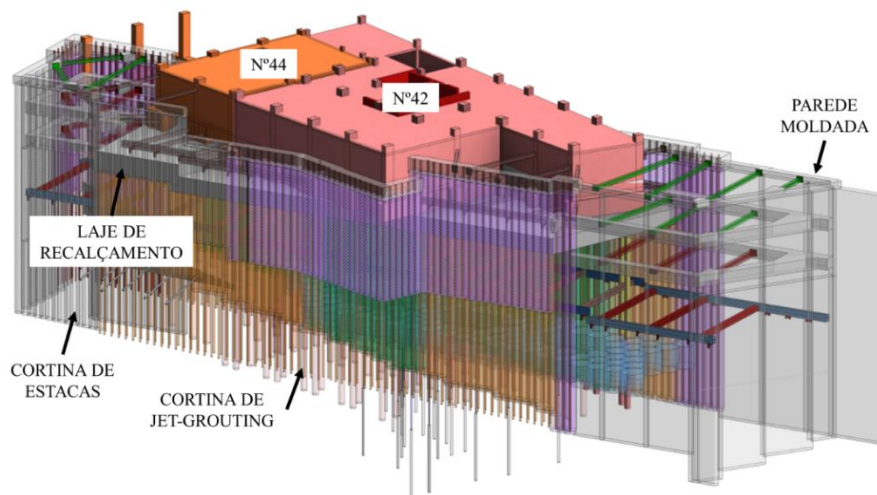


Figura 4. Vista 3D: Solução de escavação e escoramento Cut & Cover.

4.1. Descrição da solução de escavação Cut & Cover

A solução de escavação Cut & Cover é realizada, genericamente, ao abrigo de uma cortina dupla de colunas de jet-grouting com 1000mm de diâmetro, espaçadas de 700mm, e reforçadas com perfis tubulares de aço, que têm uma dupla função de fundação da laje de recalçamento e de contenção das terras e das águas para permitir a escavação necessária à construção do túnel do metro. Adicionalmente, para atingir o nível da laje de recalçamento, foi executada uma terceira fiada de colunas de jet-grouting, também reforçadas com perfis metálicos (ver Figura 5).

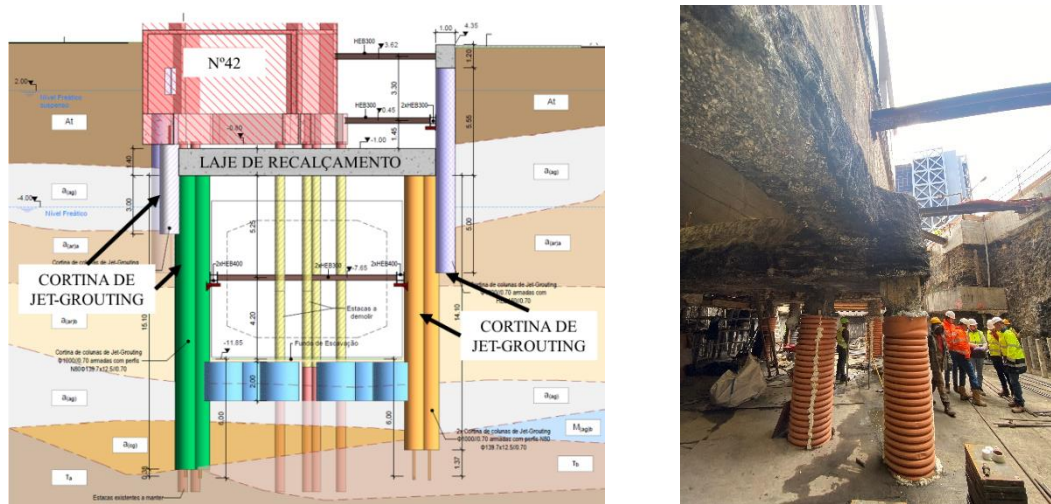


Figura 5. Secção: Escavação Cut & Cover e solução de escoramento (modelo e local).

Refere-se ainda que as cortinas de contenção foram provisoriamente escoradas umas às outras utilizando 3 níveis de escoras de aço, distanciados 5 m entre si, ligados a vigas de distribuição de aço ou de betão armado, e 1 nível materializado pela laje de recalçamento. Por fim, sempre que as formações existentes ao nível do fundo da escavação não eram rochosas, optou-se pela materialização de uma grelha de travamento com colunas de jet grouting com 2000mm de diâmetro, de modo a minimizar a deformabilidade da ficha das cortinas de contenção.

4.2 Descrição da solução de recalçamento do edifício

A solução de recalçamento dos edifícios consiste a construção de uma laje de betão armado, apoiada indiretamente em cortinas de colunas de jet-grouting, reforçadas com perfis de aço de forma a aumentar a sua ductilidade e rigidez, colocadas ao longo dos alinhamentos exteriores do túnel do metro. A laje de recalçamento foi posicionada no espaço disponível entre a base dos maciços de encabeçamento das estacas e a laje de cobertura do túnel do metro, com uma geometria de aproximadamente 50,0m de comprimento, por 13,0m largura e uma espessura variável entre 1,40m e 1,80m (ver Figura 7).

No seu conjunto, estes elementos permitem alterar o sistema de fundação dos edifícios, transferindo as cargas dos pilares estruturais para a nova laje de recalçamento que, por flexão cilíndrica, as transmite às duas fiadas de colunas de jet grouting, que finalmente transmitem as reações às camadas de solo competentes situadas abaixo da laje de fundo do túnel.

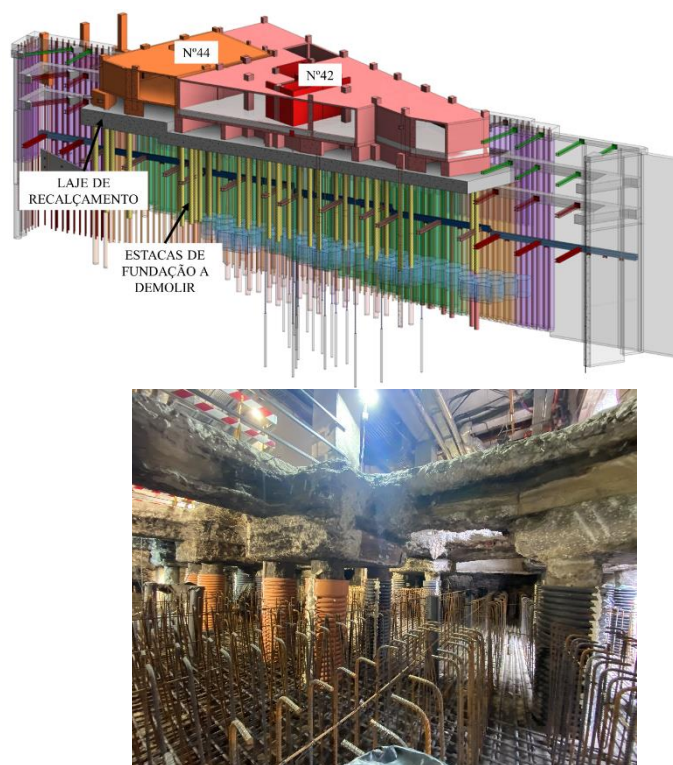


Figura 6. Vista 3D: A solução de escoramento e as estacas são desativadas.

Com esta solução implementada, é possível demolir as estacas de fundação existentes, que se localizam sobre o alinhamento do túnel do metro, bem como proceder aos trabalhos de escavação para a construção do referido túnel (ver Figura 6).

4.3 Descrição do procedimento de transferência de carga

De modo a garantir que uma transferência de cargas gradual entre os pilares dos edifícios e a laje de betão armado de recalçamento, permitindo assim um maior controlo dos assentamentos que ocorrem neste processo e, em particular, dos assentamentos diferenciais que podem provocar patologias nos edifícios, foi instalado um sistema de macacos hidráulicos e de monitorização de assentamentos. Os

macacos hidráulicos, posicionados entre a laje de recalçamento e os maciços de encabeçamento de estacas, serão responsáveis por aliviar as cargas das atuais estacas de fundação, transferindo a carga para a nova laje e, deste modo, permitindo que as estacas tenham uma carga residual quando forem demolidas.

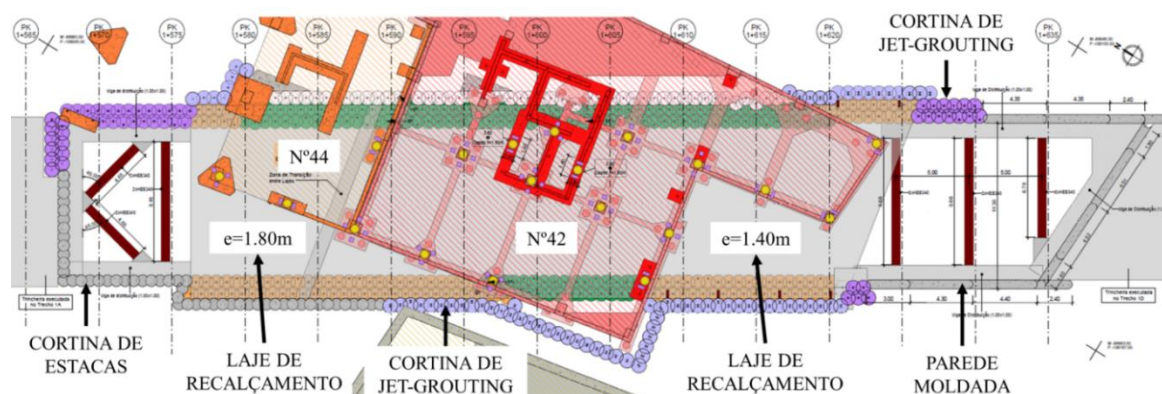


Figura 7. Vista em planta: Solução de escavação e escoramento Cut & Cover.

As fases relacionadas com a transferência de carga são resumidas abaixo e ilustradas na Figura 8:

1. Instalação do sistema de instrumentação nos pilares;
2. Escavação até ao nível inferior da laje;
3. Encamisamento das estacas seguido da construção da laje e da instalação dos macacos hidráulicos;
4. Escavação sob a laje, seguida de ativação dos macacos hidráulicos e posterior demolição das estacas existentes, gerida pela análise dos dados de monitorização.

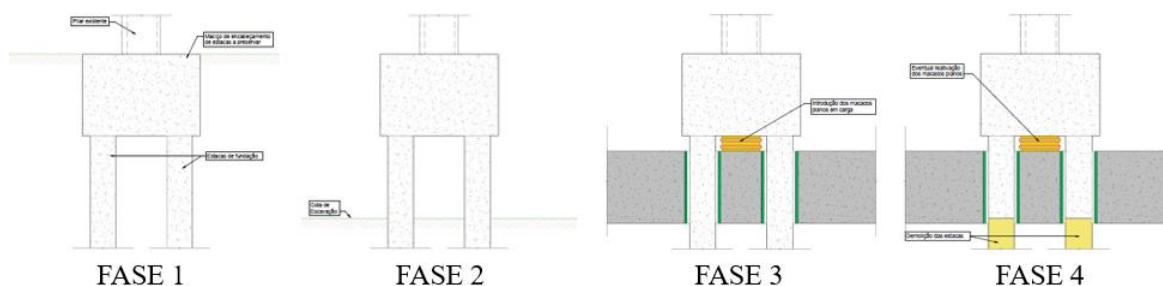


Figura 8. Solução de recalçamento – Sistema de transferência de carga.

5. CONCEPÇÃO DA SOLUÇÃO

A solução de recalçamento foi dimensionada utilizando modelos estruturais no software *SAP2000*.

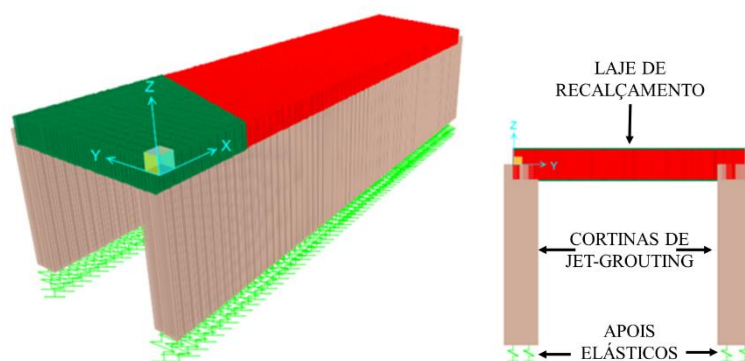


Figura 9. Modelo de análise SAP2000 para a laje de fundação.

A laje de recalçamento, bem como as cortinas de colunas de jet grouting, foram modelados com elementos do tipo casca e, no caso destes últimos, apoiados em molas que tentaram reproduzir a rigidez do terreno de fundação. Este modelo permitiu estimar os esforços estruturais da laje (ver, por exemplo, os momentos fletores na Figura 10), bem como a sua deformação elástica (ver Figura 11).

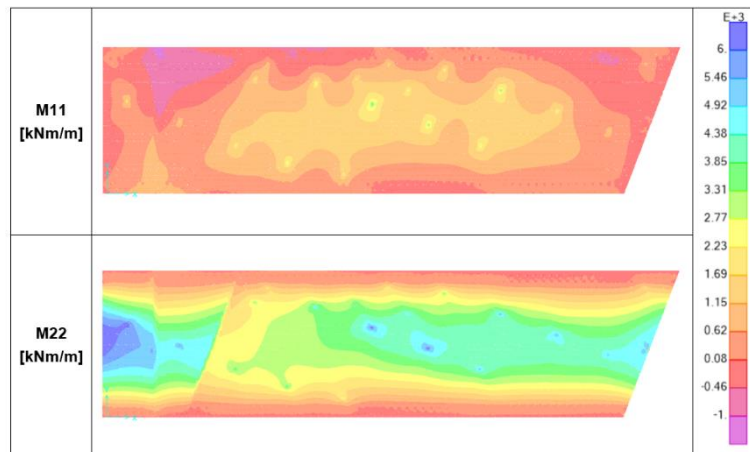


Figura 10. Modelo de análise SAP2000 para laje de fundação - Momentos fletores.

Considerando as rigidezes dos apoios do modelo estrutural, foi estimada a carga axial máxima de projeto em cada coluna de jet-grouting, permitindo, em análise paralela com o modelo geotécnico para a solução Cut & Cover, a validação da segurança desses elementos, simultaneamente para a fase provisória e para a fase definitiva.

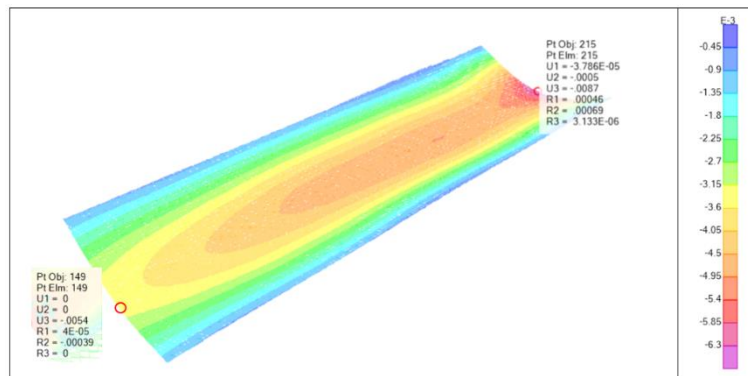


Figura 11. Modelo de análise SAP2000 para a laje de fundação - Deslocamentos.

6. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Durante os trabalhos de transferência de cargas e, posteriormente, durante os trabalhos de escavação e construção do túnel, foi implementado um plano de monitorização com sensores de nível de líquido e extensômetros para medir os movimentos altimétricos da laje de recalçamento e dos pilares dos edifícios, bem como a interação entre eles (ver Figura 12).

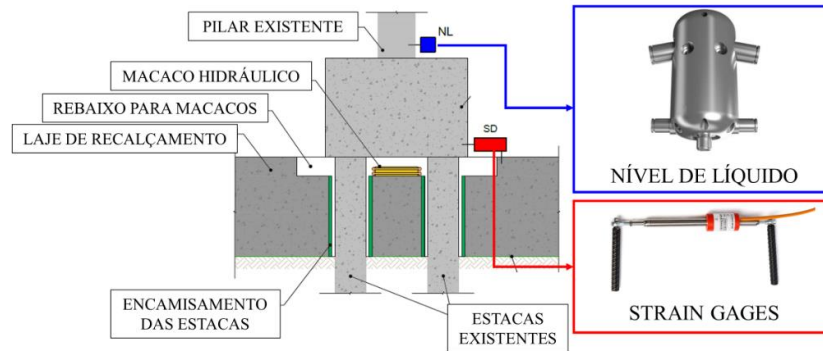


Figura 12. Dispositivos de controlo: Sensores de nível de líquido e strain gages.

O plano de monitorização estabelece ainda valores-limite para cada dispositivo, para cada fase da transferência de carga. Os resultados das análises numéricas foram utilizados para determinar os valores de referência dos parâmetros medidos, que foram utilizados para fixar valores de alerta, para 80% dos valores de referência, e de alarme, para 120% dos referidos valores.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A definição e implementação de uma nova linha de metro numa zona densamente urbanizada pode conduzir a interferências com estruturas existentes. Para cenários como o apresentado neste trabalho, a solução de recalçamento das fundações foi a mais adequada para permitir manter a integridade das estruturas existentes, embora este tipo de solução apresente muitas vezes múltiplas restrições ao nível do acesso e operação dos equipamentos.

Para o sucesso de intervenções com a complexidade da presente, considera-se essencial a implementação de um plano de monitorização adequado, o qual permitirá tomadas de decisões tendo em vista uma eficaz transferência de cargas entre os elementos de fundação existentes e os novos elementos de recalçamento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram projetados pelo consórcio que integra as empresas COBA e JETsj e que se encontram a ser realizados pelo agrupamento constituído pelas empresas Mota Engil e Spie Batignolles. A fiscalização dos mesmos trabalhos é, por sua vez, assegurada pelo consórcio que integra as empresas Consulgal e Tecnoplano.

REFERÊNCIAS

- [1] Pinto, A. (2008) Soluções adoptadas na Interferência nº16 da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa: Oriente – Aeroporto. In: XI Congresso Nacional de Geotecnia – SPG, Guimarães, Portugal.
- [2] NP EN 1992-1-1 2010 – Projeto de Estruturas de Betão Armado
- [3] NP EN 1997-1 2010 – Projeto Geotécnico

Edifício para os Museus Elysée e Mudac em Lausanne, Suíça

R. Furtado¹

M. Pereira²

RESUMO

O edifício que alberga o Museu da Fotografia (Elysée) e o Museu do Design e Arte Contemporânea (Mudac) foi recentemente inaugurado em Lausanne, Suíça. Acima do solo, o edifício inclui um volume central e um anexo disposto em torno do primeiro. Os 2 níveis enterrados estão implantados sob o volume central. Em cooperação estreita com a equipa de Arquitetura, o betão à vista foi empregue em toda a obra como material de acabamento final: betão cinzento no volume anexo e betão branco no central.

A característica mais marcante do novo edifício é a estrutura que emerge do piso térreo, assemelhando-se a um cubo cortado e separado altimetricamente em 2 partes que se tocam apenas em 3 pontos, simbolizando a coexistência dos 2 museus num único edifício. O cubo elevado com 43,8x43,8m em planta e fachadas entre 7,0 e 12,7m de altura apoia-se apenas nesses 3 pontos onde estão inseridos os núcleos de escadas e elevadores. Seguindo a geometria imposta pelo “corte” do cubo, as quatro fachadas elevadas apresentam forma trapezoidal e são contínuas com o teto inferior, composto por vários painéis triangulares com diferentes inclinações. As fachadas e o teto inferior são em betão branco e, em conjunto, constituem os principais elementos estruturais de suporte desta estrutura elevada. A rigidez do teto inferior é incrementada através da sua ligação à laje do piso 1 por treliças metálicas, permitindo o seu funcionamento conjunto como uma estrutura mista mais rígida. Devido à relevância arquitetónica das paredes de fachada, optou-se por uma betonagem única por fachada, evitando juntas de construção intermédias. As paredes são pré-esforçadas com o objetivo de minimizar as tensões de tração e assim controlar o risco de fissuração.

Palavras-chave: Betão branco; Betão aparente; Elysée; Mudac

1. INTRODUÇÃO

A construção do novo edifício integrante do projeto para o novo distrito artístico de Lausanne (Plateforme 10) que alberga o Museu Elysée e o Museu do Design e Arte Contemporânea (mudac) foi concluída em 2021. Acima do solo o edifício inclui dois volumes independentes: o central e um anexo em torno do primeiro. O volume central integra ainda dois pisos enterrados. Em cooperação estreita com a equipa de Arquitetura, o betão estrutural à vista foi utilizado com principal material de acabamento final: betão cinzento no edifício anexo e betão branco no edifício central.

A característica mais marcante do edifício é o volume central em forma de cubo que emerge do piso térreo, “cortado” em duas partes desiguais que se tocam apenas em 3 pontos criando um vazio horizontal que separa os dois museus. O MUDAC dedicado à arte contemporânea no volume superior que necessita de uma elevada luminosidade natural e o Elysée dedicado à fotografia no volume inferior semienterrado

¹ Afaconsult, Vila Nova de Gaia, Portugal. rui.furtado@afaconsult.com

² Afaconsult, Vila Nova de Gaia, Portugal. miguel.pereira@afaconsult.com

onde a iluminação terá que ser muito controlada. O piso térreo inclui os serviços comuns aos dois museus, tais como a livraria, cafeteria e bilheteira, que se distribuem no vazio criado pela “fratura” do cubo em continuidade com o espaço público exterior devido à sua elevada transparência. O edifício anexo alberga os escritórios, oficinas artísticas, cais de carga e descarga e um auditório. O edifício anexo estende-se para além da área circundante do edifício central incluindo o programa complementar que inclui um restaurante e um centro informativo.

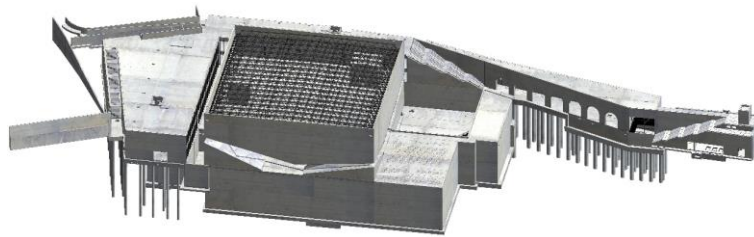


Figura 1. Vista geral 3D do modelo BIM da estrutura do edifício.

Esta comunicação descreve a evolução das soluções estruturais desde as fases iniciais de projeto, as soluções adotadas e a sua relação com as condicionantes arquitetónicas.

2. O CONCEITO PARA O EDIFÍCIO

O conceito arquitetónico para o edifício foi estabelecido desde a fase de concurso de ideias em 2015. As instalações técnicas e de suporte à atividade dos museus deveriam situar-se num volume anexo destacado do principal, integrado na topografia existente que se prolonga sobre a sua cobertura e é cortada verticalmente pela sua fachada. Deste modo, o volume central que alberga os 2 museus destaca-se no centro do empreendimento em relação ao volume periférico. Assemelha-se a um cubo separado horizontalmente de forma irregular em 2 partes, que se tocam em apenas 3 pontos interiores onde a topografia do pavimento e do teto se intersectam, simbolizando a coexistência dos 2 museus num único edifício. O espaço criado entre os 2 volumes onde se concentram os serviços comuns aos museus pretende, pela sua transparência, ser uma extensão do amplo espaço público que se desenvolve desde a estação ferroviária, passando pelo recém construído Museu Cantonal de Belas Artes (MCBA). As 4 fachadas da metade superior têm uma forma trapezoidal e apresenta uma materialidade contínua com o teto inferior que é formado por um conjunto de planos facetados com diferentes inclinações.

A extensão do edifício periférico para leste destinado ao programa complementar também se funde com a envolvente exterior através da replicação das arcadas em pedra existentes utilizando, todavia, um material também visualmente forte: betão. De facto, a uniformidade material é procurada pela Arquitetura através da utilização do betão aparente em todos os espaços públicos do projeto.



Figura 2. Renders do volume central na fase de concurso de ideias de Arquitetura – Aires Mateus: vista geral do cubo (esquerda) e vista interior do foyer (direita).

3. EVOLUÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL PARA O VOLUME SUPERIOR DO CUBO

Dada a complexidade deste edifício, bem como o impacto que a estrutura tem na arquitetura e vice-versa, uma cooperação estreita entre as 2 especialidade iniciou-se logo na fase de concurso de ideias, ainda mesmo antes do início formal do projeto, com especial ênfase na parte superior do volume central.

A primeira decisão conceptual de relevância foi a do número de apoios para a estrutura cúbica elevada com 43,8x43,8m de área que deveria ser reduzido ao mínimo e com implantação no interior da área quadrada para obtenção da separação visual pretendida em relação à parte inferior do volume, assegurando também as necessárias condições para a estabilidade e acesso à parte superior. Foram propostos 3 apoios não colineares posicionados próximo das fachadas, mas suficientemente afastados para que não fossem visíveis pelo exterior, e afastados o mais possível entre si para que a carga vertical sobre cada um fosse similar. Este é também o número mínimo de apoios numa estrutura tridimensional que evita momentos flectores nos apoios devido a cargas não balanceadas. Cada apoio foi materializado através de um núcleo retangular, com distâncias mínimas entre eles de 23,5m, 24,3m e 22,2m, onde se incorporaram as caixas de escadas, elevadores e instalações técnicas.

A escolha da solução estrutural e composição das fachadas foi provavelmente o aspeto que envolveu maior estudo na fase de estudo prévio. Diferentes soluções foram propostas e testadas, nomeadamente estrutura integral em betão à vista com parede dupla para incorporação de isolamento térmico, estrutura metálica revestida com painéis GFRC e estrutura metálica com revestimento contínuo em painéis cimentícios do tipo Aquapanel.

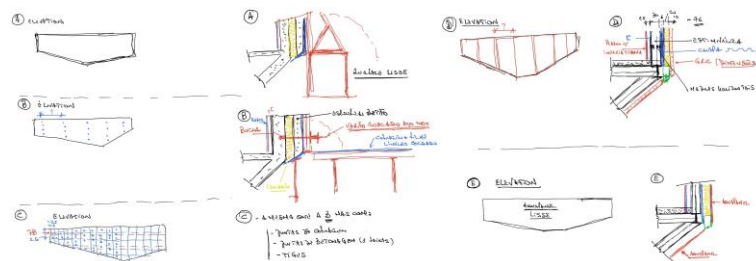


Figura 3. Esquemas das diferentes soluções de composição de fachada em fase de estudo prévio.

A opção preferencial para a arquitetura foi sempre a de betão branco à vista “in-situ”, tendo sido equacionadas 3 alternativas desta tipologia: (a) sem juntas de construção / cofragem visíveis e sem tiges de estabilização da cofragem, (b) sem juntas de construção / cofragem visíveis mas com tiges para estabilização da cofragem e (c) com juntas de construção / cofragem e tiges visíveis. Cada um destes requisitos tem um impacto relevante na metodologia construtiva para as paredes. A ausência de juntas de construção conduz a uma betonagem única por fachada. Tendo em conta o comprimento das paredes e a sua altura (máximo de 12,7m), a vibração adequada do betão no fundo da cofragem não é plausível, implicando a utilização de betão autocompactável. A ausência de juntas visíveis na superfície acabada requer a forrar a superfície total da cofragem exterior com um revestimento contínuo, tendo sido proposta a utilização de um revestimento em linóleo com juntas invisíveis. A sua aplicação envolve a montagem do sistema de cofragem fora da sua posição final para libertar o espaço necessário aos trabalhos de forra da superfície. O conjunto final assemblado terá posteriormente que ser ripado antes da betonagem até à sua posição final através de um sistema de carris e macacos hidráulicos. A ausência de tiges de estabilização da cofragem requer a substituição dos habituais tirantes que autoequilibram o impulso hidrostático do betão fresco por uma estrutura de retenção de cofragem robusta o suficiente para absorver as cargas horizontais em ambas as face da parede.

Os requisitos acima foram apresentados por ordem crescente de complexidade. Enquanto a realização de uma operação única de betonagem é plausível com a utilização de betão autocompactável e um planeamento cuidadoso da operação, a forra da superfície de cofragem com uma película de linóleo contínua e sem juntas requer espaço livre à volta da estrutura para que se possa montar e forrar a cofragem fora da sua posição final e uma operação complexa de ripagem que não é comum na construção

de edifícios. Finalmente, a eliminação dos nichos de tige é claramente o requisito mais exigente, já que envolve o dimensionamento de uma estrutura metálica dedicada para o efeito com consideração de ações horizontais elevadas e de limites de deformação restritivos que assegurem o adequado desempenho do sistema de cofragem e a alta qualidade de superfície pretendida para as paredes.

Outros dois aspetos mereceram também uma atenção especial no estudo das soluções em betão aparente para as fachadas: a obtenção de uma envolvente térmica de elevado desempenho sem pontes térmicas e o controlo estrito da fissuração do betão para protegê-lo dos ciclos de gelo-degelo. Para responder a estes requisitos uma solução de dupla parede de betão em betão armado foi considerada: uma parede interior não aparente com capacidade e rigidez suficientes para assegurar a distribuição de cargas ao longo da periferia e uma parede exterior aparente suspensa da interior no seu coroamento utilizando aparelhos de apoio móveis. Esta solução permite que a parede se deforme livremente no seu plano minimizando as tensões longitudinais e por consequência o risco de fissuração devido aos efeitos da retração e variações de temperatura. É colocado um isolamento térmico contínuo entre as 2 paredes evitando pontes térmicas e servindo também de cofragem à face interior da parede exterior.

Além das soluções em betão aparente, foram ainda estudadas soluções ligeiras com estrutura de fachada em treliça metálica. 2 opções distintas foram equacionadas para o revestimento exterior: (d) painéis prefabricados em GFRC apoiados na estrutura interior e com isolamento térmico entre ambos e (e) painéis cimentícios do tipo Aquapanel ou sistema de isolamento térmico pelo exterior do tipo ETICS, ambos apoiados numa estrutura metálica secundária com pintura de acabamento contínua e lisa incorporando isolamento térmico. Enquanto a primeira opção implica a aceitação do impacto visual imposto pelos painéis prefabricados, a segunda permite a obtenção de uma superfície acabada perfeitamente lisa contínua e lisa. As técnicas de construção envolvidas são também bastante mais simples do que as soluções que envolvem betão aparente. No entanto, de uma perspetiva arquitetónica, muito do carácter pretendido para o volume central é perdido com estas últimas soluções: a expressividade das juntas entre painéis GFRC ofusca a ideia de uma grande cubo cortado em 2 metades, enquanto a superfície lisa obtida com os painéis cimentícios retira muita da força visual e robustez obtidas com as soluções em betão. Estruturalmente, as soluções com fachada em betão armado revelaram-se também bastante mais rígidas que as soluções em estrutura metálica revestidas exteriormente com acabamento não estrutural.

Das 5 soluções inicialmente consideradas foram retidas 2 para estudo mais aprofundado do ponto de vista estrutural e de arquitetura: solução (b) com fachadas em betão branco aparente em continuidade com o teto inferior composto por lajes facetadas, ambos sem juntas de betonagem ou construção visíveis, mas com sistema de cofragem tradicionais com estabilização por tiges - Fig. 4 (esquerda) e solução (e) com um acabamento contínuo e liso para a fachada e os painéis de teto facetados formados por painéis cimentícios ou ETICS suportados numa estrutura principal interior em treliça metálica e vigas metálicas secundárias menos espaçadas - Fig. 4 (direita).

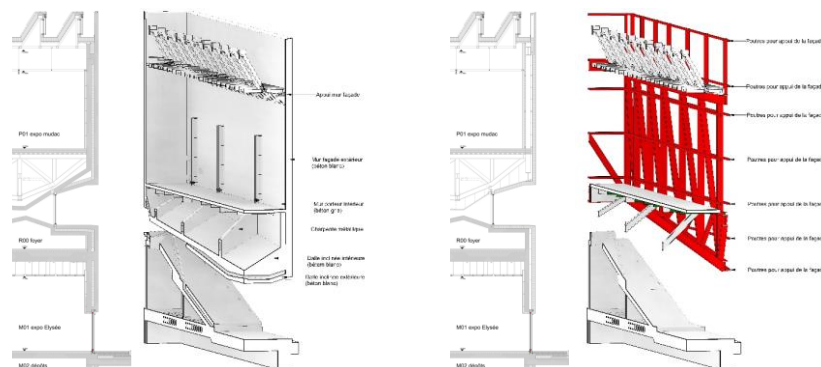


Figura 4. Corte de arquitetura e vista 3D da estrutura com a solução em betão aparente (esquerda) e a solução em estrutura metálica (direita).

Embora a solução em betão armado seja mais complexa do ponto de vista construtivo, as importantes vantagens associadas a esta solução e a sua melhor identificação com a ideia arquitetónica para o edifício tiveram um papel crucial na sua seleção no final da fase de estudo prévio.

A solução estrutural selecionada inclui como principais elementos estruturais da parte elevada do cubo os 3 apoios interiores materializados pelos núcleos em betão armado, a estrutura do pavimento do piso superior e teto do foyer, e as paredes de fachada interiores que distribuem as cargas periféricas para os locais onde a estrutura do pavimento é mais rígida, ou seja, próximo dos 3 apoios. A estrutura do pavimento é composta pela laje colaborante do primeiro piso, que é interligada à laje facetada do teto inferior do foyer por treliças metálicas do tipo “Pratt”, permitindo que estes elementos trabalhem em conjunto como uma estrutura mista mais rígida. As treliças apoiam-se nos cantos dos núcleos através de aparelhos de apoio deslizantes do tipo “pot-bearing” e são ligadas às paredes periféricas onde se apoiam ou recebem carga da fachada consoante a sua posição em planta. A forma côncava das lajes facetadas permite ainda que estas transfiram parte das cargas verticais ao núcleos interiores por efeito de arco. Todos os elementos de betão armado em contacto com o exterior (fachadas e troços de laje do teto exteriores à fachada envidraçada do foyer) são duplicados com isolamento térmico entre eles. As paredes de fachada exteriores são suspensas no coroamento através de consolas curtas onde se inserem aparelhos de apoio com deslocamento horizontal livre e conectores de esforço transversal com deslocamento relativo bloqueado na direção transversal em todo o perímetro e bloqueados longitudinalmente apenas na parte central das paredes. Além disso, abaixo da consola curta as paredes exteriores são ligadas às paredes interiores em toda a sua área por pequenas escoras biarticuladas capazes de suportar cargas de tensão e compressão. O objetivo deste sistema é permitir uma envolvente térmica contínua, preservar o betão como único material aparente e minimizar o risco de fissuração dos elementos exteriores em betão aparente.

Além de vencer o vão de 43,8m entre paredes de fachada, a estrutura da cobertura desempenha um papel fundamental na estabilização lateral da parte superior das paredes de fachada. Optou-se por uma solução em treliça metálica do tipo “Warren” em que o banzo superior é travado por escoras inclinadas formando um sistema do tipo “shed”. Ao nível do banzo inferior das treliças integra-se ainda um sistema de vigas perpendiculares, que além de encaminharem as cargas verticais para as treliças, formam uma malha estrutural que assegura o eficaz travamento das 4 paredes de fachada.

Dada a sua importância para o resultado final, foi incluída na documentação lançada a concurso uma descrição detalhada da sequência e técnicas de construção pretendidas. O requisito mais relevante para a sequência construtiva é a manutenção do escoramento das paredes periféricas interiores e da laje facetada até à conclusão da estrutura metálica da cobertura, uma vez que a estrutura só é autoportante a partir desta fase (Fig. 5 - esquerda). Para montagem da cofragem das paredes de fachada e do seu revestimento contínuo em linóleo, propôs-se a montagem de uma estrutura metálica provisória afastada das paredes interiores e a colocação de andaimes de trabalho entre a estrutura provisória e o edifício, possibilitando a montagem dos painéis de cofragem sobre a estrutura provisória e o seu revestimento com uma película de linóleo com 4mm de espessura, de modo a garantir uma superfície acabada uniforme e sem juntas como pretendido (Fig. 5 - direita). Esta película é colada aos painéis de cofragem e as juntas são soldadas e alisadas de modo a serem imperceptíveis. Após a montagem da armadura e do isolamento térmico contra a parede interior, a estrutura metálica provisória com os painéis de cofragem é ripada sobre carris com recurso a um sistema de acionamento hidráulico até à sua posição final. Considerou-se apenas uma betonagem por fachada com recurso a betão autocompactável, com possibilidade de betonagem pelo topo ou através de bombagem a nível baixo a partir de uma válvula instalada da parede interior [1].

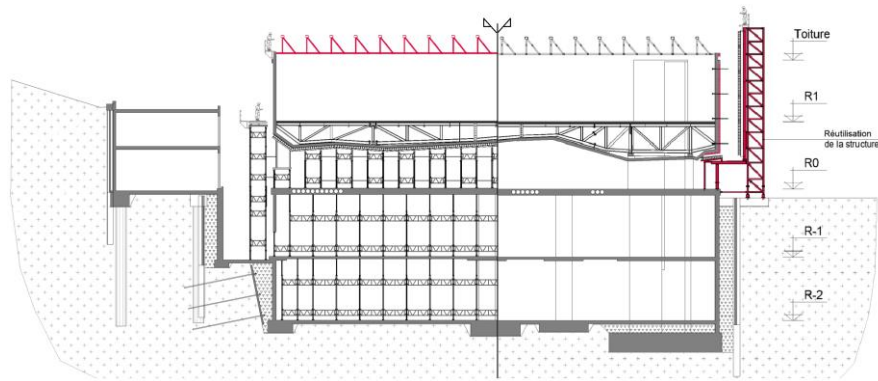


Figura 5. Estrutura escorada até à montagem da cobertura (esquerda) e construção das paredes de fachada aparentes com montagem da cofragem deslocada da sua posição final (direita).

O processo de concurso foi bem sucedido, tendo os principais concorrentes validado as soluções propostas e apresentado desenhos preliminares para a estrutura metálica provisória com sistema de ripagem e para a cofragem da laje facetada, incluindo o revestimento dos painéis de cofragem com película de linóleo.

Com o intuito de reduzir o risco associado às complexas técnicas construtivas previstas e de encurtar o tempo de construção da estrutura, foram estudadas pela equipa projetista durante a obra diversas simplificações aos métodos e soluções definidos, tendo sempre em consideração o requisito de manutenção do conceito arquitetónico inicialmente definido. Foram introduzidas as seguintes alterações à solução inicial: (i) Abandono da solução de parede dupla com isolamento térmico intercalado; considerou-se uma parede única na posição da parede exterior inicial, passando a ter simultaneamente uma função estrutural e de acabamento final; (ii) As pontes térmicas resultantes da eliminação da parede dupla foram analisadas no estudo de envolvente térmica do edifício e corrigidas, sempre que possível, pelo interior; (iii) Eliminação do revestimento dos painéis de cofragem com película de linóleo e estudo detalhado da posição das juntas de cofragem pela arquitetura, considerando painéis com 4,0x2x2,0m; como consequência, a estrutura metálica temporária para montagem da cofragem deixou de ser necessária; (iv) Introdução de pré-esforço ligeiro nas paredes de fachada através de um sistema de bainhas achatadas com 4 cordões para minimização do risco acrescido de fissuração resultante da maior restrição à deformação axial das paredes; (v) Eliminação dos aparelhos de apoio das treliças metálicas de pavimento sobre os núcleos para redução das necessidades de manutenção da estrutura; (vi) Antecipação da remoção do escoramento com retirada de todo o escoramento interior após execução da laje facetada e estrutura metálica do pavimento com laje colaborante; apenas o escoramento periférico sob as paredes de fachada é mantido até à conclusão das fachadas e estrutura metálica da cobertura. A comparação entre as soluções inicial e final é ilustrada na Fig. 6.

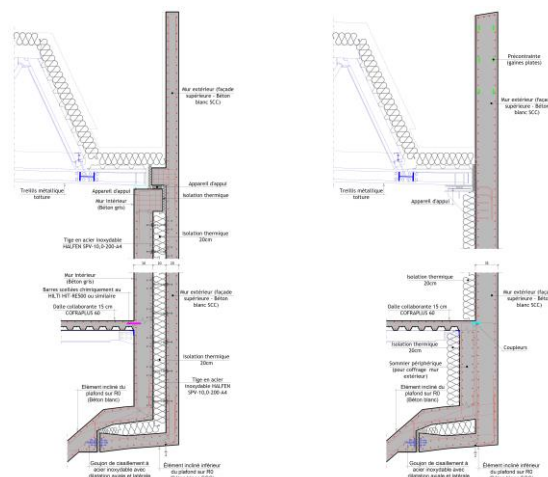


Figura 6. Solução de fachada em fase de concurso (esquerda) e solução construída (direita).

Na Fig.7 são apresentadas fotografias da fachada em fase de construção após a remoção do escoramento periférico e do seu aspeto final.

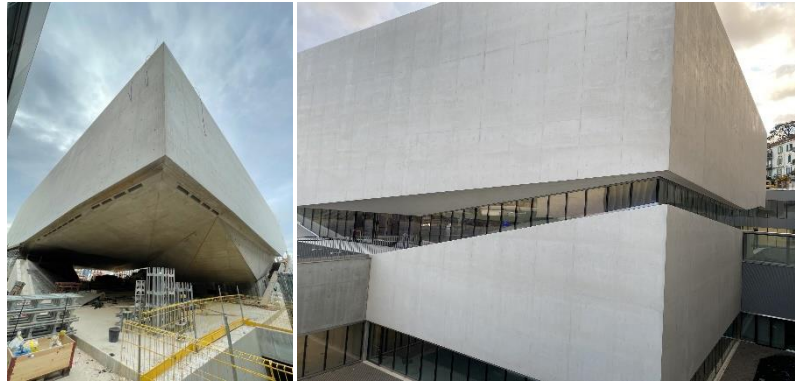


Figura 7. Fachada após remoção do escoramento periférico (esquerda) e o seu aspeto final (direita).

4. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura das caves do volume central é composta por lajes maciças apoiadas em betão armado apoiadas nas paredes de contenção periféricas, nos 3 núcleos centrais e numa malha de pilares inseridos nas paredes divisórias. A laje do piso -1 vence vãos entre 6,5m e 9,6m. Tem espessura constante de 25cm com capitéis quadrados de 15cm sobre na zona dos pilares e núcleos. O número de pilares que se prolonga até ao piso 0 é reduzido a metade pela necessidade de criar espaços amplos no museu Elysée, pelo que a laje do piso 0 vence um vão máximo de 15,2m.

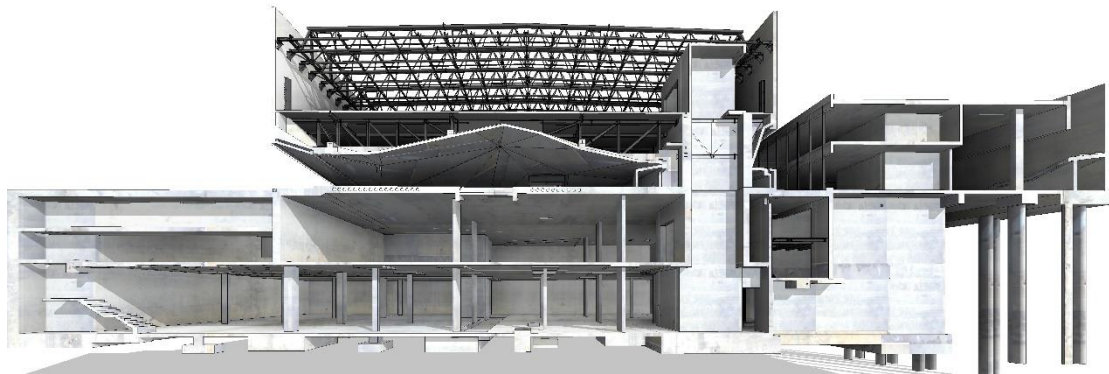


Figura 8. Corte 3D da estrutura.

A solicitação sobre esta laje é agravada pela presença de diversos volumes piramidais também em betão branco ao nível do piso 0. A espessura desta laje é de 60cm com aligeiramentos esféricos no seu interior em zonas afastadas dos pilares e núcleos.

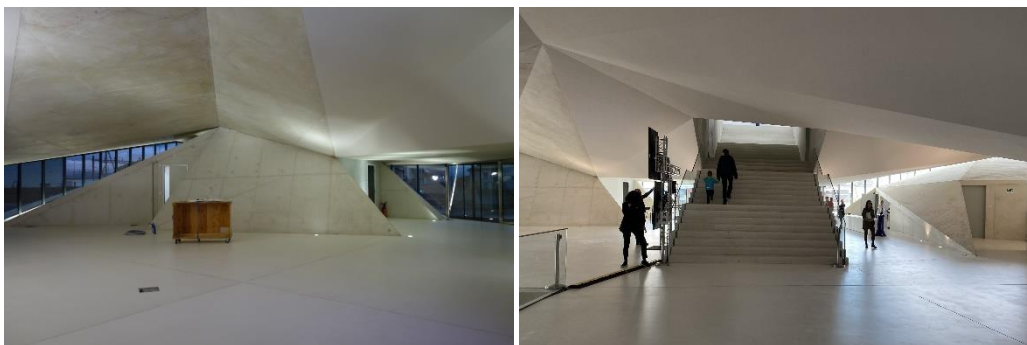


Figura 9. Piso 0 - Foyer.

A laje do piso 1 é colaborante com 13cm de espessura e apoia na estrutura metálica que apoia também, ao nível do banzo inferior das treliças, a laje maciça facetada de teto do piso 0 em betão branco. Esta laje tem uma espessura de 25cm, sendo reduzida para 22cm nas facetas onde se pretende incluir placas de isolamento acústico com 3cm. Em torno dos núcleos onde, pela sua inclinação a laje concentra esforços de compressão importantes, a espessura da laje é aumentada. Nas zonas de proximidade entre as paredes de fachada e os núcleos centrais, as treliças metálicas perpendiculares à fachada com apoio no canto dos núcleos são envolvidas em betão armado formando vigas-parede com elevada rigidez e resistência.

O piso 1 onde se situa o museu MUDAC é livre de pilares pelo que as treliças metálicas de cobertura metálica vencem o vão de 43,5m entre as paredes de fachada. As paredes de fachada em betão branco descritas anteriormente têm 35cm de espessura.



Figura 10. Fachada do volume central.

A estrutura do edifício anexo é composta por lajes maciças de betão armado apoiadas na parede de contenção do lado norte, em pilares interiores e pilares na fachada. Nas zonas de fachada que confrontam com o volume central os pilares são metálicos com ligação à viga de bordo em betão armado através de conectores tipo perno. Nas zonas de fachada do lado nascente afastadas do volume central, a fachada do edifício anexo é composta por um conjunto de arcadas em betão cinzento aparente que surgem no prolongamento das arcadas em alvenaria existentes.

5. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento das estruturas de betão seguiu as regras e disposições das normas suíças em vigor [2], complementadas pela EN1992-1-1 [3] nas situações em que as primeiras são omissas. A determinação de esforços e deformações dos diversos elementos estruturais foi efetuada recorrendo a modelos tridimensionais de elementos finitos de casca para lajes e paredes e barras para os pilares e vigas. Destaca-se o volume central elevado que pela sua complexidade geométrica e pelo envolvimento de 2 materiais estruturais com comportamentos distintos exigiu cuidados especiais na sua análise.

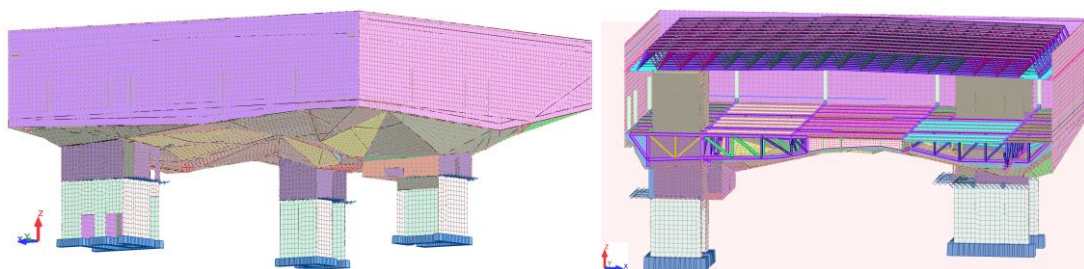


Figura 11. Modelo de elementos finitos do volume central elevado.

Os esforços nos diferentes elementos estruturais foram determinados pela envolvente de esforços de 2 modelos com geometria idêntica, mas em que o módulo de elasticidade do betão é tomado com o seu

valor médio ou com um valor reduzido para ter em conta os efeitos da fluência. De um modo geral obtém-se maiores esforços nos elementos em betão com o primeiro modelo e maiores esforços nas treliças metálicas de pavimento com o segundo modelo. Ainda assim, nas zonas críticas de transmissão de cargas, como é o caso das vigas parede que ligam as paredes periféricas aos núcleos, considerou-se uma situação limite em que a totalidade do esforço pode ser transferida através na estrutura de betão ou através da estrutura metálica. No caso das vigas parede em betão armado recorreu-se ainda a modelos de escoras e tirantes para dimensionamento das várias camadas de armadura e verificação do estado de compressão no betão.

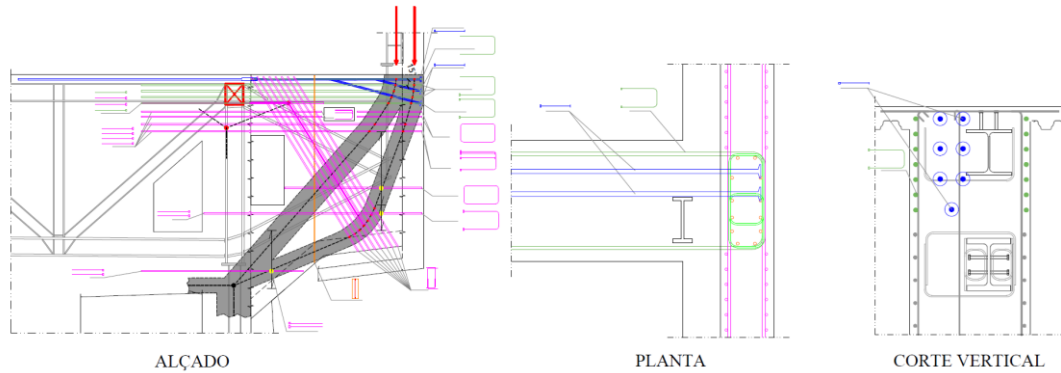


Figura 12. Modelo de escoras e tirantes com pormenorização das vigas-parede.

6. MONITORIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Foi implementada uma campanha de monitorização em fase de construção para avaliação das deformações verticais reais da estrutura elevada e a sua comparação com os valores teóricos. Embora seja sabido que as deformações das estruturas de betão armado podem apresentar diferenças relevantes face os valores teóricos, esta comparação foi considerada relevante para a aferição do comportamento real desta estrutura de elevada complexidade.

Foram seleccionados 6 pontos de monitorização: 1 ponto em cada canto de fachada, 1 ponto a meio vão da fachada nascente e 2 pontos interior na laje facetada que forma o teto do piso de entrada, com leituras em 5 instantes:

- Leitura 0: após a construção da estrutura e antes do início da remoção do escoramento periférico
- Leitura 1: após remoção do escoramento no canto norte-oeste
- Leitura 2: após remoção do escoramento no canto sul-oeste
- Leitura 3: após remoção completa do escoramento periférico
- Leitura 4: 2 meses após remoção completa do escoramento periférico

O deslocamento total medido após remoção completa do escoramento (leitura 3) e 2 meses após esse instante (leitura 4), juntamente com os deslocamentos teóricos para os mesmos cenários de carregamento - apenas peso próprio e sem efeitos diferidos para a leitura 3, e carga permanente total com efeitos diferidos parciais para a leitura 4 – são apresentados na Fig.13. São também incluídos a título informativo os deslocamentos teóricos máximos para o estado limite de serviço (combinação quase permanente com efeitos diferidos).

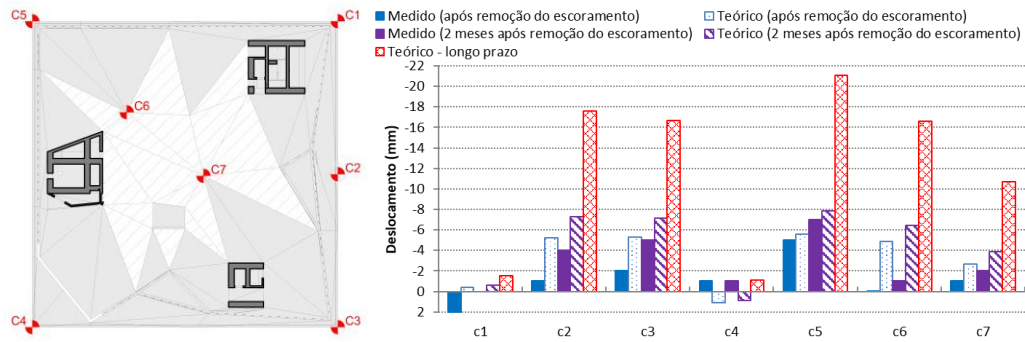


Figura 13. Deslocamentos verticais medidos e teóricos.

Observa-se que os deslocamentos medidos após remoção do escoramento periférico estão em linha com os deslocamentos teóricos em alguns pontos e são inferiores ao estimado noutros. Para o ponto com maior deformação foi medido um deslocamento de 5mm, enquanto o deslocamento teórico é de 5,6mm. Os deslocamento 2 meses após remoção total do escoramento também são bastante próximos dos valores teóricos, com um deslocamento máximo medido de 7mm contra um valor estimado de 7,8mm.

Os deslocamentos a longo prazo foram estimados com um coeficiente de fluência de $\phi(\infty, t_0)=2,0$. No entanto, para comparação com a leitura 2 meses após a remoção do escoramento deverá ser considerado um coeficiente inferior. Além de 2 meses não ser o tempo suficiente para que a fluência se possa desenvolver completamente, dois outros aspetos com influência no coeficiente de fluência foram observados durante a construção: a resistência do betão revelou-se superior à prescrita (C40/50 em vez de C35/45) e a idade do betão no início do carregamento foi superior ao usual (aproximadamente 120 dias) devido ao longo período em que a estrutura esteve escorada. Por aplicação da formulação da EN 1992-1-1 [2], o coeficiente de fluência no instante da leitura 4 foi estimado em $\phi(t, t_0)=0,58$.

CONCLUSÕES

A estreita cooperação entre as equipas de arquitetura e estruturas ao longo das diferentes fases de projeto e durante a construção permitiu materializar eficazmente a ideia inicial para o edifício, adaptando ainda as soluções técnicas aos constrangimentos encontrados. Visualmente, o betão é o único material aparente como inicialmente se pretendia. Foi possível introduzir as juntas de cofragem nas paredes da fachada sem ofuscar o impacto visual do grande cubo cortado em duas partes, permitindo no entanto uma importante simplificação das técnicas construtivas para execução das fachadas. O risco acrescido de fissuração devido ao abandono da solução de parede dupla foi eficazmente resolvido com a introdução do pré-esforço. As deformações da estrutura foram mantidas dentro de limites rigorosos, tendo os valores teóricos sido confirmados através de monitorização em obra.

REFERÊNCIAS

- [1] Self-Compacting Concrete European Project Group (2005). European Guidelines for Self-Compacting Concrete: Specification, Production and Use. International Bureau for Precast Concrete (BIBM).
- [2] SIA 262. 2013, Construction en béton. Zurich : Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes (SIA). 102 p.
- [3] EN 1992-1-1. 2004, Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN. 225 p.

Reforço sísmico do viaduto Duarte Pacheco

A. Costa¹

J. Appleton²

RESUMO

O Viaduto Duarte Pacheco em Lisboa, com 355 m de desenvolvimento entre eixos dos encontros, foi construído entre 1937 e 1944, sendo a sua estrutura integralmente realizada em betão armado. O viaduto foi reabilitado em 2005 com o objetivo de reparar e proteger a estrutura face às anomalias existentes induzidas por reações expansivas no betão. Em 2022/24 foi realizada uma intervenção de reforço sísmico da estrutura.

A avaliação do comportamento sísmico do viaduto veio revelar deficiências relevantes que colocaram diversos desafios para a sua resolução. O viaduto é constituído por 5 estruturas independentes com muitas juntas de dilatação. Estas estruturas apresentam um comportamento dinâmico independente pelo que os deslocamentos induzidos pelos sismos originam o impacto entre os tabuleiros na zona das juntas.

A estrutura sobre o arco central e os viadutos de ligação entre arcos apresentam um comportamento sísmico inadequado na direção longitudinal devido à sua muito baixa rigidez e insuficiente capacidade de restituição lateral. Esta situação pode causar um movimento descontrolado destas estruturas com consequências imprevisíveis.

A análise das possíveis soluções de intervenção para resolver as principais deficiências relativas às juntas de dilatação, ao comportamento da estrutura sobre o arco central e ao comportamento dos viadutos conduziu a uma estratégia de intervenção que consiste na redução dos deslocamentos sísmicos.

A intervenção consiste no reforço das pilastras do arco central, na ligação dos viadutos e estrutura sobre o arco central às pilastras e na abertura de duas juntas sísmicas na junção do tabuleiro dos viadutos às pilastras dos arcos laterais. Com esta intervenção materializa-se um grande pórtico que constituirá a estrutura primária na resistência aos sismos.

Palavras-chave: Estruturas de betão; Viadutos; Sismos; Avaliação; Reforço.

1. INTRODUÇÃO

A experiência na avaliação de obras existentes mostra que parte significativa das estruturas apresentam deficiências relativamente ao seu desempenho sísmico, seja porque não foram dimensionadas para esta ação, seja porque as disposições regulamentares da época do seu projeto eram insuficientes.

O dimensionamento sísmico começou a ser introduzido na década de 1960 [1,2] através de metodologias muito simples e sem requisitos relativos à ductilidade. Na década de 1980 houve uma evolução muito

¹ A2P, Lisboa, Portugal. antonio.costa@a2p.pt

² A2P, Lisboa, Portugal. julio.appleton@a2p.pt

relevante do dimensionamento traduzida na regulamentação de 1983 [3,4], mas, ainda assim, com disposições que hoje se consideram insuficientes.

As principais deficiências que se observam nestas estruturas podem ser resumidas da seguinte forma: sistemas estruturais menos adequados à resistência da estrutura aos sismos; ausência de juntas sísmicas; fundações com baixa capacidade para a ação sísmica; deficiente capacidade resistente ao esforço transversal dos elementos estruturais; ausência ou insuficiente confinamento do betão nas zonas críticas; espaçamento entre cintas e estribos que comprometem o comportamento das zonas críticas devido à encurvadura dos varões longitudinais.

Nas pontes acrescem ainda os seguintes problemas: elevado número de juntas de dilatação com capacidade insuficiente para acomodar os movimentos sísmicos; ligações rígidas do tabuleiro aos encontros; tramos intermédios simplesmente apoiados em consolas (tramos Gerber); aparelhos de apoio com capacidade insuficiente, quer para os deslocamentos, quer para as forças sísmicas.

A intervenção de reforço nestas estruturas para as dotar de um bom desempenho sísmico apresenta, frequentemente, dificuldades difíceis de ultrapassar. Por vezes não será viável dotá-las da capacidade que consideramos adequada sendo, todavia, necessário melhorar o seu desempenho para níveis aceitáveis.

No reforço sísmico de estruturas existentes é importante seguir-se um conjunto de princípios de forma a auxiliar a definição da intervenção a realizar. Esses princípios podem ser colocados da seguinte forma sequencial:

- Definir os requisitos de desempenho para a estrutura (exigências de comportamento sísmico) considerando a sua importância e os aspetos económicos;
- Definir a estratégia de intervenção mais eficaz para atingir os requisitos de desempenho estabelecidos;
- Definir as metodologias de intervenção adequadas para a implementação da estratégia escolhida;
- Dimensionar e pormenorizar as soluções selecionadas considerando os modelos de comportamento apropriados a cada tipo de reforço.

Para a intervenção de reforço sísmico colocam-se essencialmente duas estratégias: redução das exigências sísmicas ou aumento da capacidade de deformação da estrutura existente como ilustrado na Fig. 1 para o caso genérico de uma ponte sujeita a um deslocamento δ imposto pela ação sísmica.

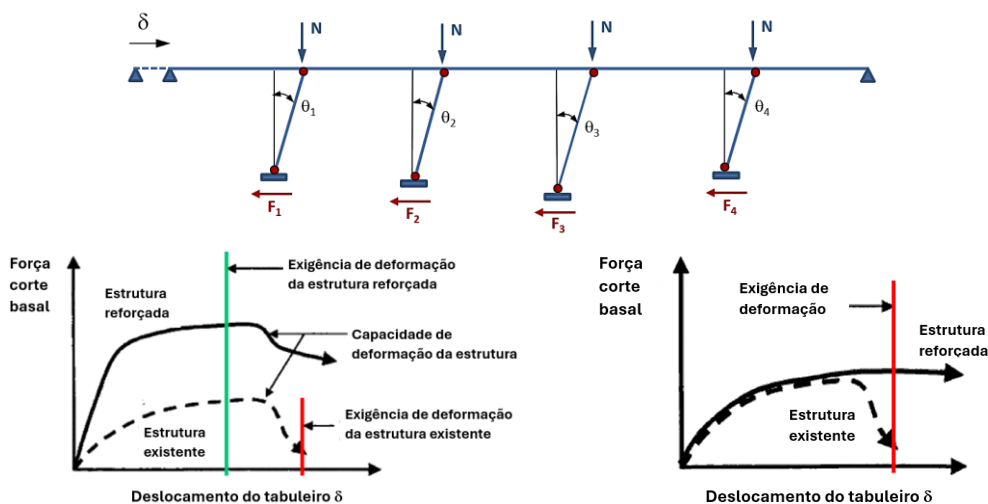


Figura 1. Estratégias de intervenção: redução da exigência e aumento da capacidade.

A redução das exigências sísmicas constitui uma estratégia bastante atrativa e eficaz pois, em geral, minimiza a intervenção na estrutura. Para implementar esta estratégia é possível adotar diferentes metodologias conforme ilustrado na Fig. 2 recorrendo a um diagrama de espectro de resposta de aceleração e deslocamento [5].

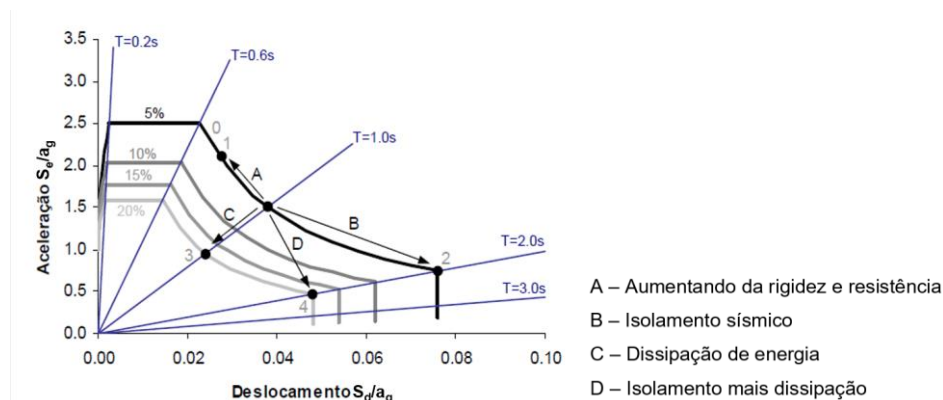


Figura 2. Metodologias de intervenção para redução das exigências sísmicas.

O isolamento de base, o aumento do amortecimento ou a combinação destas duas metodologias apresentam grande eficácia no controlo do comportamento sísmico.

2. DESCRIÇÃO DO VIADUTO

O Viaduto Duarte Pacheco, com 355 m de desenvolvimento entre eixos dos encontros, foi construído entre 1937 e 1944. A Fig. 3 ilustra o viaduto em causa.

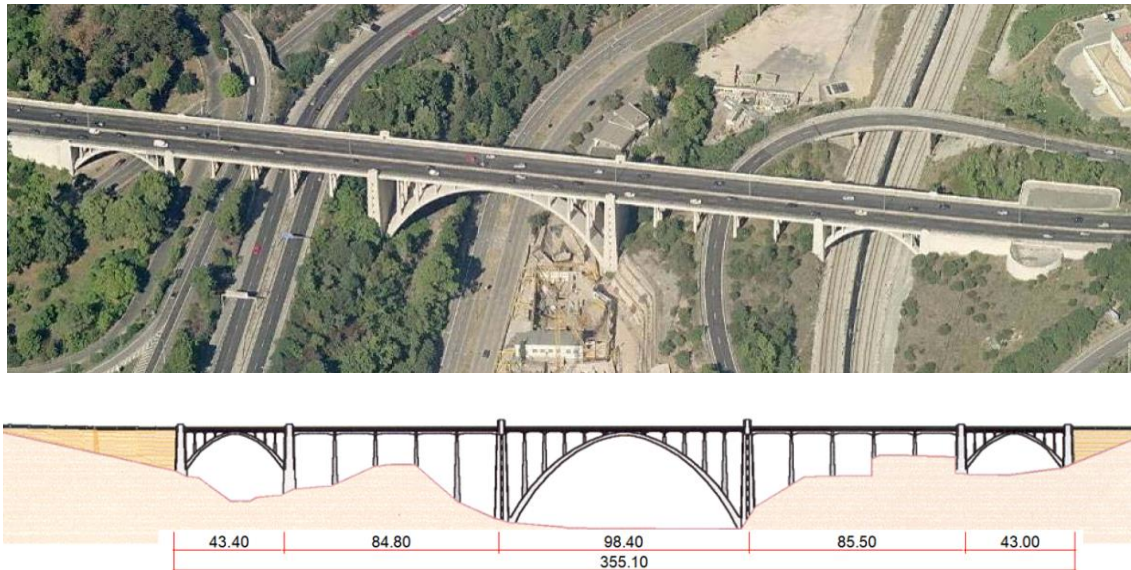


Figura 3. Vista do lado sul e alçado do lado norte do viaduto.

O viaduto, integralmente realizado em betão armado, divide-se em 5 estruturas:

- Duas passagens superiores em arco, uma sobre a linha de caminho de ferro e outra sobre a Avenida do Parque Florestal de Monsanto. Cada uma destas passagens compõe-se de três arcos paralelos com 43m de vão que descarregam em duas pilastras.
- Um arco central sobre a Avenida de Ceuta com 98,4m de vão que se apoia em duas grandes pilastras.

- Dois viadutos de ligação entre as estruturas em arco com uma extensão de cerca de 85m entre eixos de apoio nas pilastras e 5 tramos com 16,35 m de vão apoiados em 4 alinhamentos de pilares, 3 dos quais articulados longitudinalmente.

Todas as estruturas estão separadas por juntas de dilatação de cada lado das 4 pilastras, existindo ainda uma junta de dilatação no tabuleiro a meio vão do arco central. Contando com os encontros a obra apresenta 11 juntas de dilatação, Fig. 4.

A secção transversal do tabuleiro, com largura de 24m, é constituída por uma laje apoiada em 10 longarinas com vãos diferentes em cada uma das estruturas acima referidas. Os 4 pilares de cada alinhamento de apoio do tabuleiro nos viadutos e no arco central formam pórticos na direção transversal, Fig. 5.

A obra não foi dimensionada para resistir aos efeitos da ação sísmica por não existir na época regulamentação neste domínio.

O viaduto foi reabilitado em 2005 [6] para reparar os danos originados por reações expansivas álcali-silica e foi recentemente intervencionado com o objetivo de melhorar o seu desempenho sísmico.

3. AVALIAÇÃO SÍSMICA

A avaliação do comportamento sísmico do viaduto veio a revelar deficiências relevantes, que a seguir se descrevem, colocando diversos desafios para a sua resolução.

- Viaduto constituído por 5 estruturas independentes com muitas juntas de dilatação. Estas estruturas apresentam um comportamento dinâmico diferente pelo que os deslocamentos induzidos pelos sismos originam o impacto entre os tabuleiros na zona das juntas.

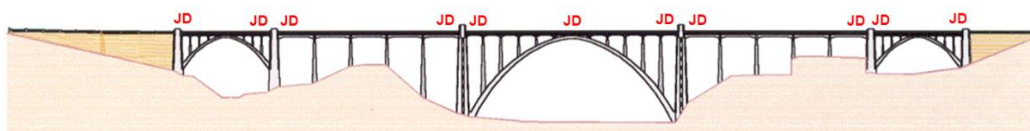


Figura 4. Alçado do viaduto. Localização das juntas de dilatação.

- Os viadutos intermédios são muito flexíveis na direção longitudinal e apresentam deficiências relevantes relativamente ao comportamento sísmico nesta direção.

Nestes viadutos o tabuleiro está apoiado nas pilastras em aparelhos móveis com balanceiros, em 3 alinhamentos de pilares articulados e em apenas um alinhamento de pilares que restringe o movimento longitudinal do tabuleiro, Fig. 5.

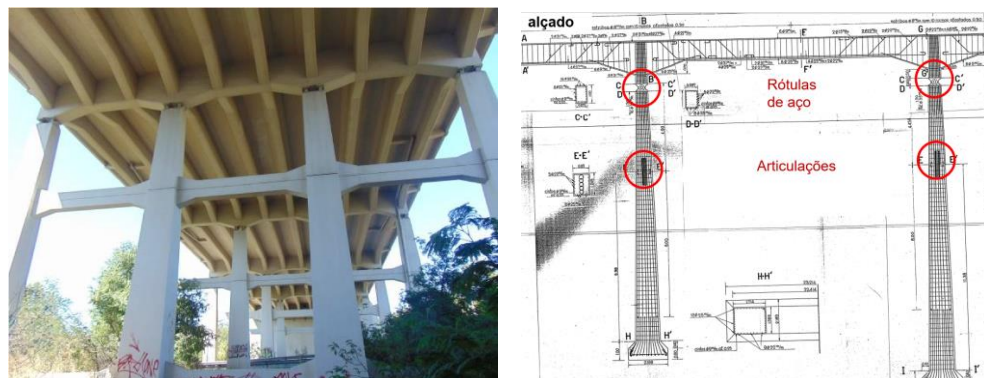


Figura 5. Vista dos pilares do viaduto com articulações ao nível da travessa marcadas por uma junta e extrato do desenho de projeto mostrando as articulações em causa.

A rigidez da estrutura na direção longitudinal é muito reduzida, apresentando o modo de vibração nesta direção um período da ordem de 6s. Importa referir que este tipo de soluções era relativamente frequente em obras das décadas de 1940 a 1960 pois existia na altura grande preocupação com os efeitos das deformações impostas e com os assentamentos diferenciais dos apoios.

O comportamento da estrutura configura uma situação muito desfavorável para a obra que poderá ser explicada recorrendo à Fig. 6.

Sob a ação das deformações induzidas pelo sismo geram-se forças horizontais nas articulações dos pilares que tendem a amplificar os deslocamentos nestes elementos e no tabuleiro, o que é muito desfavorável por conduzir a elevados efeitos P- Δ com consequências imprevisíveis para a estrutura. Por outro lado, a capacidade de restituição lateral é feita à custa de um único alinhamento de pilares sendo manifestamente insuficiente. Esta situação pode originar a acumulação de deslocamentos apenas num sentido e o agravamento sucessivo dos efeitos P- Δ .

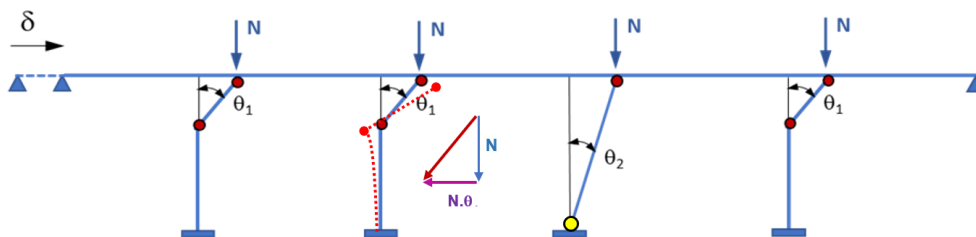


Figura 6. Comportamento dos viadutos entre os arcos.

Os aparelhos de apoio com balancetes têm funcionamento idêntico a pêndulos. Nestes aparelhos geram-se forças horizontais que poderão atingir grande magnitude para deslocamentos relativamente elevados induzidos pelos sismos.



Figura 7. Comportamento dos aparelhos de apoio do tabuleiro nas pilastras.

- A estrutura do arco central apresenta um comportamento sísmico inadequado na direção longitudinal com deficiências ao nível dos montantes (6 alinhamentos de pilares). Um aspeto com importância relevante refere-se à pormenorização das armaduras da base na sua ligação ao arco, Fig. 8. O reduzido comprimento de amarração destas armaduras causa grande incerteza quanto ao comportamento dos pilares, podendo estes, no limite, funcionar como pêndulos. Esta situação causa um movimento descontrolado da estrutura apoiada nos arcos. Na direção transversal os pilares estão ligados na base por uma travessa sobre o arco que garante uma boa amarração da armadura longitudinal, Fig. 9.

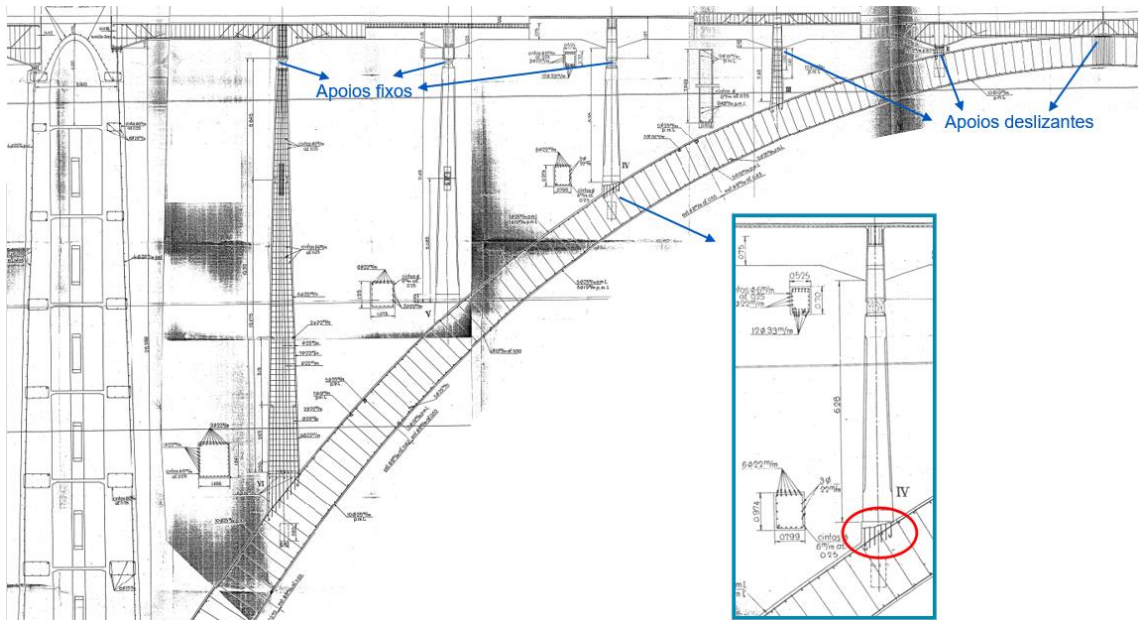


Figura 8. Estrutura do arco central mostrando a amarração insuficiente da armadura de pilares.



Figura 9. Travessa de ligação da base dos pilares na direção transversal.

Nos arcos laterais o tabuleiro está apoiado em 3 alinhamentos de pilares-parede que descarregam em três costelas em arco, Fig. 10. Nestas estruturas não se detetaram deficiências relevantes com exceção da resistência ao esforço transversal de alguns pilares-parede de apoio do tabuleiro.



Figura 10. Estrutura dos arcos laterais.

4. REFORÇO SÍSMICO

A análise das possíveis soluções de intervenção para resolver as principais deficiências relativas às juntas de dilatação, ao comportamento da estrutura sobre o arco central e ao comportamento dos viadutos conduziu a uma estratégia de intervenção que consiste na redução dos deslocamentos, sendo adotada metodologia de intervenção do tipo A apresentada anteriormente.

Considerando que as pilastras do arco central são elementos de grande dimensão com secção na base da ordem de 30 x 6 (m), a solução seleccionada foi explorar estes elementos para o controlo dos deslocamentos dos viadutos intermédios e da estrutura do arco central. A solução consistiu na ligação das estruturas dos viadutos e do arco central às pilastras, eliminando as 5 juntas de dilatação existentes neste troço do viaduto.

Com esta solução materializa-se um pórtico de grandes dimensões que constituirá a estrutura primária na resistência aos sismos como ilustrado na Fig. 11. A solução permitiu otimizar a intervenção pois minimiza os trabalhos de reforço nas várias estruturas do viaduto concentrando-os essencialmente em dois elementos estruturais. Trata-se da implementação do conceito de reforço seletivo.

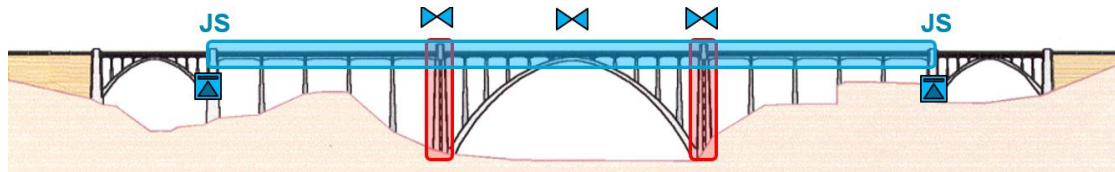


Figura 11. Pórtico que constitui a estrutura primária na resistência aos sismos.

A intervenção consiste no reforço das pilastras, na abertura de duas juntas sísmicas na junção do tabuleiro dos viadutos às pilastras dos arcos laterais e na substituição dos aparelhos de apoio do tabuleiro nestas pilastras. Para dimensionamento das soluções foi considerada a ação sísmica com período de retorno de 475 anos.

O principal desafio da metodologia implementada foi o reforço das pilastras do arco central. Estes elementos eram fracamente armados, com varões apenas no contorno exterior da secção, não dispondo da armadura mínima de flexão, Fig. 12. Deste modo, a sua capacidade de deformação estava comprometida para os deslocamentos induzidos pelo sismo da nova solução estrutural pois nesta situação gera-se apenas uma fenda na base da pilastra concentrando-se aí toda a deformação.

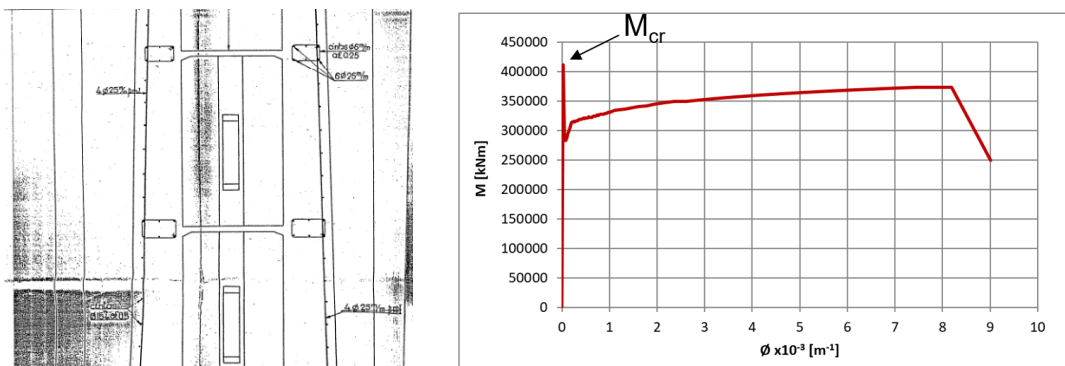


Figura 12. Comportamento da secção da base das pilastras.

Foi, assim, necessário reforçar as armaduras longitudinais para um nível superior à armadura mínima de modo que seja possível desenvolver-se na base uma fendilhação distribuída que dotará o elemento da necessária capacidade de deformação. Este reforço foi realizado no interior da pilastra, Fig. 15.

Por outro lado, a ligação entre as duas paredes das pilastras materializava-se apenas por lintéis localizados nas suas faces laterais entre as aberturas das janelas, Fig. 13.

Nestes elementos geram-se esforço de corte com valor muito superior à sua capacidade resistente pelo que a ligação entre as paredes seria destruída para níveis reduzidos da ação sísmica.

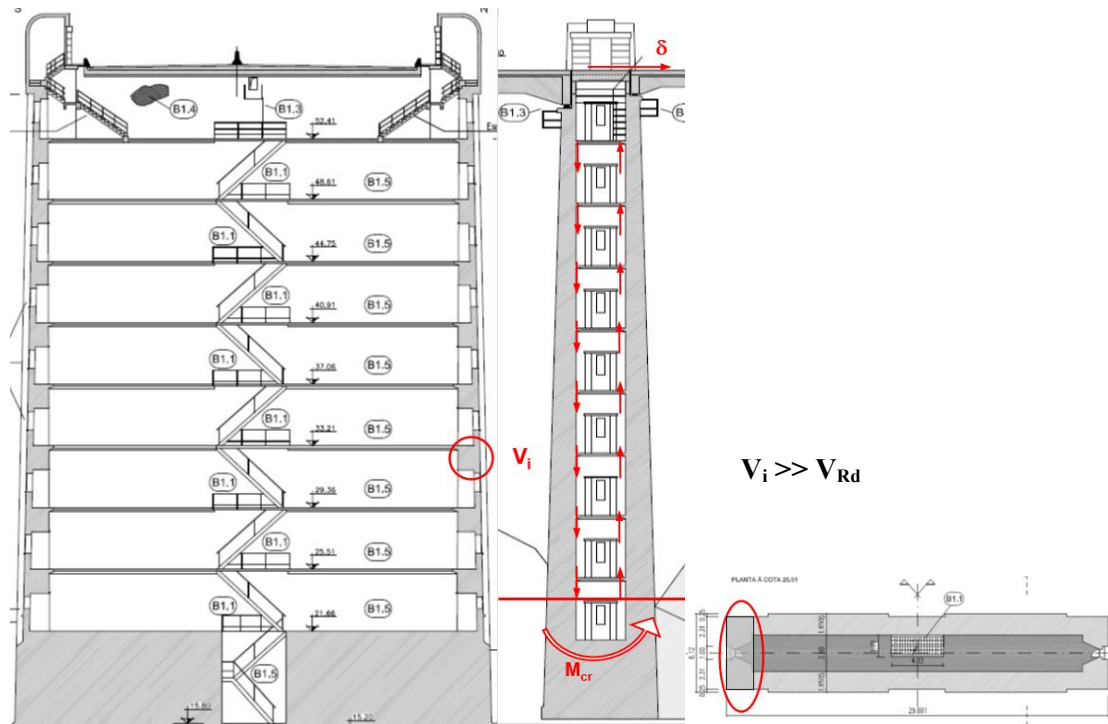


Figura 13. Ligação entre as paredes das pilastras com lintéis localizados nas faces laterais.

O reforço da ligação entre as paredes das pilastras foi realizado reforçando os lintéis existentes com varões de pré-esforço embebidos em furos executados por carotagem do betão (8 varões/lintel dispostos em cruz com funcionamento idêntico à armadura de lintéis de ligação de paredes acopladas). Para além deste reforço foi necessário ainda introduzir no interior duas paredes-diafragma de elevada capacidade e devidamente ligadas às paredes existentes das pilastras, Fig. 14. No dimensionamento dos reforços foi adotado um coeficiente de comportamento de 1.5.

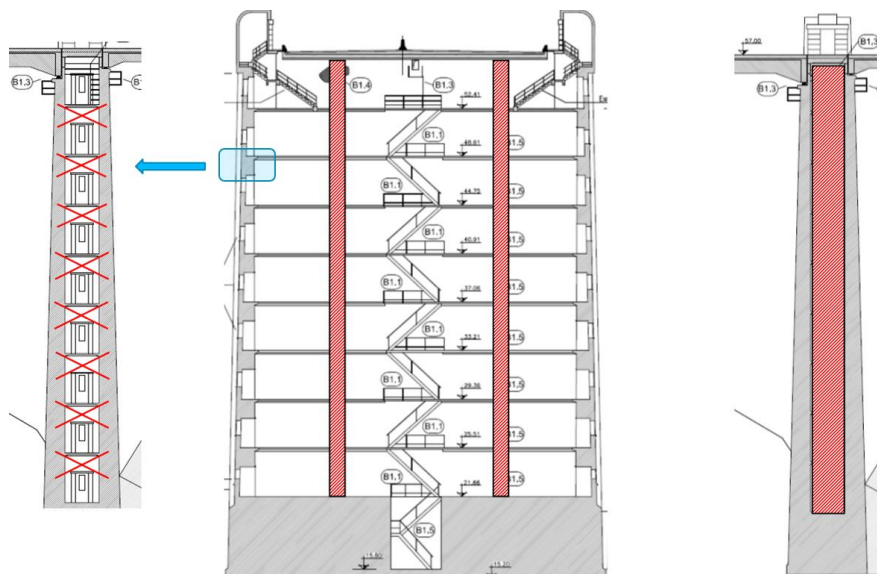


Figura 14. Reforço da ligação entre as paredes das pilastras – lintéis e paredes-diafragma.

Estas paredes apresentam aberturas de vão de porta ao nível dos vários pisos das pilastras para garantir a acessibilidade a toda a área de cada piso. Nas Figs 15 e 16 estão representados os vários tipos de reforços implementados.

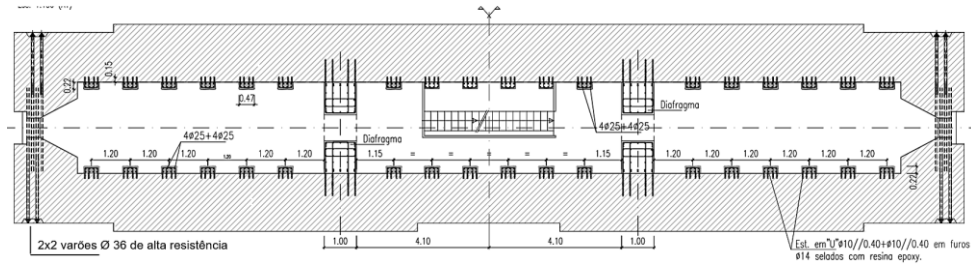


Figura 15. Reforço das pilastras com nervuras armadas, reforço de lintéis e paredes-diafragma.

As elevadas forças mobilizadas nas armaduras de reforço na base das pilastras foram transmitidas à fundação por meio de varões de pré-esforço devidamente amarrados ao maciço de fundação, Fig. 16.

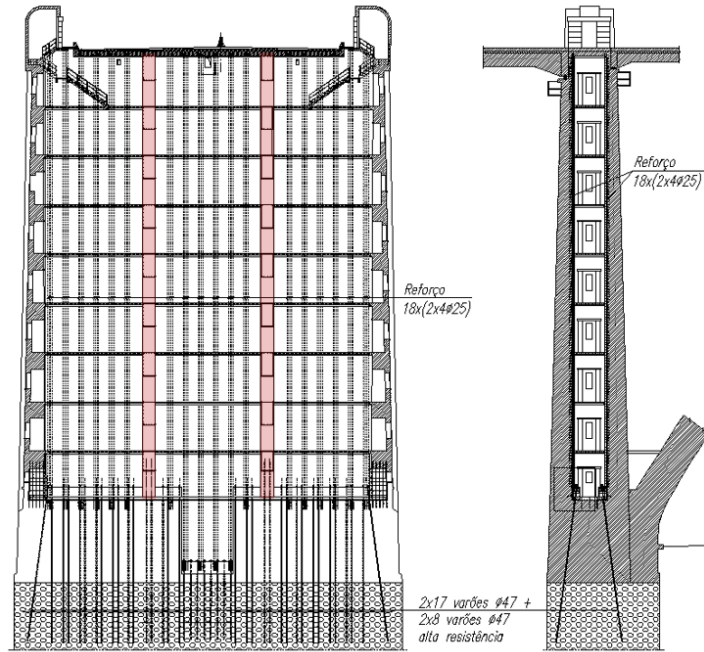


Figura 16. Corte longitudinal e transversal das pilastras ilustrando a solução de reforço.

Para eliminar as juntas de dilatação os tabuleiros foram ligados entre si por meio de varões de pré-esforço que atravessam o topo da pilastra e comprimem os dois tabuleiros contra este elemento estrutural, Fig. 17.

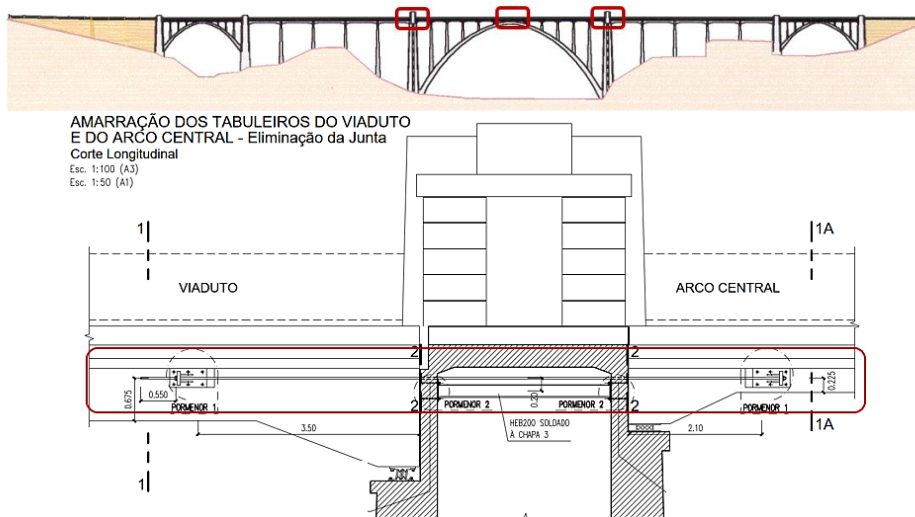


Figura 17. Ligação dos tabuleiros à pilastra com varões de pré-esforço.

Para substituir os aparelhos de apoio do tabuleiro dos viadutos nas pilastras dos arcos laterais foi necessário executar carlingas de modo a suportar provisoriamente o tabuleiro com macacos hidráulicos, Fig.18.

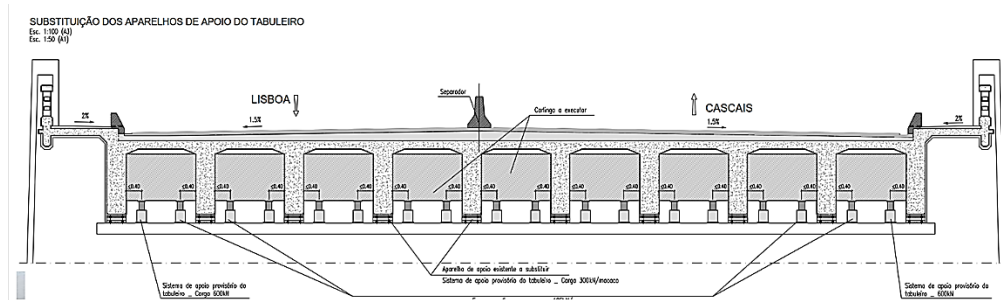


Figura 18. Substituição dos aparelhos de apoio. Apoio provisório do tabuleiro

Para além da abertura das juntas sísmicas, a intervenção incluiu ainda o reforço ao esforço transversal dos pilares-parede dos arcos laterais e de dois alinhamentos de pilares do arco central. O reforço destes pilares foi realizado com mantas CFRP, Fig.19.

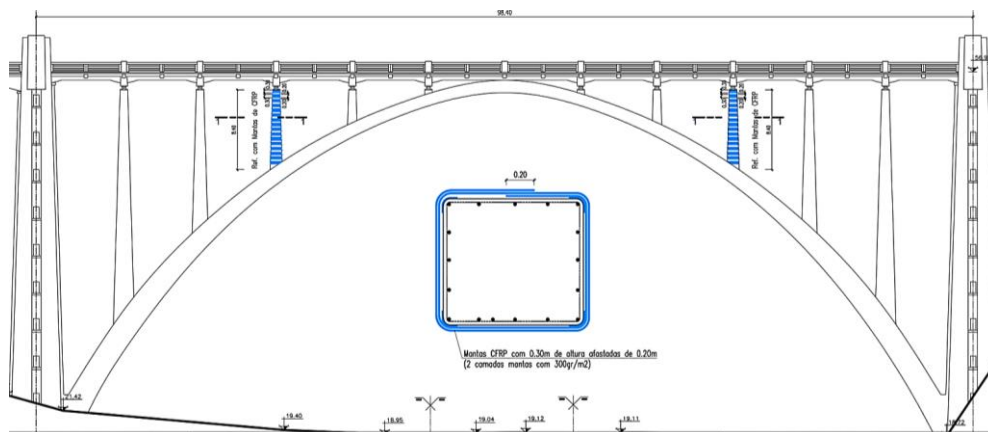


Figura 19. Reforço ao esforço transversal dos pilares do arco central

CONCLUSÕES

- Nas estruturas existentes referiram-se as principais deficiências que são frequentemente encontradas em pontes e foram indicados os princípios para a definição de soluções de intervenção para o seu reforço sísmico, salientando-se a vantagem da implementação das estratégias que envolvem a redução das exigências sísmicas.
- Apresentaram-se os diferentes tipos de deficiências relativas ao comportamento sísmico do Viaduto Duarte Pacheco os quais colocaram desafios relevantes para a sua resolução. Para o viaduto em causa foi implementada uma estratégia de intervenção correspondente à redução das exigências sísmicas e uma metodologia que consistiu no aumento da resistência e rigidez para controlo dos deslocamentos induzidos pelos sismos.
- A solução principal consistiu, essencialmente, na exploração das pilastras do arco central para controlo sísmico das estruturas do arco central e dos dois viadutos intermédios os quais constituíam as estruturas com maior nível de deficiências.
- O principal desafio colocado na implementação da solução foi o reforço das pilastras do arco central. Embora se trate de elementos com grande dimensão apresentavam deficiências relativas à capacidade de deformação e aos esforços de corte que foi necessário resolver com soluções de reforço adequadas.

REFERÊNCIAS

- [1] Regulamento da Segurança das Construções contra os Sismos (1958). *Decreto n° 41658*. Ministério das Obras Públicas, 31 de maio de 1958.
- [2] Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (1961). *Decreto n° 44041*. Ministério das Obras Públicas, 18 de novembro de 1961.
- [3] Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes (1983). *Decreto-Lei n° 235/83*. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, 31 de maio de 1983.
- [4] Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (1983). *Decreto-Lei n° 349-C/83*. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, 30 de junho de 1983.
- [5] Appleton, J.; Costa, A.; Figueiredo, M.; Santos, M. (2007). Reforço Sísmico de Pontes – Soluções Alternativas e Exemplos de Aplicação. *SÍSMICA 2007, 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica* FEUP, Porto
- [6] Costa, A.; Appleton, J.; Delgado, J.; Santos, J.; Pedrinho, V. (2004). Reabilitação do Viaduto Duarte Pacheco. *Encontro Nacional Betão Estrutural 2004*, FEUP, Porto

Ampliação, reforço e reabilitação de um edifício existente para um hotel no Prior Velho

J. Adão da Fonseca¹

D. Ferreira²

RESUMO

Neste artigo apresentam-se alguns aspectos singulares da intervenção levada a cabo na ampliação e reforço de um edifício existente em betão armado localizado no Prior Velho, em Loures.

O projeto contempla a ampliação do edifício existente em 2 pisos e a construção de um novo corpo adjacente completamente novo.

O edifício original data de 1973 e foi alvo de alterações em 1997, com a construção de um piso suplementar que, a partir dessa data, materializou a cobertura.

O novo programa prevê a transformação do edifício existente num hotel, prevendo a construção de 2 caixas de escadas com elevadores e uma 3ª caixa de escadas sem elevadores.

O Dono de Obra, numa fase anterior ao início do projecto, contratou um Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural (nível de conhecimento normal – KL2) com o objectivo de caracterizar estruturalmente e de avaliar o estado de conservação dos elementos estruturais que compunham o edifício existente.

Foi a partir deste Relatório e dos elementos do projecto de estabilidade (original e alterações) obtido no arquivo municipal (também fornecido pelo Dono de Obra) que o Projecto da Ampliação e Reforço foi desenvolvido.

O projecto das estruturas, partindo da informação disponibilizada pelo Dono de Obra, procurou as melhores soluções que, ponderadas por critérios de racionalidade económica, rapidez construtiva e sustentabilidade, garantissem o cumprimento da regulamentação actualmente em vigor em Portugal, nomeadamente os Eurocódigos.

Palavras-chave: Reforço estrutural, Sismo, Betão armado, Betão auto-compactável (BAC), Elementos secundários

1. INTRODUÇÃO

O Artigo que se apresenta pretende realçar os aspectos mais particulares do Projecto de Fundações e Estruturas da obra de alteração e ampliação de um edifício existente no Prior Velho, concelho de Loures, para instalação de um hotel. O projeto teve por base o Projeto de Arquitetura elaborado pelo gabinete Saraiva+Associados.

¹ Adao da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda, Porto, Portugal. joao.adaodafonseca@adfconsultores.com

² Adao da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda, Porto, Portugal. diogo.ferreira@adfconsultores.com



Figura 1. Planta com localização do edifício (fonte: “Google Earth”).

Trata-se de um edifício com projeto original datado de 1973 e que foi alvo de alterações em 1997, destinado a instalações da empresa CIMPOR.

A nova intervenção contemplou o aproveitamento da estrutura existente, prevendo o reforço estrutural dos elementos estruturais e a execução de novos pisos. Adjacente ao edifício existente, foi construído um edifício novo em betão armado destinado a estacionamento e apoio ao edifício principal onde funciona o hotel, sobre o qual se prevê um espaço verde de lazer acessível a partir do restaurante do hotel.

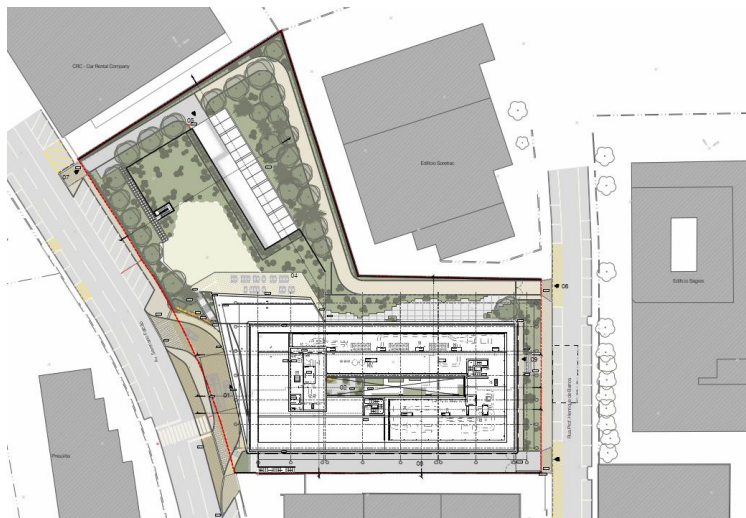


Figura 2. Planta de implantação do projecto de Arquitectura (fonte: “S+A”).

2. O EDIFÍCIO EXISTENTE

Por forma a simplificar a análise do edifício, considerou-se a sua subdivisão em 4 corpos, função da sua configuração estrutural, data de construção e juntas de dilatação existentes.

- Corpo A: é o corpo situado mais ao norte e o que inclui a fachada principal do edifício. Encontra-se separado do resto dos corpos através de uma junta de dilatação. Apresenta um total de 5 pisos;
- Corpo B: é o copo central do edifício o qual está separado dos restantes corpos através de juntas de dilatação. Apresenta um total de 3 pisos;

- Corpo C: é o corpo situado mais ao sul e o que inclui a fachada tardoz do edifício. À semelhança dos restantes, encontra-se separado do resto da estrutura do edifício através de uma junta de dilatação. Apresenta um total de 3 pisos;
- Corpo D: este corpo, apenas com 1 piso, é referente à cobertura plana dos corpos B e C, ocupando em planta a sua superfície. Considerou-se como um único corpo já que resultou de uma alteração realizada ao projecto original no ano 1997 no qual foi acrescentado mais um piso a estes dois corpos.

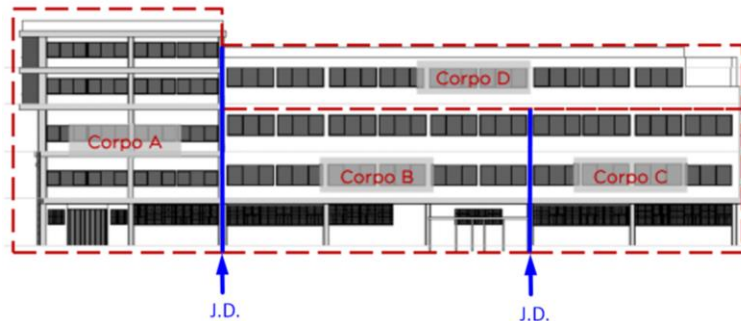


Figura 3. Alçado esquemático do edifício existente com identificação dos diferentes corpos.

2. O PROGRAMA DA ARQUITECTURA

O projecto de Arquitectura, além do edifício novo adjacente ao existe destinado a estacionamento e zonas técnicas de apoio, prevê ainda a ampliação em altura do edifício existente - 1 piso sobre o corpo A, e 2 pisos sobre os corpos B e C.

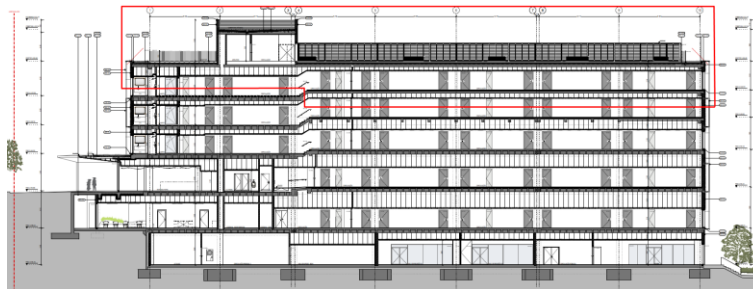


Figura 4. Corte longitudinal do projecto da Arquitectura com realce dos pisos novos (fonte: “S+A”).

Importa ainda referir que o projeto prevê o alargamento do saguão existente e a construção de 2 caixas de escadas/elevadores, situadas de ambos os lados do pátio interior.



Figura 5. Planta do projecto de Arquitectura do piso 2 (fonte: “S+A”).

3. A SOLUÇÃO ESTRUTURAL

3.1 Edifício Existente

Com base na informação apurada nos projetos de arquivo e com a ajuda do Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural, projetaram-se as alterações previstas pelo projeto de Arquitetura. Destaca-se a execução de um novo piso sobre o corpo A, a execução de dois novos pisos sobre o bloco D e as demolições preconizadas.

Os pisos novos foram concebidos em betão armado através de lajes aligeiradas em betão armado apoiadas sobre vigas longitudinais que por sua vez apoiam em novos pilares de betão armado que, naturalmente, nascem centrados no eixo vertical dos pilares existentes.

De forma a garantir o comportamento adequando frente à acção sísmica, e considerando a existência dos 2 núcleos optou-se pela eliminação das juntas de dilatação existentes, garantindo o funcionamento global dos 3 corpos A, B e C através do efeito diafragma das lajes.

Na ‘Fig. 6’, representa-se esquematicamente os núcleos de escadas e elevadores nos corpos A e C e as juntas de dilatação existentes que separavam os 3 corpos e que, conforme referido antes, por opção conceptual, se decidiu eliminar.

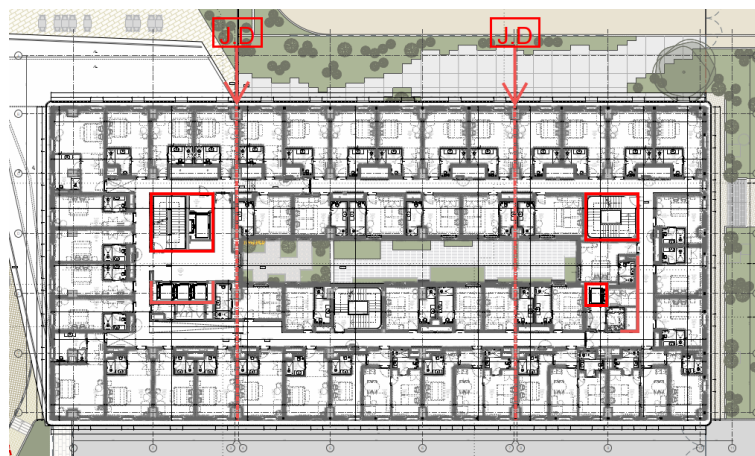


Figura 6. Planta do projecto de Arquitectura do piso 2 com indicação dos núcleos e das JD existentes eliminadas.

3.1.1 Lajes existentes

As lajes existentes dos corpos A, B e C são do tipo aligeiradas com bloco de betão perdido e com uma espessura total de 46 cm.

Para as cargas gravíticas actuantes sobre as lajes, verificou-se ser necessário armadura de punçoamento.

Ainda que no projecto de arquivo essas armaduras estivessem previstas, dado o carácter sensível das roturas por punçoamento, optou-se, prudentemente, pela realização de um levantamento em obra para aferir se de facto essa armadura existia ou não.

Neste levantamento, surpreendentemente, verificou-se não existir a armadura de punçoamento apresentada no projeto de arquivo, pelo que foi necessário realizar um reforço através de uma viga entre pilares, na direção de maior vão que garantisse um “caminho” para os esforços de corte.

A armadura de flexão foi reforçada nas zonas das juntas de dilatação existentes pois estas foram eliminadas. Além disso, fez-se o reforço da armadura superior para flexão negativa pois a resistência da armadura existente era insuficiente para os momentos de cálculo, mesmo após redistribuição de esforços. Este reforço foi sobretudo utilizado na direção de menor vão já que, nesta direção, fruto da

pré-existência de uma junta de dilatação, não existiam esforços “aprisionados” de flexão na fibra superior.

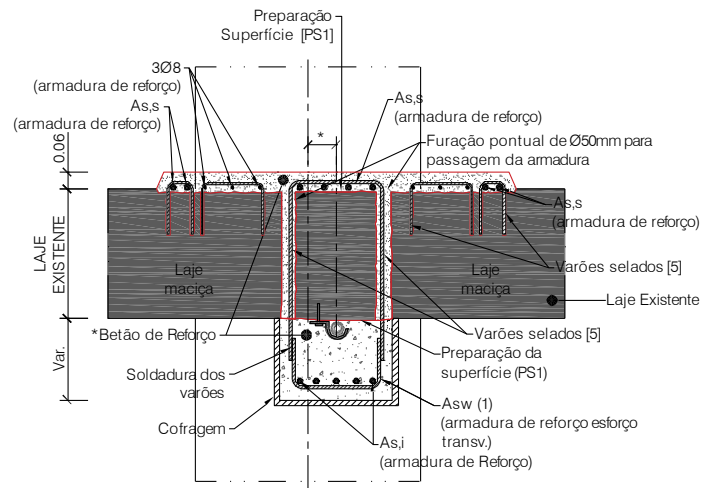


Figura 7. Pormenor tipo da viga de reforço em zona maciça da laje.

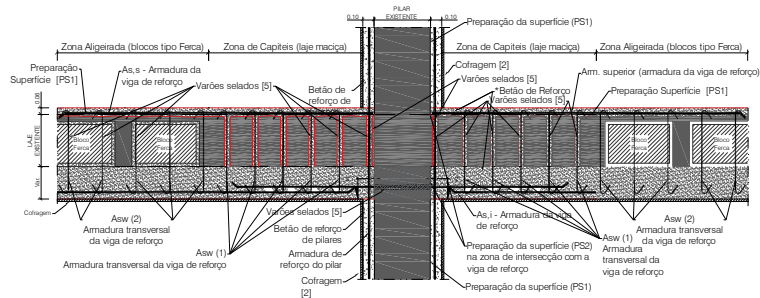


Figura 8. Pormenor geral das vigas e reforço – alçado.



Figuras 9 e 10. Fotografias da obra das vigas de reforço.

A laje existente do corpo D (piso 3) é aligeirada com vigotas pré-esforçadas e abobadilhas cerâmicas. As vigas de apoio da laje foram reforçadas com armadura de flexão e corte por 2 razões básicas:

- i. armadura existente insuficiente
- ii. correção da geometria das vigas por incompatibilidade com o projeto de arquitetura.

O betão da camada de compressão da laje, além de não apresentar a espessura prevista no projecto de arquivo (apenas 1 cm em algumas zonas), apresentava diversas patologias importantes que obrigaram ao reforço/reposição da “mesa” de compressão. Pelo que foi necessário o reforço através de uma nova camada de betão que garantisse o funcionamento eficiente das vigotas pré-esforçadas tanto em termos de resistência como de rigidez. Para tal a superfície da laje foi fresada de forma a remover o betão deteriorado e obter uma superfície rugosa para posteriormente reforçar com nova armadura e camada de betão.

3.1.2 Pilares existentes

A análise dos pilares iniciou-se pela verificação da armadura existente para os esforços de cálculo obtidos das combinações de ELU.

Para a combinação fundamental de ELU, verificou-se ser necessário realizar o reforço de todos os pilares interiores – que correspondem aos pilares aos quais corresponde uma maior área de influência. Assim, o reforço fez-se por encamisamento do pilar existente com uma lâmina de betão auto-compactável (BAC) de 0.10 m de espessura e armadura necessária.

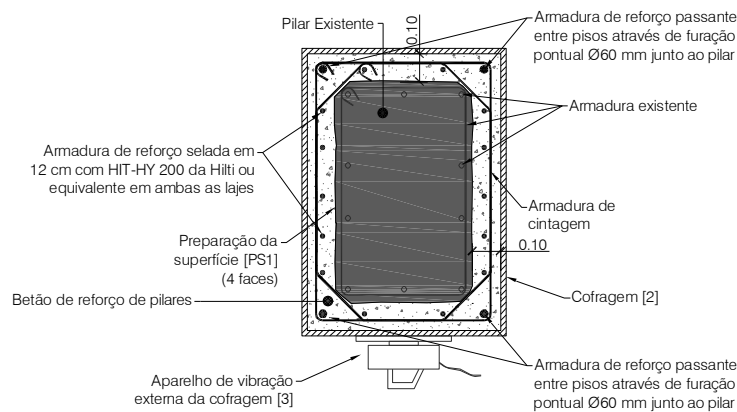


Figura 11. Pormenor tipo do reforço de pilares.



Figura 12. Fotografia de um pilar reforçado.

3.1.3 Sapatas existentes

Em fase de projecto, as sapatas de fundação existentes, de acordo com a informação disponível (Projecto de Arquivo e o Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural), não necessitavam de qualquer tipo de reforço. As dimensões e as armaduras preconizadas no projecto de arquivo eram perfeitamente capazes de garantir a transferência dos esforços ao terreno. Foi até com base nessa premissa que se decidiu optar por uma solução de ampliação em betão armado em deterioramento de uma solução mais leve do tipo mista.

Acontece que, em fase de obra, verificou-se que nem as dimensões reais, nem as armaduras das sapatas correspondiam àquilo que estava preconizado no projecto de arquivo.

Em alguns casos, essa realidade infeliz obrigou ao reforço de algumas sapatas para a combinação fundamental de ELU.

Esse reforço, nos casos mais graves, foi levado a cabo através de barras de pré-esforço.

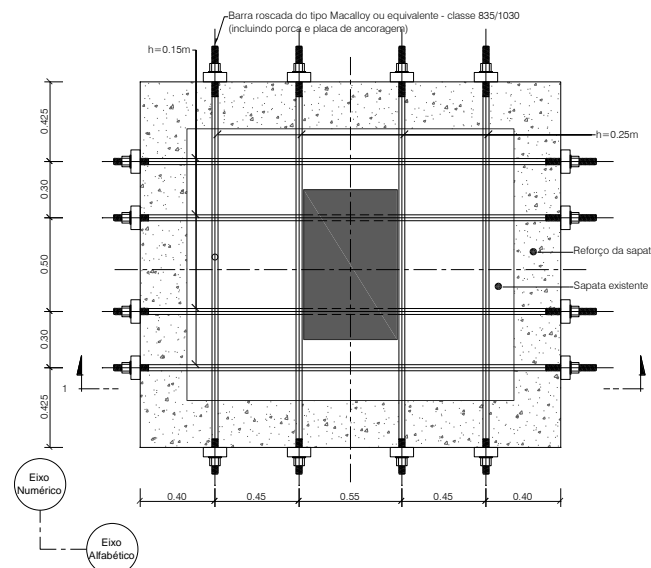


Figura 13. Pormenor tipo do reforço das sapatas existentes – planta.

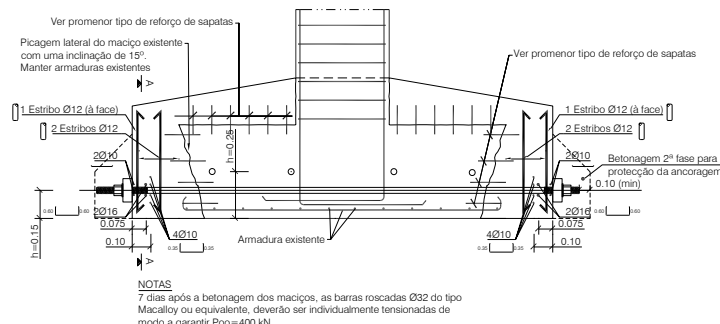


Figura 14. Pormenor tipo do reforço das sapatas existentes – corte.

4. A ESTRATÉGIA SISMORESISTENTE

A abordagem levada a cabo seguiu as recomendações actualmente mandatórias em Portugal da EN1998-1:2010.

Após o dimensionamento de todos os elementos para as combinações fundamentais de ELU, considerando a geometria já reforçada dos pilares e os núcleos validados, escolheram-se os elementos sísmicos primários e os elementos secundários; tendo escolhido como elementos sísmicos primários os elementos novos em betão armado – paredes e núcleos – onde, por serem elementos novos a construir de raiz, seria mais simples cumprir os requisitos da EN1998-1:2010. Sendo que todos os pilares existentes (reforçados ou não), ficaram classificados como elementos sísmicos secundários e, portanto, sem necessidade de obedecer aos requisitos estipulados na secção 5 da referida norma e que complementam a EN 1992.

Este critério validou-se garantindo que a contribuição para a rigidez lateral do edifício é inferior a 15%.

Portanto, os elementos primários – paredes e núcleos – foram dimensionados de acordo com as recomendações da EN1998-1:2010, nomeadamente da secção 5.

Os elementos secundários – pilares existentes reforçados e não reforçados – foram verificados de forma a manter a sua “função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos devidos à situação de projecto sísmica mais desfavorável”.

4.1 Pilares existentes como elementos sísmicos secundários – verificação da segurança?

A EN1998-1:2010 é muito clara relativamente aos elementos sísmicos secundários. Ainda que não seja “necessário que obedeam aos requisitos estipulados nas secções 5 a 9”, estes elementos devem manter a função de suporte na situação de projecto sísmica mais desfavorável.

Isto significa que os elementos secundários, ao acomodar o deslocamento imposto pelo sismo, não devem entrar em rotura. Há, portanto, que garantir a ductilidade suficiente para que o dito deslocamento seja absorvido – e essa ductilidade é garantida verificando que a curvatura imposta, apesar de levar à plastificação da secção, não leva à rotura da mesma.

Esta verificação foi feita para cada pilar verificando que a dita curvatura imposta pelo sismo não excede os limites regulamentares do diagrama momento-curvatura ($M-\chi$).

Com a análise da curvatura dos elementos secundários, os pilares previamente reforçados verificaram os critérios, à exceção dos pilares de bordo. Assim, fez-se o reforço por encamisamento com uma lâmina de betão armado de 0.08m de espessura por forma a cintar o betão e com isso aumentar a extensão última de compressão, prolongando assim o diagrama $M-\chi$ de forma a garantir que a curvatura imposta se encontra dentro dos novos limites. Nestes pilares, o encamisamento realizou-se junto às lajes, com $L > L_p$ (comprimento da rótula plástica).

CONCLUSÕES

A ampliação e reforço de edifícios existentes em betão armado é sempre desafiante. Actualmente, o cumprimento da regulamentação em vigor, nomeadamente dos Eurocódigos Estruturais, especialmente da EN 1998, veio enquadrar o projecto de uma forma ainda mais desafiante.

No caso concreto descrito neste artigo, as soluções implementadas revelaram-se ser exequíveis e adequadas.

No entanto, o facto da intervenção ser sobre um edifício existente, implica que as incertezas sejam superiores e, portanto, as premissas que condicionam o processo de decisão são, por consequência, dúbias.

Neste caso concreto, terminada a obra de estruturas, agora com informação muito mais extensa, parece evidente que havia outras soluções que talvez levassem a uma intervenção mais célere e menos onerosa

– por exemplo, ter-se-ia optado seguramente por uma solução mais leve para a ampliação dos pisos superiores que evitasse ou reduzisse reforços em pilares. Mas, à luz das premissas do projecto e de acordo com o projecto de arquivo, os pilares e sapatas existentes não precisavam de ser reforçados. Ora, já com a obra em andamento, verificou-se que a realidade construída não correspondia ao projecto de arquivo tanto em termos geométricos como em quantidade e qualidade das armaduras. Esta realidade obrigou ao reforço dos pilares e das sapatas de fundação.

Portanto, em obras de ampliação de edifícios existentes, considerando que muitas vezes a realidade construída não corresponde ao previsto em projecto, e sempre que não seja feito um levantamento estrutural extenso de nível de conhecimento alto, deverá optar-se sempre por soluções de ampliação que impliquem o menor acréscimo de peso possível. Do ponto de vista puramente estrutural, esta opção é racional ao nível da gestão de risco.

REFERÊNCIAS

- [1] NP EN 1998-1 2010 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos
- [2] NP EN 206-1. 2007, Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Lisboa: IPQ. 84 p.

Lote 2 do prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa: Ligação da nova linha ao término existente

P. Marques¹ **C. Martins**² **C. Fartaria**³ **R. Tomásio**⁴ **A. Pinto**⁵
G. Mateus⁶ **R. Pistone**⁷ **S. Ferreira**⁸ **R. Pina**⁹ **A. Tavares**¹⁰

RESUMO

O Lote 2 do Prolongamento das Linhas Amarela e Verde do Metropolitano de Lisboa atravessa uma zona da cidade densamente urbanizada, ligando a Estação do Rato localizada numa zona elevada da cidade à Estação do Cais do Sodré que se encontra na margem do Rio Tejo. A ligação entre o túnel da nova linha e o término da Estação Cais do Sodré localiza-se numa zona onde o solo competente se localiza a mais de 20m de profundidade, sendo a escavação necessária à execução da ligação realizada integralmente em aterros e solos aluvionares de fracas propriedades geomecânicas. Dado o cenário geológico e condicionamentos locais, nomeadamente a presença próxima da linha da IP e de diversas infraestruturas no subsolo, a solução de contenção deveria ser capaz de minimizar a perturbação no solo envolvente e os assentamentos no tardoz da mesma. Neste enquadramento, executou-se uma solução com painéis de parede moldada com 80cm de espessura travado horizontalmente por 5 níveis de escoramentos metálicos permitindo a escavação até cerca de 20m de profundidade. Posteriormente, a realização da ligação ao interior do término existente materializou-se pela demolição faseada da parede do término em paralelo com a execução de um novo sistema estrutural partilhado por ambas as estruturas. A referida intervenção incluiu a execução de novas vigas de betão armado e instalação de pilares metálicos considerando um meticuloso faseamento construtivo em paralelo com os trabalhos de demolição. A complexidade dos referidos trabalhos foi também condicionada pela necessidade de reduzir o impacto na operação no interior do término assegurando sempre a operacionalidade de pelo menos uma via. O presente documento descreve as soluções adotadas, o complexo faseamento construtivo, assim como o plano de instrumentação e observação implementado, o qual permitiu a gestão do risco associado aos trabalhos realizados.

Palavras-chave: Metro, Túnel, Transferência de Carga, Demolições

¹ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. pmarques@jetsj.com

² JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. cmartins@jetsj.com

³ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. cfartaria@jetsj.com

⁴ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. rtomasio@jetsj.com

⁵ JETsj, Geotecnia, Lisboa, Portugal. apinto@jetsj.com

⁶ COBA, S.A, Lisboa, Portugal. g.mateus@cobagroup.com

⁷ COBA, S.A, Lisboa, Portugal. r.pistone@cobagroup.com

⁸ COBA, S.A, Lisboa, Portugal. s.ferreira@cobagroup.com

⁹ Metropolitano de Lisboa, E.P.E., Lisboa, Portugal. rui.pina@metrolisboa.pt

¹⁰ Metro Santos Sodré, ACE, Lisboa, Portugal. antonio.tavares@mota-engil.pt

1. INTRODUÇÃO

A nova linha circular de metro de Lisboa atravessará uma parte densamente urbanizada da cidade, ligando a estação do Rato, situada numa das colinas da cidade, à estação do Cais do Sodré, na margem direita do rio Tejo.

Nos locais onde a construção do novo troço de túnel se situa mais próximo do rio é utilizado o método *Cut&Cover*.

Na zona do Cais Sodré, a nova linha de metro intersecta o terminal da linha de metro existente, sendo este um dos pontos de intersecção entre a construção existente e a construção do novo túnel da nova linha circular do metro de Lisboa. Este tipo de ligação, associado às condicionantes geológicas e geotécnicas, infraestruturas existentes, ambiente urbano denso, necessidade de demolir e construir faseadamente, exigiu a construção de uma parede moldada, novos elementos de pórtico em betão, elementos metálicos, fundações em microestacas e a utilização de macacos hidráulicos e monitorização específica.

2. ESTRUTURAS AFECTADAS

Na zona afetada pela ligação da nova linha de metro ao terminal existente, a intervenção intersecta essencialmente uma das artérias mais movimentadas de Lisboa, a Avenida 24 de julho. O tráfego rodoviário e ferroviário será afetado, obrigando ao desvio temporário e faseado destas infraestruturas (ver Figura 1).

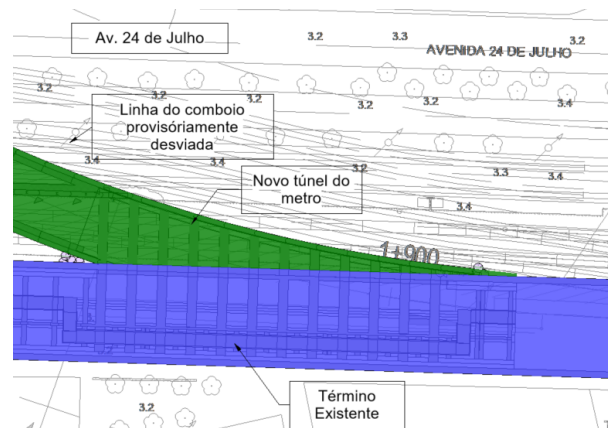


Figura 1. Planta: Traçado do novo túnel e do término existente.

Inevitavelmente, esta intervenção, como já foi referido, cruza-se com a estrutura do terminal da linha de metro existente, pelo que a utilização do término também será condicionada. A estrutura do término existente apresentava-se em bom estado de conservação, sendo possível continuar a utilizar partes da mesma na nova solução estrutural (ver Figura 2).

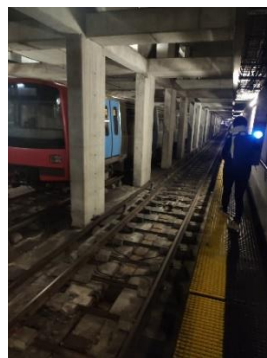


Figura 2. Fotografia parcial da estrutura existente do término.

3. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

3.1 Condicionamentos geológicos e geotécnicos

A campanha de prospeção geológica-geotécnica incluiu a execução de múltiplas sondagens que permitiram a caracterização das camadas geológico-geotécnicas ao longo da extensão da trincheira em *Cut&Cover*, sobre a qual se refere a intervenção (ver Figura 3). Com o avanço ao longo da extensão da linha de metro e, a respetiva, aproximação ao rio Tejo, é possível constatar um aumento progressivo da espessura das camadas constituídas por materiais de gênese recente (aterros e aluviões - essencialmente do tipo arenoso), atingindo uma espessura total com cerca de 17,0m, em paralelo com a diminuição da profundidade da camada Miocénica subjacente às unidades do Complexo Vulcânico de Lisboa.

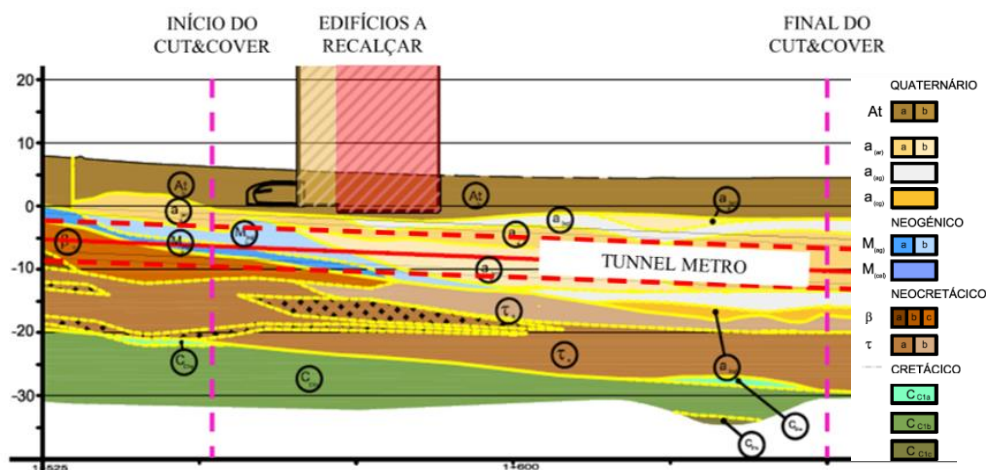


Figura 3. Secção geológica longitudinal.

Importa referir ainda que, dada a proximidade do rio Tejo, o nível freático foi considerado como estando a 1,0m abaixo da superfície.

3.2 Condicionamentos relacionados com tecnologias construtivas

As soluções tiveram de respeitar os condicionamentos locais no que respeita à acessibilidade de equipamentos e materiais, garantir a continuidade operacional parcial do terminal ao longo da intervenção, bem como o seu horário de funcionamento e o prazo de conclusão da obra. De referir ainda que a intervenção assegurou que o aterro sobre a laje de cobertura do terminal existente se mantivesse durante toda a intervenção, de forma a não condicionar ainda mais as infraestruturas de transporte na zona. Tendo em conta a necessidade de trabalhar no interior do terminal existente, as soluções tiveram de ser compatíveis com equipamentos e materiais que pudessem ser inicialmente transportados por uma abertura com uma largura de 2,0m e soluções que pudessem ser executadas num curto espaço de tempo.

3.3 Demolições e procedimento de transferência de carga

A solução teve de assegurar a demolição parcial e segura de elementos estruturais fundamentais do término existente, preservando as condições de base existentes acima da laje de cobertura do terminal. Deste modo, foi necessário implementar soluções de reforço que permitissem a demolição de um dos hasteads laterais do terminal, devidamente conciliada com os restantes condicionamentos descritos. Uma vez que o aterro sobre a laje de cobertura da estrutura existente e o seu funcionamento parcial foram preservados, para minimizar a ocorrência de patologias na cobertura e na superfície, devidas aos assentamentos diferenciais, as soluções e fases construtivas tiveram de ser compatíveis com um procedimento de transferência controlada de cargas da solução estrutural existente para a nova solução estrutural, esta transferência será efetuada com recurso a macacos hidráulicos acompanhados de equipamentos de monitorização para interpretação do comportamento dos sistemas.

4. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

A solução adotada consiste na execução de uma parede moldada para a realização da escavação provisória na trincheira em *Cut&Cover*, travada provisoriamente por escoras metálicas horizontais. Esta solução de escavação permite o início dos trabalhos de demolição e a entrada de equipamentos e materiais através do hasteal lateral do término existente. No interior do término, para a fase de demolição, foram definidas estruturas porticadas em elementos metálicos 2xHEB500, com recurso a macacos hidráulicos e barras de pré-esforço para garantir a estabilidade provisória da solução (ver Figura 4).

Para a fase definitiva da estrutura do término, os trabalhos consistem, em geral, na construção de uma nova estrutura porticada em betão armado, estes pórticos terão a função de substituir o hasteal a demolir tendo a capacidade de garantir vãos maiores. Localmente, e condicionado pelos *timings* de execução destes foram utilizados pilares metálicos para suporte de vigas de betão, foi ainda necessário prever localmente o reforço das fundações existentes (laje de fundo) com recurso a microestacas tubulares (ver Figura 4).

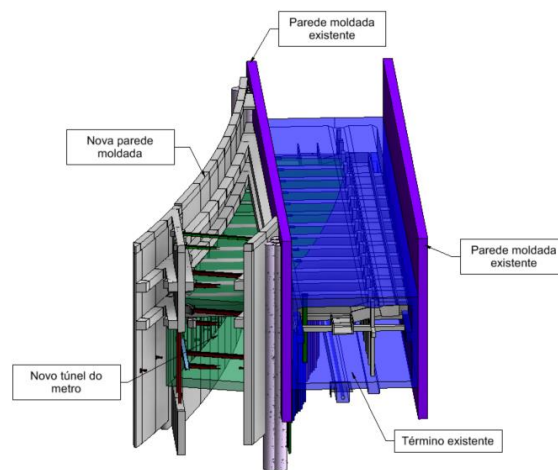


Figura 4. Vista 3D: Escavação *Cut&Cover* e estrutura final do túnel e do término.

4.1 Solução de escavação em *Cut&Cover*

A solução de *Cut&Cover* será composta, na generalidade, por uma parede moldada com 800mm de espessura, travada horizontalmente por vigas de distribuição e escoras metálicas, materializadas por perfis HEB 400 a 600. De referir ainda que nesta zona de ligação, a parede moldada existente foi utilizada como contenção da escavação. Esta parede moldada já existente no local, foi executada e utilizada há 25 anos para a construção da estrutura do término existente (ver Figura 5).

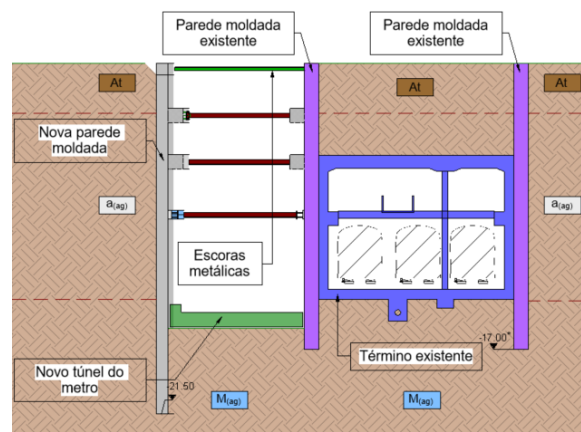


Figura 5. Secção: Solução de escavação *Cut&Cover*.

4.2 Demolições e procedimento de transferência de carga

Para a fase de demolição, optou-se inicialmente por efetuar uma abertura no hastel norte do término existente para a entrada dos equipamentos e materiais necessários à execução do reforço provisório que permitirá os trabalhos de demolição em segurança. Nesta primeira fase, foi garantida a ligação entre o hastel do término existente e a parede moldada existente através de barras pré-esforçadas, tendo sido depois instalado um pórtico metálico com macacos hidráulicos no topo, ao longo de todo o comprimento do hastel norte do término a demolir (ver Figura 6).

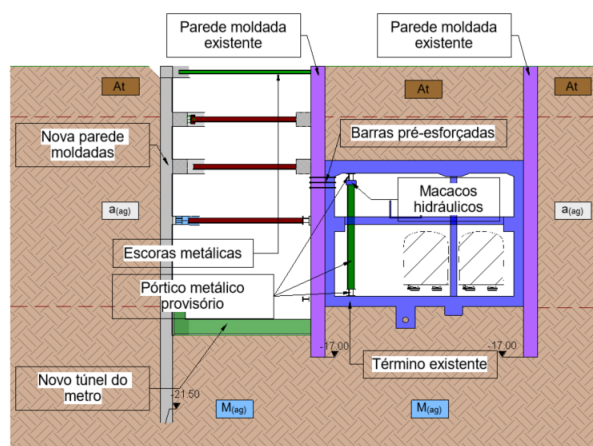


Figura 6. Secção: Solução para os trabalhos da escavação, demolição e transferência de carga.

Após algumas demolições secundárias, a parede moldada existente e a parede hastel norte do término existente serão demolidas em faixas de 4,0 metros (ver Figura 7).

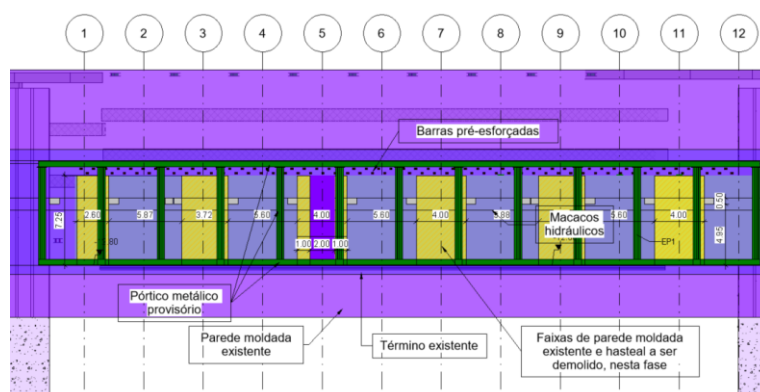


Figura 7. Alçado: Solução de faseamento da escavação, demolição e transferência de carga.

O pórtico metálico para apoio provisório da laje de cobertura do término existente, será materializado por dois perfis verticais HEB 500 e duas vigas horizontais HEB 500.

No topo destes pórticos serão utilizados macacos hidráulicos para assegurar uma transferência de cargas mais suave entre a estrutura existente e a nova solução estrutural do término.

4.3 Solução estrutural definitiva do término

A solução estrutural definitiva do término consiste na execução de microestacas de reforço sobre a laje de fundação existente para acomodar o aumento de carga localizado na zona dos pilares (PB) constituintes dos pórticos, da nova solução. Sobre estas microestacas foi construída uma viga-parede (VPA) para distribuir as cargas dos novos pilares de betão armado (PB) (ver Figura 8, Figura 9, Figura 10 e Figura 11).

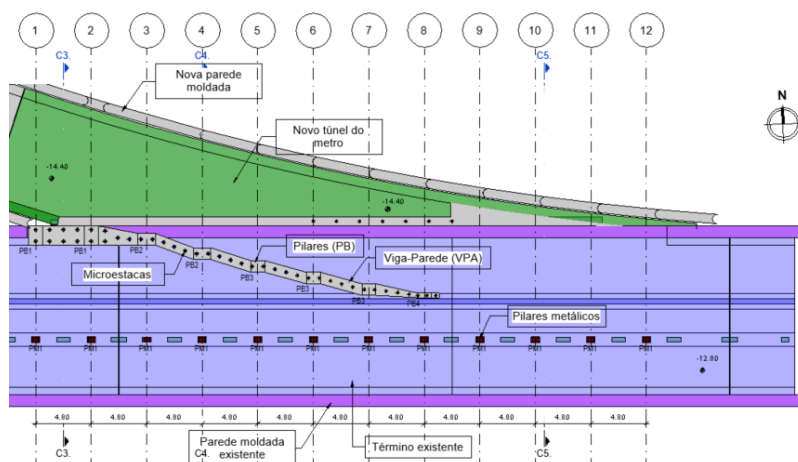


Figura 8. Planta de fundações da solução definitiva do término.

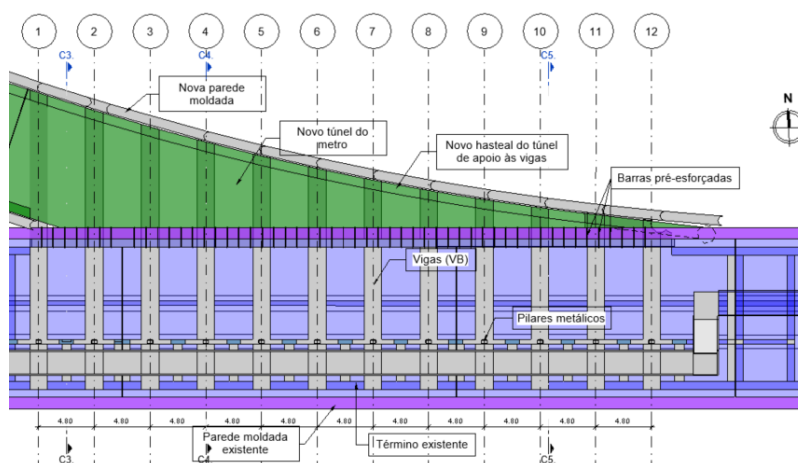


Figura 9. Planta elevada da solução definitiva do término.

Sobre os novos pilares foram construídas as vigas (VB1), entre o hasteal sul do término existente e o novo hasteal norte do túnel da nova linha de metro. Uma vez construída toda a nova estrutura, procedeu-se à demolição do restante hasteal norte existente (anteriormente foram demolidas faixas de 4m) ao longo do comprimento da ligação entre as estruturas, de forma a garantir as áreas e larguras de via definidas no projeto (ver Figura 10).

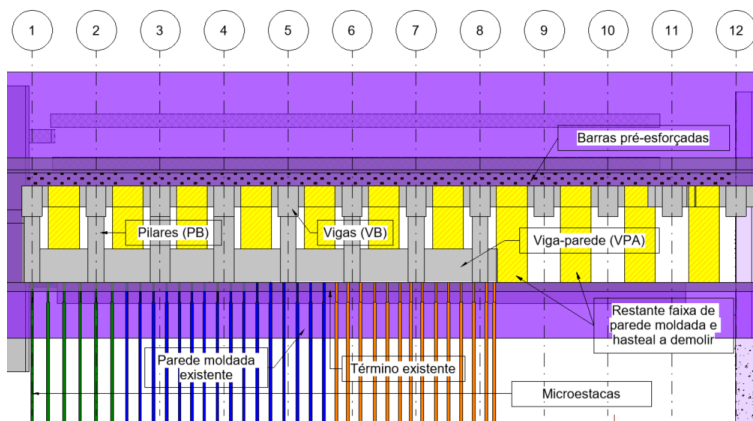


Figura 10. Alçado: Solução da fase definitiva do término e representação das demolições de segunda fase.

O sistema estrutural descrito tem a capacidade de substituir o hasteal norte a demolir do término, ficando com a capacidade de suportar a laje de cobertura e garantir a correta ligação entre a estrutura do novo túnel e a estrutura existente (ver Figura 8, Figura 9, Figura 10 e Figura 11).

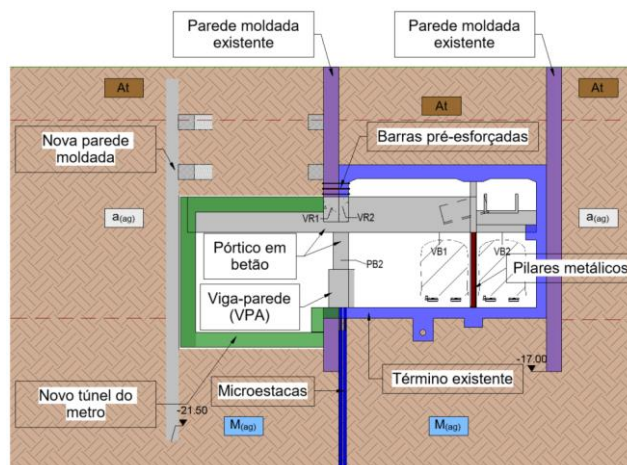


Figura 11. Secção: solução estrutural definitiva do término.

5. CONCEPÇÃO DA SOLUÇÃO

A contenção provisória da parede moldada foi dimensionada através de um modelo bidimensional no *software Plaxis 2D*. Neste modelo, os elementos da parede moldada foram modelados com *plates* e as escoras metálicas com elementos do tipo *anchor*.

A estrutura final do término foi dimensionada através de um modelo tridimensional no *software SAP2000*. Todas as paredes, hasteais e lajes foram modeladas com elementos de *shell*, e as vigas e pilares foram modelados com *frames*. O modelo estrutural foi travado verticalmente com molas de compressão para simular o solo de fundação da laje de fundação e molas de compressão horizontal para simular a resistência do solo (ver Figura 12).

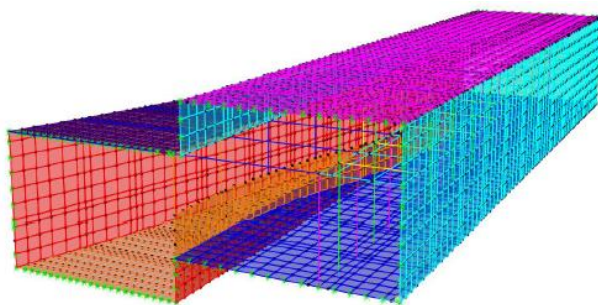


Figure 12. Vista 3D: Modelo estrutural desenvolvido em SAP 2000.

Este modelo permitiu estimar as forças de dimensionamento nos elementos estruturais novos e existentes.

O modelo permitiu também estimar as deformações nos vários elementos estruturais do término, considerando a nova solução estrutural. Todas as novas soluções foram dimensionadas segundo as novas normas em vigor dos Eurocódigos.

6. PLANO DE MONITORIZAÇÃO

Para a monitorização da escavação *Cut&Cover*, foram utilizados elementos tradicionais como alvos topográficos, inclinómetros e piezómetros.

Para além dos instrumentos utilizados na escavação em *Cut&Cover*, será instalado um plano de monitorização com recurso a sensores de nível de líquidos e extensómetros para medir o comportamento do assentamento da laje de cobertura do término existente durante a fase de demolição.

O plano de monitorização estabelece valores de alerta e alarme para os limites de cada dispositivo. Com o objetivo de garantir a segurança e o cumprimento dos valores estimados no projeto.

CONCLUSÕES

A definição e implementação de uma nova linha de metro numa zona densamente urbanizada, em terrenos de génese recente, com um nível freático elevado, com uma forma circular e utilizando as estruturas do metro existente, conduz a zonas de interligação entre as estruturas novas e as existentes, obrigando assim a trabalhos de demolição e construção. Para cenários como o apresentado neste trabalho, a solução de execução da escavação com recurso a uma parede moldada travada por escoras metálicas será a mais adequada para manter a integridade das estruturas e infraestruturas existentes. A restante solução adotada para a ligação da nova estrutura à existente também se prevê ser a adequada, garantindo todos os critérios de segurança regulamentares.

Um plano de monitorização e vistoria adequado é essencial para confirmar a adequação da solução durante os trabalhos de escavação, bem como para gerir a transferência de cargas entre o sistema existente estrutural e o novo sistema estrutural e o sistema de escoramento durante os trabalhos de escavação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram projetados pelo consórcio que integra as empresas COBA e JETsj e que se encontram a ser realizados pelo agrupamento constituído pelas empresas Mota Engil e Spie Batignolles. A fiscalização dos mesmos trabalhos é, por sua vez, assegurada pelo consórcio que integra as empresas Consulgal e Tecnoplano.

REFERÊNCIAS

- [1] Pinto, A. (2008) Soluções adoptadas na Interferência nº16 da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa: Oriente – Aeroporto. In: XI Congresso Nacional de Geotecnia – SPG, Guimarães, Portugal.
- [2] NP EN 1992-1-1 2010 – Projeto de Estruturas de Betão Armado.
- [3] NP EN 1997-1 2010 – Projeto Geotécnico.

PRÉMIO
JOVENS MESTRES



Numerical simulation of the response of modular precast concrete structures subjected to horizontal actions

A. Correia¹

A. Furtado²

E. Júlio³

ABSTRACT

With the current housing shortage, particularly in Lisbon and Porto, coupled with an insufficient number of construction companies and a clear shortage of skilled labor, concrete prefabrication presents a renewed and reinforced interest. In order to reduce costs and execution time, modularization appears to be the most appropriate solution. However, as Portugal is a highly seismic country, characterizing the behaviour of prefabricated reinforced concrete structures under horizontal actions is essential in order to support designers in dimensioning this type of structure, guaranteeing the safety and reliability of projects in the event of earthquakes. In this dissertation, three types of numerical simulation of a shear test were proposed for a precast concrete wall connected to a reinforced concrete beam exclusively by connecting bars. After calibrating and validating the proposed types of numerical modeling, a parametric study was carried out with the aim of studying the effect of the following variables on the wall's performance under horizontal actions: axial force applied at the top of the wall, concrete compressive strength, connection diameter, connection position and number of connections. Of the three types of numerical modeling presented, two showed results close to those of the experimental test, thus providing confidence to be used in the design phase and for future research. For parameters such as the yield force, force for the maximum displacement considered and maximum force of the wall-beam system, these two models showed values with errors of less than 9%.

Keywords: Precast concrete structures, wall-to-beam connections, numerical modelling, parametric study.

1. INTRODUCTION

Past earthquakes such as Tangshan (China) in 1976 and Leninakan (Armenia) in 1998 are examples that show that prefabricated structures are vulnerable when subjected to lateral loadings and that their behaviour depends heavily on proper seismic design of connections [1]. Despite the advantages of these types of structures, there are several challenges to overcome when they are in seismic regions. The main one is the vulnerability of the mechanical connections between the various vertical and horizontal elements of the structure. The performance of precast structures under seismic action relies heavily on the performance of the connections between the structural elements, which means that they need to be properly dimensioned to perform adequately (in a wide range of response parameters such as resistance, ductility and energy dissipation) and to maintain the integrity of the structure [2]. The simulation of precast concrete structures subjected to horizontal actions is a subject with little scientific progress, due to the scarcity of experimental studies. The work carried out in this dissertation aims to fill this gap,

¹ Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, alexandrencorreia@outlook.pt

² CERIS - Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, andre.furtado@tecnico.ulisboa.pt

³ CERIS - Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

contributing to the advancement of knowledge in this area and positively impacting the prefabrication sector.

1.1 Characterization of the behaviour of precast concrete walls with integrated connections with protruding bars

In the present work, connections with protruding bars were studied in detail (Figure 1a). This type of connection is made using reinforcing steel bars, which can be sealed in the panels and inserted into the beams or vice versa. In both cases, corrugated steel waiting sheaths are used in the element where the bars are inserted. After the panel is inserted, the sheaths are filled with high-strength, non-retractable mortar to ensure continuity between the elements and avoid adhesion problems [3]. When this type of structure is subjected to seismic action, the application of the lateral load causes one area of the wall to be tensioned and the other compressed (Figure 1b). The connecting bars provide the tensile strength in the tensioned area, while the concrete provides the strength in the compressed area. As a rule, no special measures are required to prevent horizontal sliding because the horizontal resistance is provided by the friction between the panel and the beam, which is sufficient to resist horizontal actions [3].

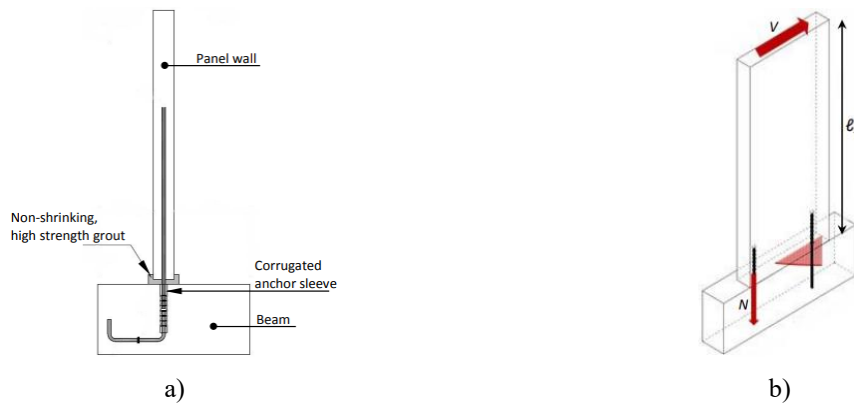


Figure 1. Connection with reinforcing bars: a) general overview (adapted from [3]); b) Mechanism of resistance to lateral actions (adapted from [3]).

Various failure modes are associated with this type of connection, namely the pull-out of the tensioned bars, rupture of the tensioned bars, permanent elongation of the tensioned bars due to the high deformations developed, crushing of the concrete in the compressed zone and shear failure of the connections. An experimental research [4] has shown that the permanent elongation of the connection bars occurs after yielding and has unfavourable effects on the strength mechanism of the connection. The residual extension accumulated in the connecting bars means that the panel is no longer in contact with the beam and the resistance of the mechanism is governed exclusively by the connecting bars. This results in a loss of horizontal resistance due to friction between the elements and allows for shear failure of the connections.

2. NUMERICAL SIMULATION OF PRECAST ELEMENTS WITH PROTRUDING BARS

In the present research work, three different models were proposed. The modelling strategy used for the SS1 model consisted of creating a wall similar to the one in the experimental test using a frame element embedded in the base, in order to simulate a monolithic construction. In this type of simulation, the connecting bars between the structural wall and the foundation beam were placed in their respective positions. The distinguishing feature of this type of modelling was the consideration of a zero tensile strength of the concrete to materialize the behaviour of a precast concrete structure, where the connection between elements is achieved through mechanical connections (i.e., in this case, the protruding bars). The wall was simulated using an inelastic plastic-hinge force-based element, in which the integration sections were discretized using 500 fibers and a plastic hinge length L_p of 16.7%.

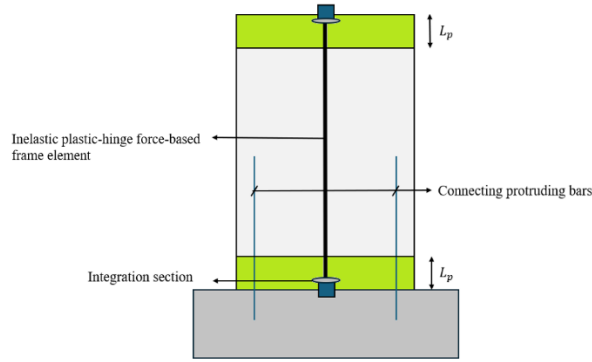


Figure 2. Detail of SS1 Model – numerical modelling type 1.

The modelling strategy used for model SS2 consisted of simulating the wall according to the Joint Research Centre recommendation [5]. This recommendation suggests that the connection between prefabricated elements is achieved using springs with non-linear behaviour that simulate the behaviour of mechanical connections. Similarly, the wall was simulated using an inelastic plastic-hinge force-based element, in which the longitudinal and transverse reinforcements of the structural wall were discretized by assigning the material properties resulting from experimental tests.

The uniaxial stiffness of each spring, K_z was calibrated using Eq. (1):

$$K_z = \frac{EA}{15\phi} \quad (1)$$

where E corresponds to the modulus of elasticity of the connecting bars, A is the cross-sectional area of the connecting bar and $Leff$ corresponds to the equivalent length of the spring, in which the elongation occurs. For this parameter, the recommended value of 15ϕ was adopted, where ϕ is the diameter of the connection [5].

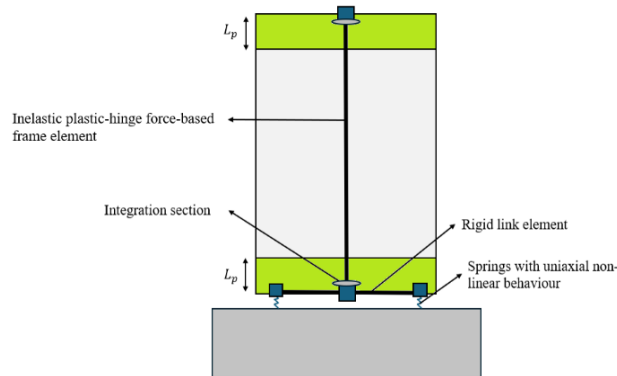


Figure 3. Detail of SS2 Model – numerical modelling type 2.

The modelling strategy used for ABQ model consisted of a more complex simulation using the ABAQUS finite element software. All the components of the structural system were detailed in this type of modelling, namely the wall, the foundation beam, the mechanical connections and the wall reinforcements. The materials were defined using uniaxial non-linear behaviour laws and all the necessary boundary conditions were defined to reproduce the experimental test conditions. In this type of modelling, two types of elements were considered: i) the solid elements corresponding to the structural wall and the foundation beam; and ii) the bar elements corresponding to the structural wall reinforcements and the connecting bars between the structural wall and the foundation beam. Concerning the concrete, it was necessary to define the value of the modulus of elasticity and the Poisson's ratio. To define the non-linear behaviour of the concrete, a model that is pre-defined in ABAQUS was selected, the CDP (Concrete Damaged Plasticity) model [6]. This is a continuous damage model based on the plasticity of concrete and assumes that the main failure mechanisms are cracking when the tensile failure stress is reached, and crushing by compression when the compressive strength is exceeded. For the constitutive relations of the steel, a simplified bilinear curve was adopted.



Figure 4. ABQ Model : a) Solid elements; b) Bar elements.

3. VALIDATION OF THE NUMERICAL MODELLING STRATEGIES

The efficiency of the different types of numerical modelling was validated by simulating a full-scale shear test carried out by Psycharis N, et al [4]. This full-scale test consisted of applying a cyclical horizontal shear force applied to the top of the structural wall until the mechanical connections broke.

3.1. Description of the experimental campaign

An extensive experimental program was carried out at the Seismic Engineering Laboratory of the National Technical University of Athens as part of the FP7 SAFECLADDING European project. The aim of this program was to investigate the seismic behaviour of prefabricated concrete load-bearing walls using three types of integrated mechanical connections, namely connections using: i) reinforcing bars; ii) steel plates; iii) steel plates; iv) steel plates; v) steel plates.

The experimental campaign studied full-scale models of precast concrete load-bearing walls 2.67 meters high, 1.50 meters wide and 0.20 meters thick, connected by two steel bars spaced 1.10 meters apart to a foundation beam, as shown in Figure 5. The experimental tests consisted of applying monotonic or cyclical horizontal loads to the top of the wall using a servo-hydraulic actuator with displacement control. The precast load-bearing walls were connected to concrete beams with an inverted "T" section, which in turn were anchored to the laboratory's reaction slab using anchor dowels. In the R1S1D25C test, protruding connecting bars with 25 millimeters in diameter were used and industrial corrugated steel sleeves were placed in the beams with an anchoring length of 0.25 meters. To fill the spaces between the bars and the sheaths an high-strength, non-shrink mortar was used.

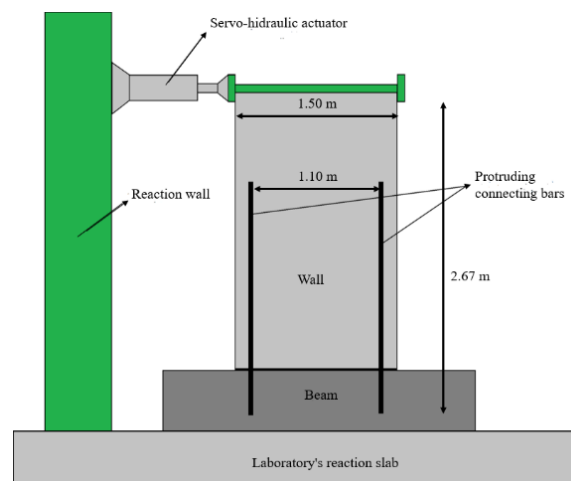


Figure 5. Experimental setup adopted in the shear test (adapted from [4]).

3.2. Material properties

The concrete used in the construction of the models was a C30/37 class. The values adopted to define the uniaxial behaviour curves of the concrete were based on Table 3.1 from Eurocode 2 [7].

Table 1. Values adopted for the stress-strain curve of concrete.

σ_{cu} (MPa)	σ_{c0}/σ_{cu}	σ_{t0} (MPa)	E (GPa)	ϵ_{c1}	ϵ_{cu1}
30	0.4	3.8	33	0.0022	0.0035

The steel used in the connecting bars was a B500C class. Due to the lack of information provided by the authors on the characteristics of this steel, namely the parameters needed to define the stress-strain curve, Eurocode 2 [7] was used, specifically the section on the mechanical characteristics of steel for reinforced concrete elements. To this end, an approximation using a bilinear curve was considered.

Table 2. Values adopted for the stress-strain curve of steel.

f_y (MPa)	ϵ_y	k	f_{ut} (MPa)	ϵ_u (%)
550	0.00275	1.26	692	18

3.3. Considerations on the numerical simulation

3.3.1. Type 1 modelling (SS1 Model)

For the steel constitutive relations, the uniaxial model proposed by Menegotto and Pinto et al. [8], associated with isotropic hardening rules proposed by Filippou et al. [9] was used. The values of the parameters relating to the shape of the transition curve and the calibration coefficients of the isotropic hardening were adopted based on the article by Rodrigues *et al* [10]. For the concrete constitutive relations, the Mander et al model [11] was used.

3.3.2. Type 2 modelling (SS2 Model)

To define the stress-strain curve of the concrete, as with the type 1 model, the model proposed by Mander et al [11] was used, adopting the same values for the input parameters. Takeda's symmetrical bilinear curve was used to define the axial behaviour of the springs [12]. Its calibration parameters are the initial stiffness K_y , the yield force F_y , the ratio between the initial stiffness and the post-yield stiffness α and two factors related to stiffness degradation (β_0 and β_1).

Table 3. Values needed to define the axial behaviour of non-linear springs.

K_y (kN/m)	F_y (kN)	α	β_0	β_1
261799.40	269.5	0.004	0.00001	1

3.3.3. Type 3 modelling (Model ABQ)

In order to calibrate the CDP (Concrete Damaged Plasticity) model [6], it was necessary to define values relating to the flow of plasticity. These parameters can be obtained through experimental tests, but since they were not mentioned by the authors, the values recommended in the literature [13] were used. Once these parameters had been defined, it was necessary to enter the stress and strain values to calibrate the uniaxial concrete material curves in both tension and compression from the point where the behaviour ceases to be linear. To do this, the CDP generator tool developed by Elkady, Ahmed [14] was used, which is capable of generating the uniaxial stress-strain curves of concrete in traction and compression. To calibrate the uniaxial curve of concrete in compression, the program allows the use of three different models, and the Model Code (1990) was used. The input parameters of this program are the maximum compressive stress of the concrete σ_{cu} , the ratio between the yield strength and the maximum compressive stress σ_{c0}/σ_{cu} , the yield strength and the modulus of elasticity of the concrete. The values used were estimated based on Eurocode 2 [7], as mentioned above.

To define the uniaxial steel behaviour curve, the steel's elastic and plastic properties had to be entered. With regard to the elastic properties, a modulus of elasticity of 200 GPa and a Poisson's ratio of 0.2 were adopted. To simulate the non-linear behaviour of the steel, the plastic model predefined in ABAQUS was used, in which it was only necessary to enter the values of the stress-strain relationship from the material's yield point. Based on the above assumptions, a bilinear curve was used to calibrate the curve.

3.4. Numerical results

3.4.1. Force-displacement curves

Figure 6 shows a comparison of the force-displacement curves obtained for each type of numerical modelling and the experimental response. In the following paragraphs it will be presented a discussion concerning the main response parameters.

Initial stiffness: When comparing the numerical curves obtained, it was observed that the ABQ and SS1 models have a similar initial stiffness, which is greater than the stiffness captured experimentally. This can be explained by the fact that the numerical models do not consider adhesion problems, namely the slipping of the connecting bars. On the other hand, the SS2 model correctly captures the initial stiffness of the system, proving that this is governed by the axial behaviour of the bars and their slippage, which is considered in Equation 1 provided by the authors of the article.

Yield stiffness: The yield stiffness was not well captured in the ABQ and SS1 models, with the ABQ model showing a value around 3.2 times higher and the SS1 model showing a value of 2.3 times higher. On the other hand, it was well captured in the SS2 model, which showed a value of only 9.2% higher.

Yield strength: Concerning yield strength, both models show lower values compared to the experimental result, with the ABQ model showing a difference of 4.3% and the SS1 model 7.7%. This can be explained by the lack of detailed information provided by the authors on the stress-strain curve of the steel, and a curve was assumed based on the considerations described above. The SS2 model is the one that showed the worst results, with a lower value of 18.9%.

Yield displacement: The ABQ model obtained a value 3.5 times lower than the experimental test result and the SS1 model obtained a value 2.6 times lower. The justification for this disparity in values was mentioned above and is related to the fact that both models did not simulate real adhesion and slippage of the bars, thus obtaining a higher initial stiffness than the experimental test. For the SS2 model, the closest value to the experimental test was obtained, which was 27.8% lower.

Maximum shear strength: The maximum shear force was well captured in the ABQ and SS1 models, with the ABQ model having a value 8.5% higher and the SS1 model 6.0% higher. The SS2 model shows a lower value of 20.5%, which is explained by the fact that the behaviour of the model differs from the real behaviour of the system. In this model, the connecting bars yield at the same moment, substantially reducing the post-sway stiffness and consequently obtaining a lower maximum lateral force value.

Lateral force corresponding to the maximum displacement: The shear force corresponding to the maximum displacement was equally well captured by the ABQ and SS1 numerical models, with the ABQ model showing a higher value of around 5.1% and the SS1 model of 8.1%. On the other hand, the SS2 model was 19% lower.

Relative ductility: Comparing the relative ductility, the ABQ model presented a value 3.4 times higher and the SS1 model 2.5 times higher. This difference is justified by the deviation observed in the yield displacement, which consequently affects the relative ductility. The SS2 model showed the best result, with a value 35.3 per cent higher.

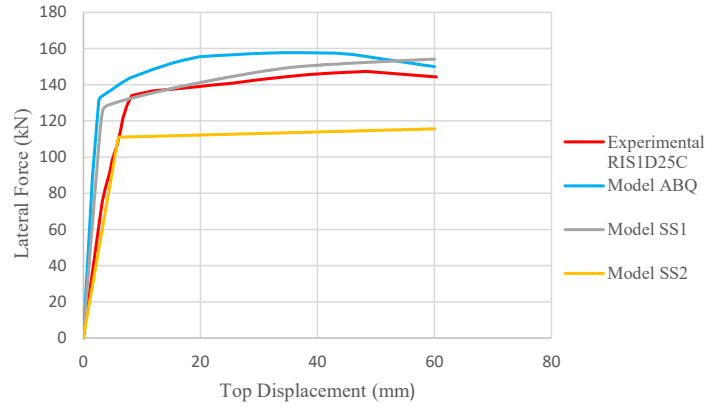


Figure 6 - Comparison of force-displacement curves.

Table 4. Comparison between experimental and numerical response parameters.

Response parameters	Experimental test	ABQ ratio (%)	SS1 ratio (%)	SS2 Ratio (%)
V_y (kN)	137	-4.3	-7.7	-18.9
V_0 (kN)	145.5	8.5	6.0	-20.5
V_u (kN)*	142.7	5.1	8.1	-19.0
Δ_y (mm)	9.0	-72.3	-61.2	-27.8
Δ_0 (mm)	43.0	-25.7	39.5	39.5
Δ_u (mm)	60.0	0.0	0.0	0.0
μ_Δ	6.8	240	151.4	35.3
K_y (kN/mm)	15.6	223.7	132.6	9.6
K_u/K_y	15.3	-206	-142	-26.1

3.4.2. Stress and strain analysis

The stress and strain results on the protruding bars and concrete for the ABQ model are shown below as an example. The evolution of the stress-strain curves in the connecting bars and the variation in stresses as a function of analysis time observed in the ABQ model are shown in Figures 7 and 8. Looking at these results, it can be concluded that when the lateral load is applied, bar 1 instantly begins to be tensioned. Consequently, it will enter the plastic regime first and its deformation will cause the joint opening between the structural wall and the foundation beam to open. Bar 1 reached its yield strength at around 0.9 seconds, a value at which bar 2 is also tensioned, but with a low tension of approximately 26 MPa, which means that when bar 1 yields, bar 2 is under very little stress. After the yielding of bar 1, the two bars continued to deform due to the progressive increase in tension, until at 6.3 seconds bar 2 began to yield. From that point on, the two bars were in a plastic regime until bar 1 reached its ultimate extension and broke.

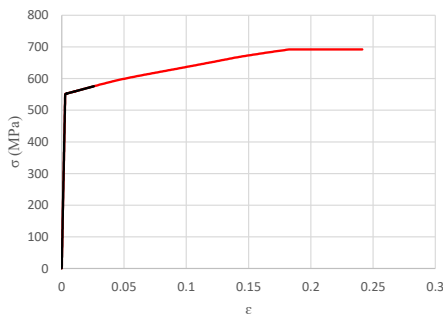


Figure 7. ABQ model: Stress-strain curves for bars 1 and 2.

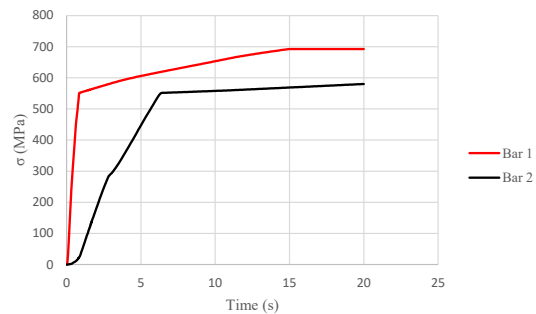


Figure 8. ABQ model: Stress-time curves for bars 1 and 2.

It was observed that bar 1 reached the final defined tension and extension at around 15 seconds, after which it plateaued until it reached an extension of around 24%. It wasn't possible to explain what happened, but one hypothesis is that the program didn't take the element's failure into account and bar 1 continued to deform under constant tension until it reached the desired displacement. Bar 2 reached a maximum stress of 585 MPa and a maximum extension of 2.7%.

When analyzing the evolution of the stresses in the concrete in the ABQ model, tensions were observed on the left-hand side and significant compressions in the bottom right-hand corner of the wall, as expected. These stresses are justified by the fact that the wall behaves like a rigid body, with a rocking-type movement taking place, which means that the wall will rotate around the point closest to the end of the wall at the bottom right corner.

It was observed that the concrete reached a stress value higher than the maximum compressive stress set at 30 MPa. Although it was not possible to justify what happened, it was concluded that localized crushing of the concrete by compression occurred in the bottom right-hand corner, which may have led to numerical convergence problems that resulted in this anomalous result. Regarding the tensile zone, shown in Figure 11, it was observed that the concrete reached a maximum stress of 3.3 MPa, which means that the concrete on the periphery of the left side did not crack.

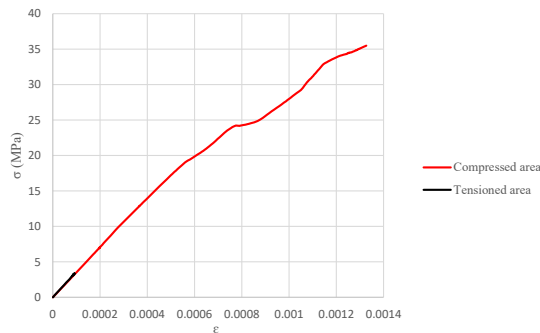


Figure 9. ABQ model: Stress-strain curves in the compressed and tensile zones (absolute values).

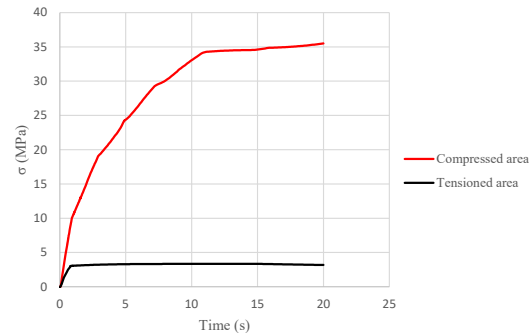


Figure 10. ABQ model: Concrete stress-time curves in the compressed and tensile zone (absolute values).

4. PARAMETRIC STUDIES

To gain a better understanding of the behaviour of mechanical connections and to compare the predictions of the results between the simplified model and the detailed model, several parametric studies were carried out using variations of the SS1 and ABQ numerical models.

4.1. Influence of axial loading

To study the influence of axial stress on the resistance of this type of system, loads were applied to the top of the wall for different values of reduced normal stress. In ABQ model, the aim was to carry out analyses up to a reduced normal stress of 1, but for values greater than 0.15 convergence errors occurred due to the high compressive stresses in the concrete. In the SS1 model, loads were applied corresponding to a reduced normal stress ν varying from 0.1 to 1, with an increment of 0.1 between analyses. The influence of the concrete's compressive strength was also studied for the 30, 40 and 50 MPa cases.

4.1.1. SS1 model results

Yield strength: Looking at Figure 11a, it can be seen that the peaks of the lateral yield strength of the system for the different concrete compressive strengths considered is between a reduced normal stress interval between 0.6 and 0.7, and that increasing the concrete compressive strength by 10 MPa results in an increase in the peak yield strength of approximately 17%. In the analyses corresponding to the use of concrete with compressive strengths of 30 and 40 MPa, it was found that the increase in axial stress

is favourable up to a reduced normal stress of approximately 0.7. On the other hand, for concrete with a compressive strength of 50 MPa, the increase in axial stress was favourable up to a reduced normal stress value of approximately 0.6.

Maximum shear strength: The behaviour of the maximum force as a function of the reduced normal stress and the compressive strength of the concrete represented in Figure 11b is similar to the yield strength, with the peaks of the maximum lateral force being found in the reduced normal stress range between 0.6 and 0.7. Increasing the concrete's compressive strength by 10 MPa results in an increase in the peak maximum force of approximately 19%.

Yield Displacement: The system's yield displacement increases non-linearly up to values of reduced normal stress corresponding to 0.8, 0.7 and 0.6 for concrete with compressive strengths of 30, 40 and 50 MPa, respectively, and decreases for higher values.

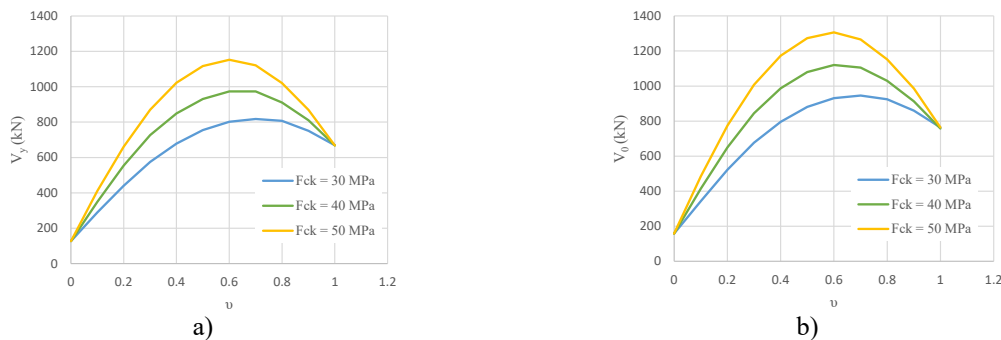


Figure 11. Influence of the axial loading (SS1 model): a) Yield strength; b) Maximum strength.

5. CONCLUSIONS

The results of the SS1 and ABQ numerical models showed that, with the correct definition and information on the materials to be used, namely the stress-strain curves of the concrete and steel, these models adequately reproduce the experimental results, which validates their use in the context of designing this type of structures when subjected to lateral actions. Parameters such as the lateral yield force, the lateral force up to the displacement considered and the maximum lateral force reached by the system were well captured in both models, and the margin of error did not exceed 9%. On the other hand, the SS2 model did not prove to be suitable, as its behavior differs from that of the real system. In fact, although it captured the initial stiffness with high precision, it showed values for yield strength, maximum strength and ultimate strength, with errors all in the order of 20%. The biggest problem lies in the simulation of the adhesion conditions between the concrete and the connecting bars. By not taking these into account, the numerical models show values for the yield displacement of the connections that are substantially lower than the real ones, which translates into higher than real ductility, initial stiffness and yield stiffness, essential factors in the seismic design of mechanical connections.

The parametric study demonstrated the importance of the influence of axial force in the design of this type of walls. Increasing the axial force at the top of the walls substantially increases the resistance of this type of structure to lateral actions. The application of the lateral load together with the application of the axial force causes the neutral line at the base of the wall to move in the opposite direction to that of the application of the load, which makes it possible to take greater advantage of the strength of the concrete and keep one of the connecting bars compressed for a longer period of time, so that it yields at a later time, contributing to the overall strength of the mechanical connections. It was found that an increase in axial force can result in an increase in parameters such as yield strength and maximum force up to 6 times higher values compared to the reference analysis, according to the results of the SS1 model. Doubling the number of bars resulted in an increase in the system's yield strength of approximately twice as much in both models, while the maximum force doubled in the ABQ model and increased by around 82% in the SS1 model, which are quite significant differences compared to the reference analysis.

Finally, it was observed that for the different positions of the bars studied, the yield strength, maximum strength and ultimate strength of the system remain approximately constant. The models showed that greater spacing between the connecting bars is favorable to the strength of the wall-beam system as it delays the yielding of the connecting bar 2, contributing to the overall ductility of the system.

In relation to the comparison of the prediction using the two types of numerical modeling, it can be concluded that the most suitable model, easy to implement, with low computational requirements and therefore more interesting for use by design engineers, corresponds to the SS1 model created in SeismoStruct, since despite its simplicity it obtained good results and very close to the prediction using the more detailed modeling. The detailed modeling in ABAQUS is considered relevant for research purposes, given its complexity, with the aim of obtaining more detailed results. The breadth of tools in ABAQUS makes it possible to consider interactions, adjust key variables, and carry out analyses with extreme sensitivity, which makes it possible to explore a variety of scenarios and consider several relevant factors that would not be possible with SeismoStruct.

ACKNOWLEDGMENTS

This article is a result of the Innovation Pact “R2UTechnologies| modular systems” (C644876810-00000019) by “R2UTechnologies” Consortium, co-financed by NextGeneration EU, through the Incentive System “Agendas para a Inovação Empresarial” (“Agendas for Business Innovation”), within the Recovery and Resilience Plan (PRR). Also, the second and third author is grateful for the Foundation for Science and Technology’s support through funding UIDB/04625/2020 from the CERIS research unit.

REFERENCES

- [1] Seismic design of precast concrete building structures - FIB Bulletin 27, 2003
- [2] Precast-concrete buildings in seismic areas – FIB Bulletin 78, 2016.
- [3] A. Colombo, M. Lamperti, P. Negro, G. Toniolo. “Design Guidelines for Wall Panel Connections,” JRC Technical Reports, 2016.
- [4] N. Psycharis, M. Kalyviotis, P. Mouzakis. “Experimental investigation of the response of precast concrete cladding panels with integrated connections under monotonic and cyclic loading,” Elsevier, 2018.
- [5] Kalyviotis, I. Psycharis, I. - Design of cladding panel walls with fixed connections, 16th World Conference on Earthquake, 2017.
- [6] Abaqus/CAE User manual, Dassault Systèmes, 2011.
- [7] Norma Portuguesa NP EN 1992-1-1 – Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, 2004.
- [8] M. Menegotto, P.E. Pinto, “Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending,” Preliminary Report IABSE, 1973.
- [9] F.C. Filippou, E. Popov, V. Bertero. “Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints,” Earthquake Engineering Research Center, 1983.
- [10] H. Rodrigues, H. Varum, A. Arêde, A. Costa. “Comparative efficiency analysis of different nonlinear modelling strategies to simulate the biaxial response of RC columns,” Earthquake Engineering and Engineering Vibration Vol.11, 2012. 553-566
- [11] B. Jena, N. Zade, S. John. “Non-linear Analysis of Concrete Elements Using Fiber Section Modelling,” Research Square, 2023.
- [12] SeismoStruct User manual - Seismosoft, 2021.
- [13] A. Elkady. “ABAQUS Tutorial: Defining Concrete Damage Plasticity Model + Failure and Element Deletion.” YouTube, 2021.
- [14] A. Elkady. “ABAQUS tools.” Available: <https://github.com/amaelkady/ABAQUS-Tools>.

Ensaio de caracterização do risco de corrosão em elementos de betão armado da Ponte Edgar Cardoso

N. Müller¹

C. Sousa²

RESUMO

A Ponte Edgar Cardoso, situada na Figueira da Foz, está em processo de reabilitação, pela empresa Mota-Engil. A reabilitação envolve, entre outros trabalhos, a reparação localizada dos elementos de betão armado afetados pela corrosão das armaduras de aço. Este artigo visa sintetizar o trabalho desenvolvido no âmbito de uma dissertação de mestrado, que investigou como os ensaios de caracterização podem ajudar a compreender o estado atual da estrutura, especialmente no que diz respeito à corrosão das armaduras embebidas no betão. Foram realizados ensaios para mapeamento, in-situ, na superfície de elementos de betão selecionados, dos seguintes parâmetros: potencial de corrosão, medido através do método da meia célula; resistividade do betão, medida através do método da sonda de Wenner; e espessura de recobrimento das armaduras, medida através de detetor eletromagnético. Além disso, foram recolhidas amostras de betão para avaliação experimental, em laboratório, dos seguintes parâmetros: profundidade de carbonatação; teor de cloretos; resistência à compressão; e absorção de água. Os resultados obtidos foram interpretados com base no conhecimento atual, visando estudar: (i) a forma como os resultados dos ensaios refletem as diferenças no estado da estrutura em diferentes posições, ou seja, em posições com diferentes graus de propagação das reações de corrosão das armaduras; (ii) como os resultados dos ensaios, em conjunto com os resultados da inspeção do estado da estrutura, podem contribuir para o prognóstico da evolução futura dos danos por corrosão nesta estrutura.

Palavras-chave: Corrosão; Betão armado; Reabilitação; Ensaio; Métodos eletroquímicos.

1. INTRODUÇÃO

A técnica do betão armado, desenvolvida originalmente no século XIX e amplamente aplicada em edifícios e infraestruturas devido à sua resistência, disponibilidade de matéria-prima, adaptabilidade e baixo custo [1], era inicialmente vista como duradoura. Contudo, a falta de atenção à durabilidade resultou em deteriorações precoces e patologias, afetando a segurança e funcionalidade das construções e gerando elevados custos de reparação. Um estudo comparativo, apresentado no Quadro 1, revela que os gastos com construção e manutenção variam por país: na Alemanha são semelhantes, na Itália a manutenção predomina, e em França os novos projetos têm mais gastos [2]. Nos Estados Unidos, até 1996, 20 bilhões de dólares foram usados na recuperação de pontes devido à corrosão, com 500 milhões adicionais por ano [3]. No Reino Unido, 4% do PNB é destinado a manutenções e reparações [4], e a corrosão causa perdas de 1,25% a 3,5% do PNB em países desenvolvidos e em desenvolvimento [5].

Uma das principais causas de deterioração é a corrosão das armaduras, resultante principalmente da carbonatação e da penetração de cloretos. Este fenómeno é definido como a deterioração de um material por ação química ou eletroquímica do ambiente, aliada ou não a esforços mecânicos [6].

¹ Mota-Engil (Mota-Engil, Porto, Portugal. nathanymuller@gmail.com)

² Faculdade de Engenharia da Universidade Porto, Porto, Portugal. cfsousa@fe.up.pt

Quadro 1. Gastos com novas construções e manutenção de estruturas [2].

<i>País</i>	<i>Construções novas (bilhões de Euros)</i>	<i>Manutenções e reparos (bilhões de Euros)</i>	<i>Gastos totais com construção (bilhões de Euros)</i>
França	85,6	79,6	165,2
Alemanha	99,7	99,0	198,7
Itália	99,7	76,8	135,4

Nota: Todos os dados referem-se ao ano de 2004, exceto o caso da Itália que se refere ao ano de 2002.

2. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA OBRA DE ARTE E DOS TRABALHOS DE REABILITAÇÃO

2.1. Obra de Arte

A Ponte Edgar Cardoso, Figura 1, projetada pelo Engenheiro Edgar Cardoso e inaugurada em 1982, foi a primeira ponte atirantada de Portugal. Com 1421 metros de extensão, atravessa o rio Mondego na Estrada Nacional 109, possuindo um eixo Norte-Sul, e sendo composta pela ponte de tirantes, viadutos de acesso nas margens, e encontros.

Atualmente, a Infraestruturas de Portugal (IP) está a reabilitar a ponte para substituir o sistema de tirantes devido à sua degradação e corrosão, especialmente nas ancoragens. A ponte utiliza aço e betão no seu tabuleiro, suportado por duas torres de betão armado de 80 m de altura, e seis pares de tirantes por torre. As torres são compostas por elementos retangulares ocos e travessas pré-esforçadas. Os viadutos têm tabuleiros em laje vigada e pilares ocos, conectados por travessas, sendo a ligação do tabuleiro aos encontros realizada por intermédio de aparelhos de apoio e dissipadores sísmicos instalados durante uma das intervenções de reabilitação da ponte.



Figura 1. Vista geral da ponte Edgar Cardoso, na Figueira da Foz.

2.2. Trabalhos de reabilitação

Desde a sua inauguração, a Ponte Edgar Cardoso tem sido alvo de várias intervenções de reabilitação para garantir a sua segurança e durabilidade. Entre 1997 e 2006, foram realizadas importantes obras, incluindo o reforço das torres para resistir a ações sísmicas. Além disso, foram feitas reparações gerais no betão e a proteção das superfícies externas das torres com tinta acrílica, com o objetivo de estabilizar e prolongar a vida útil da estrutura.

Entre 2010 e 2013, a atenção foi direcionada à base das torres, onde se procederam a limpezas, selagens e injeções de fissuras. A aplicação de um barramento impermeabilizante e pintura acrílica visaram mitigar a corrosão e fissuração causada por reações expansivas do tipo alcalis-sílica, identificadas nas inspeções. Este trabalho teve como objetivo melhorar a durabilidade das torres e assegurar a sua integridade estrutural.

Desde 2013, as intervenções na ponte têm continuado com foco na monitorização e manutenção contínua. Entre 2016 e 2017, a reabilitação da base das torres foi concluída, mas as inspeções de 2017 revelaram infiltrações e corrosão em elementos metálicos, além de fissuras e fios partidos. Foi realizada uma nova inspeção que confirmou a presença de corrosão e fissuras, recomendando a aplicação de um sistema de proteção ao betão que minimize o ingresso de água e permita a secagem do betão, pelo que se faz necessária a monitorização da variação do teor de humidade através de sensores de resistividade e temperatura no interior do betão. A Mota-Engil está atualmente a executar um extenso programa de reabilitação, que inclui a substituição do sistema de atirantamento, pintura do tabuleiro metálico, reparação de betão e outras melhorias essenciais para garantir a integridade da ponte.

3. PLANO DE ENSAIOS NO ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Os ensaios apresentados neste artigo não fazem parte dos trabalhos contratualizados no âmbito do projeto ou da empreitada de reabilitação. São ensaios exploratórios, realizados exclusivamente no âmbito da dissertação de mestrado. Assim, os ensaios incidiram apenas sobre áreas muito limitadas da estrutura. Caso se pretendesse uma caracterização global do estado da estrutura, então seria necessária uma campanha de ensaios mais abrangente, abarcando mais localizações.

A seleção dos locais de realização das medições teve em consideração: a facilidade de acesso, atendendo ao andamento dos trabalhos a decorrer e aos previstos; as condições de exposição ambiental dos locais escolhidos; o interesse em estudar elementos estruturais de diferentes tipos.

Assim, os ensaios *in-situ* (mapeamento do potencial de corrosão, resistividade e espessura de recobrimento das armaduras) foram realizados na Torre Norte (TN), nas faces voltadas a Sul (TN/S) e a Montante (TN/M). E, para incluir um betão de diferentes características e um elemento estrutural diferente, foram realizadas também medições na superfície de um separador tipo New Jersey localizado junto à Torre Norte (NJ/N), numa face voltada a jusante. Nessas posições foram também recolhidas amostras para determinação em laboratório do teor de cloretos e da profundidade de carbonatação do betão. O separador NJ não possui qualquer revestimento, isto é, o betão encontra-se exposto ao ambiente neste elemento estrutural. Pelo contrário, o betão das torres encontra-se revestido por tinta. As medições cujos resultados se apresentam neste artigo foram realizadas após decapagem, isto é, com os sensores diretamente em contacto com o betão. No âmbito da dissertação, foram ainda realizadas medições em superfícies não decapadas, mas, por limitação de espaço e para manter o foco nos aspetos essenciais, os resultados em superfícies não decapadas não são mostrados neste artigo.

O conjunto completo de ensaios realizados em laboratório envolve a determinação experimental dos seguintes parâmetros: resistência à compressão, absorção de água, teor de cloretos e profundidade de carbonatação. Para esse efeito, foram utilizados provetes extraídos por caroteamento, tendo os carotes sido extraídos previamente, durante as furações necessárias à instalação de barras de aço, de reforço, no topo das torres. A nomenclatura usada para identificar a posição de cada amostra foi: TN/J – Torre Norte/superfície volta a Jusante; TN – Torre Norte, sendo desconhecida a orientação da superfície onde foi extraído o carote; TS/M – Torre Sul/ superfície volta a Montante; TS/J – Torre Sul/ superfície voltada a Jusante; TS – Torre Sul, sendo desconhecida a orientação da superfície onde foi extraído o carote.

3.1. Plano de ensaios *in-situ*

Os primeiros trabalhos em obra incluíram a seleção dos locais de medição e a identificação das armaduras utilizando um detetor eletromagnético (modelo PS 200 da Hilti). Este processo envolveu a

varredura das áreas selecionadas para localizar a malha de armaduras nas direções vertical e horizontal, bem como a medição da espessura do recobrimento das armaduras.

Em seguida, foi realizada a medição da resistividade do betão, com o método dos quatro elétrodos (sonda de Wenner). Houve o cuidado de realizar estas medições de tal forma que, entre os 4 elétrodos, não existissem armaduras que pudessem transportar cargas elétricas e interferir nas medições.

Finalmente, a medição do potencial de corrosão foi realizada através do método da meia célula, com um eletrodo de referência, do tipo cobre-sulfato de cobre. Para realizar o mapeamento desta variável, o eletrodo de referência foi sempre posto em contacto com a superfície de betão numa posição sempre equidistante entre as armaduras previamente detetadas. Ao todo, o plano de ensaios abrangeu uma área de aproximadamente 12 m², onde foi realizado o mapeamento na Torre Norte, e 1,4 m², no New Jersey.

3.2. Plano de ensaios no laboratório

Os ensaios laboratoriais foram realizados em amostras de betão, obtidas a partir dos carotes extraídos, que apresentavam diâmetros a variar entre 45 e 49 mm.

Para determinar o teor de cloretos no betão, recorreu-se ao método Rapid Chloride Test (RCT) da German Instruments, com o kit RTC-500. O método envolve a análise de amostras constituídas por pó do material a analisar. Recolheu-se pó num total de 6 posições. E, em cada uma dessas posições, recolheu-se pó a 5 profundidades: 0-1 cm, 1-2 cm, 2-3 cm, 3-4 cm e 4-5 cm. Para esse efeito, foram serrados discos de 1 em 1 cm. E, em cada um dos discos, a recolha do pó foi feita por furação, evitando os agregados grossos aparentes. Assim, pode considerar-se que o pó recolhido é essencialmente de argamassa endurecida (sem agregados grossos).

A determinação da profundidade de carbonatação foi feita através do método da aspersão com solução alcoólica de fenolftaleína, em superfície recente de fratura, e posterior medição com régua graduada. Foi feita em 6 posições.

Para os ensaios de resistência à compressão, os carotes foram cortados e retificados, adotando provetes com altura igual ao diâmetro e seguindo a norma NP EN 12390-1, verificando a sua planeza e perpendicularidade, e submetendo-os posteriormente a força monotonamente crescente com velocidade constante. Foram ensaiados 8 provetes, sendo 4 as posições analisadas (2 provetes por posição).

Por fim, o ensaio de absorção de água foi conduzido de acordo com a especificação E394-1993 do LNEC, mas com uma limitação: os provetes que foi possível obter apresentam um volume de cerca de 0,18 dm³, enquanto a especificação indica que o volume mínimo de cada provete a ensaiar deverá ser 1 dm³. Os provetes (segmentos de carote) foram submersos em intervalos de 45 minutos, preenchendo 1/3 da altura do provete, até à submersão total do carote em água. Permaneceram submersos durante 7 dias até estabilização da massa saturada. Após a secagem em estufa, calculou-se o teor de absorção de água, em percentagem do volume da amostra, conforme indica a especificação. As medições foram realizadas em 4 provetes de 4 posições diferentes.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Ensaio em obra

A medição da espessura de recobrimento foi feita não apenas como pré-requisito dos outros ensaios, mas também para avaliar a proteção que está a ser conferida às armaduras. Foi registada nos elementos estruturais observados (Figura 2). Existindo duas camadas de armadura junto a cada face de betão (armaduras em direções perpendiculares), interessa avaliar a espessura de recobrimento da camada de armadura mais superficial. Os resultados da medição desse parâmetro são sintetizados no histograma apresentado na Figura 3, utilizando classes com uma amplitude de 5 mm. O gráfico indica a frequência dos resultados para cada classe e apresenta a frequência relativa, que é o número de medições numa classe dividido pelo total de medições, sendo 63 para as zonas TN/S e TN/M, e 24 para a posição NJ/N Jusante. A apresentação da frequência relativa facilita a comparação das distribuições estatísticas dos resultados em diferentes zonas com diferentes números totais de medições.

Numa perspetiva atual da ponte, os resultados obtidos podem ser discutidos com base no Eurocódigo 2, que define a classe de exposição dos elementos ensaiados como XS1. Para um tempo de vida útil de projeto de 50 anos, o recobrimento mínimo exigido é de 35 mm e o nominal é de 45 mm (valor a especificar nos desenhos e dimensão dos espaçadores a colocar em obra). Sendo assim, verifica-se que, para este ambiente agressivo, há locais onde o recobrimento medido é inferior ao exigido.



Figura 2. Fotografia representativa do ensaio realizado na posição TN/M.

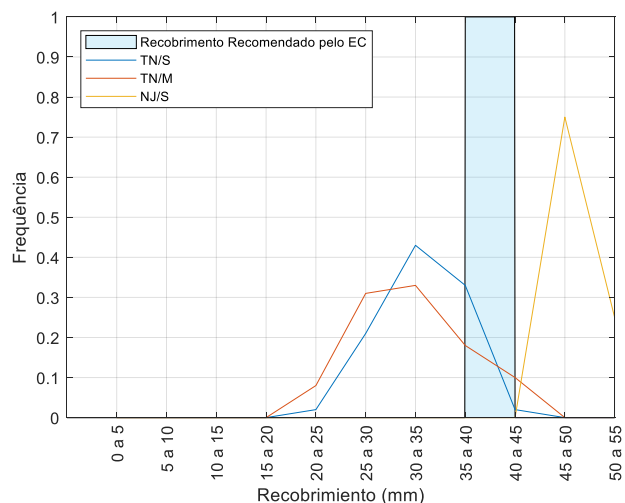


Figura 3. Histograma da espessura de recobrimento medida nas zonas analisadas com betão decapado.

Quadro 2. Critérios de avaliação do risco de corrosão de acordo com a recomendação TC 154 do RILEM.

Resistividade ($\Omega.m$)	Risco de corrosão
<100	Alto
100-500	Moderado
500-1000	Baixo
>1000	Insignificante

A discussão dos resultados relativos às medições da resistividade do betão pode ser feitas com base nas indicações da recomendação TC 154 do RILEM, sintetizadas no Quadro 2. Sabe-se que as resistividades mais elevadas são encontradas em betão pouco poroso e, principalmente, em betão seco. Por outro lado,

os betões com teores de humidade mais elevados apresentam valores mais baixos da resistividade, por ser maior a facilidade com que são conduzidas as cargas elétricas e, conseqüentemente, será maior aí a velocidade de corrosão, se encontrarem reunidas as restantes condições para ocorrerem as reações de corrosão. Em cada uma das zonas onde foram realizadas medições, os resultados foram compilados num mapa conforme se exemplifica na Figura 4.

Além disso, os resultados foram compilados num histograma (Figura 5). Observam-se resultados no betão da torre bastante diferentes dos obtidos no New Jersey. Estas diferenças são uma consequência das diferenças nos betões existentes em cada elemento estrutural, e do respetivo teor de humidade. Os valores obtidos no NJ indicam que o risco de corrosão é nesse elemento baixo ou insignificante, de acordo com a recomendação RILEM. Na torre, os valores obtidos, apesar de menores, encontram-se entre 200 e 300 $\Omega.m$, correspondendo a um risco de corrosão moderado.

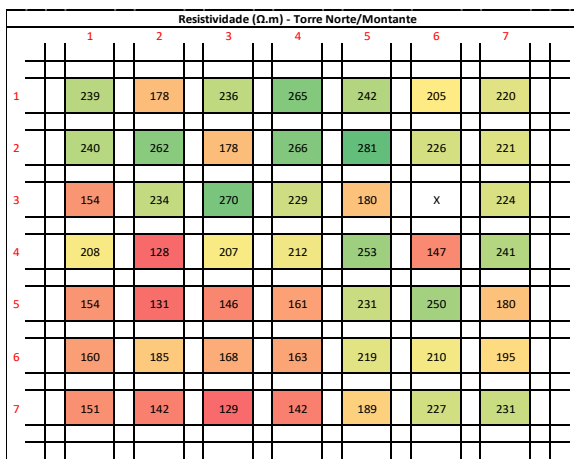


Figura 4. Valores de resistividade do betão referentes à zona TN/M.

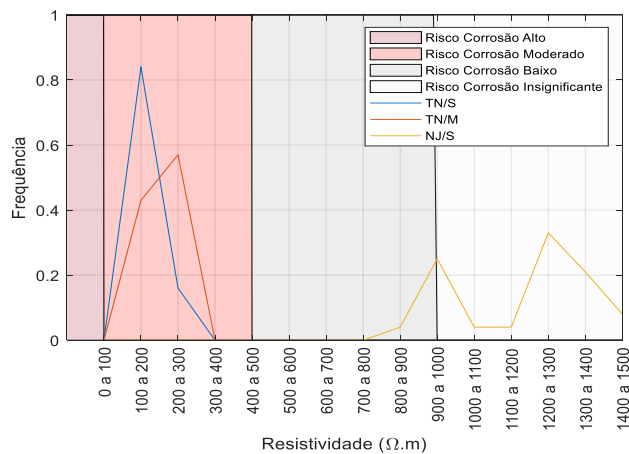


Figura 5. Histograma dos valores de resistividade medidos nas três zonas analisadas onde o betão não está recoberto por tinta.

O ensaio de medição do potencial de corrosão procura avaliar a probabilidade de estarem a ocorrer reações de corrosão das armaduras, em cada ponto de medição. Os resultados obtidos em cada posição foram resumidos num mapa (exemplo na Figura 6), onde os potenciais mais negativos são apresentados com cor vermelha, por corresponderem a uma maior probabilidade de ocorrência de corrosão.

O documento C876-15 da ASTM apresenta uma indicação para a probabilidade de existir corrosão, em função do potencial medido (Quadro 3), para elementos estruturais expostos à atmosfera (conforme acontece no presente caso de estudo). Sabe-se que esta é uma indicação simplificada, uma vez que o potencial medido é influenciado por diversos fatores, mas os potenciais mais negativos identificam em geral as posições onde é de facto mais provável estar a ocorrer corrosão.

Quadro 3. Probabilidade de existência de corrosão da armadura, de acordo com o documento C876-15 da ASTM.

Potencial (mV)	Probabilidade de corrosão
> -200	Inferior a 10%
-200 a -350	Incerta
< -350	Superior a 90%

No histograma que resume todos os resultados obtidos (Figura 7), observa-se uma variação significativa de ponto para ponto. A TN apresenta alguns valores classificados com uma probabilidade de corrosão superior a 90%, mas a maior parte dos resultados está no intervalo de -200 a -350mV, correspondendo a uma probabilidade de corrosão incerta. No caso do NJ há uma probabilidade de corrosão <10%, o que é consistente com os resultados previamente apresentados para a resistividade e espessura de recobrimento.

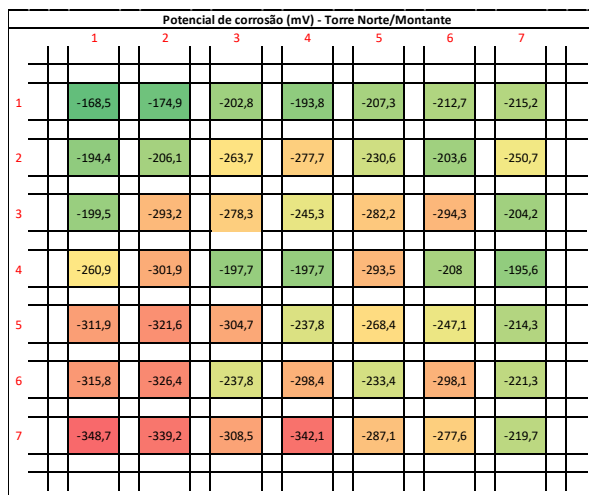


Figura 6. Valores do potencial de corrosão do betão referentes à zona TN/M.

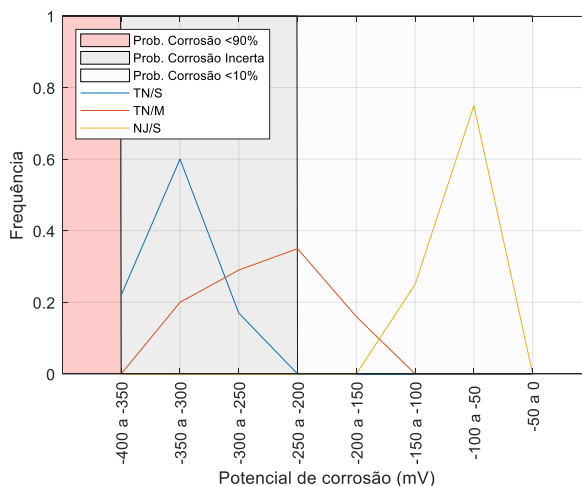


Figura 7. Histograma dos valores do potencial de corrosão medidos nas zonas com betão decapado.

Analisando a correlação entre o potencial de corrosão e a resistividade (Figura 8), observa-se que os valores mais elevados da resistividade ocorrem em pontos com valores menos negativos do potencial, ambos os resultados indicando um menor risco de corrosão (o que acontece no caso do New Jersey).

Estudando a correlação entre o potencial de corrosão e a espessura de recobrimento (Figura 9), observa-se que quanto maior é essa espessura, menor é a probabilidade de existirem reações de corrosão, à luz da interpretação dos resultados da medição do potencial de corrosão, sendo essa a situação em que se encontra o New Jersey.

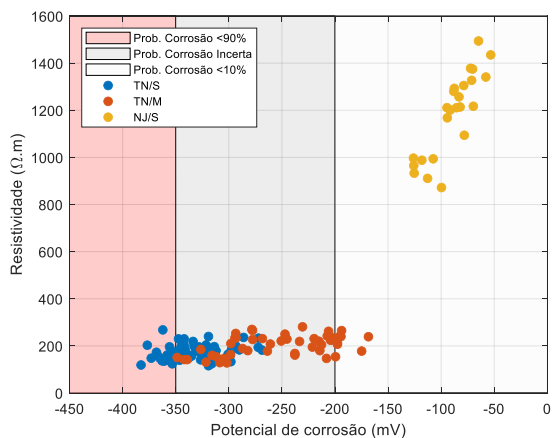


Figura 8. Relação entre os valores medidos do potencial de corrosão e da resistividade.

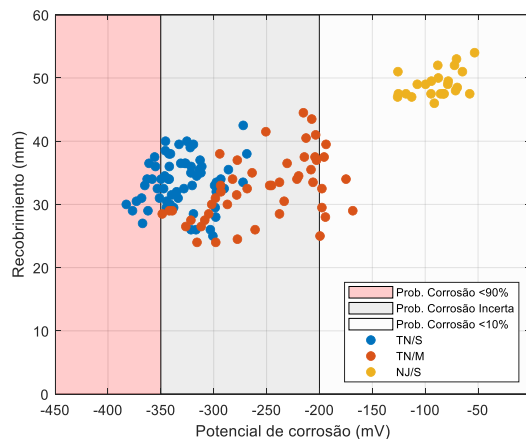


Figura 9. Relação entre os valores medidos do potencial de corrosão e da espessura de recobrimento.

4.2. Ensaio em laboratório

A medição do teor de cloretos, a diferentes profundidades, conduziu aos resultados apresentados na Figura 10. De um modo geral, na camada mais superficial, são obtidos menores teores do que na camada seguinte, sendo este um resultado comum. Nas camadas que se seguem, a maior profundidade, a tendência esperada é a de diminuição do teor de cloretos à medida que a profundidade aumenta, uma vez que a penetração do agente agressivo está a acontecer a partir da superfície exposta à atmosfera. No entanto, há alguma dispersão em torno desta tendência, em resultado da heterogeneidade do betão e da incerteza associada a este processo de medição. Obtiveram-se resultados semelhantes nas posições TN/M, TS/J e TS/M, com baixos valores na profundidade de 0-1 cm, um aumento significativo entre 1-2 cm, uma queda entre 2-3 cm, um ligeiro aumento entre 3-4 cm e uma queda final entre 4-5 cm.

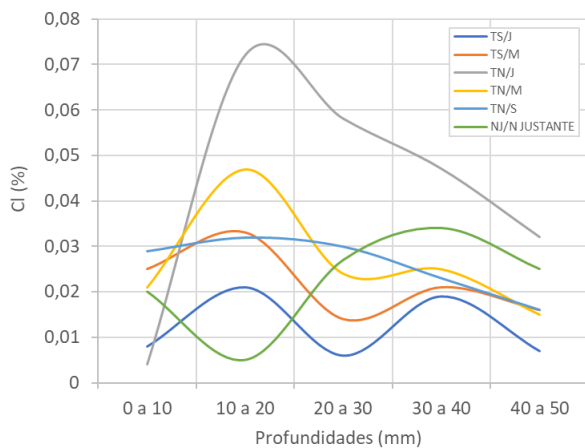


Figura 10. Teor de cloretos medido, em percentagem da massa da amostra (t_a).

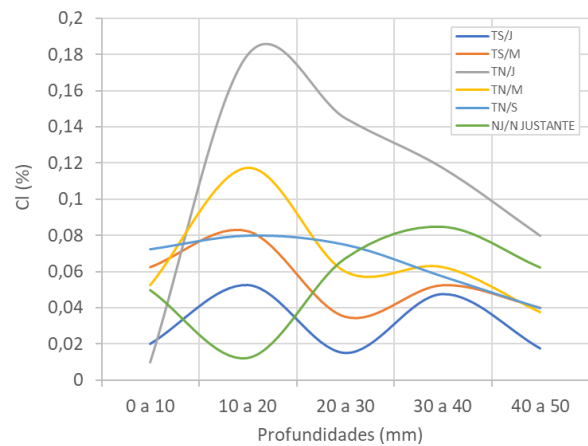


Figura 11. Estimativa para o teor de cloretos em percentagem de massa de cimento (t_c).

Quando o teor crítico de cloretos, Cl_{crit}^- , é atingido, ocorre a despassivação da camada protetora do aço e pode ser iniciado o processo corrosivo. O valor de Cl_{crit}^- depende de um conjunto de fatores relacionados com o material e o ambiente, não sendo geralmente possível conhecer o seu valor exato. Em geral, é um entre 0,4% e 1% da percentagem da massa de cloretos relativamente à massa do cimento.

Os valores de teor de cloretos determinados em laboratório são expressos em percentagem da massa da amostra. Então, para efeitos de comparação com o valor de Cl_{crit}^- , é necessário convertê-los num resultado em percentagem da massa de cimento. Essa conversão é feita por estimativa, uma vez que não se conhece o valor exato da percentagem de cimento presente na amostra em estudo. Assim, para realizar essa estimativa, adotou-se um valor plausível para a dosagem de cimento (300 kg/m^3) e para a dosagem dos restantes constituintes exceto agregado grosso (750 kg/m^3), uma vez que na recolha da amostra foram evitados os agregados grossos.

Desta forma, o teor de cloretos em percentagem da massa de cimento (t_c) pode ser estimado pela Eq. (1), onde t_a é o teor de cloretos em percentagem da massa da amostra usada em laboratório:

$$t_c(\%) = t_a(\%) \frac{750}{300} \quad (1)$$

Os resultados são apresentados na Figura 11, onde se vê que o valor mais elevado obtido para t_c foi 0,18% da massa de cimento. Portanto, todos os teores de cloretos medidos encontram-se abaixo do teor crítico de cloretos, Cl_{crit}^- , que pode conduzir à destruição da película passiva. Além disso, observa-se

que o valor mais alto foi obtido no separador NJ. Nas torres da ponte o maior valor de t_c obtido foi 0,12%.

Nos mesmos carotes onde foi medido o teor de cloretos, foi feita a determinação da profundidade de carbonatação do betão, através da aspersão com solução alcoólica de fenolftaleína. Após o ensaio, o betão não carbonatado, com um pH superior a cerca de 9, exibe uma coloração rosa. Os resultados são apresentados no Quadro 4, onde se vê que, em todas as amostras de betão das torres da ponte, a profundidade de carbonatação medida foi, no máximo, de 11mm, na TN/M. Já no NJ, obteve-se um valor superior, de 17 mm.

Correlacionando os resultados de diferentes ensaios, conclui-se que no NJ a frente carbonatada se estende até maior profundidade, bem como o teor de cloretos, em consequência de este betão se encontrar mais seco do que o das torres da ponte, conforme demonstram os resultados da medição da resistividade.

Quadro 4. Resultados dos ensaios de carbonatação, resistência à compressão e absorção de água.

<i>Referência</i>	<i>Profundidade de Carbonatação (mm)</i>	<i>Referência</i>	<i>Tensão de Rotura (MPa)</i>	<i>Referência</i>	<i>Teor de Absorção de Água (%)</i>
TS/J	1	TS/J 3-1	77,8	TS 2	12,5
TS/M	5	TS/J 3-2	76,2	TS 3	12,6
TN/J	6	TS 1-1	69,9	TN 2	13,4
TN/M	11	TS 1-2	60,7	TN 3	15,0
TN/S	3	TN/J -1	54,8		
NJ/N Jusante	17	TN/J -1	62,5		
		TN 2-1	62,2		
		TN 2-2	61,8		

Outro ensaio realizado em laboratório foi o da resistência à compressão, que reflete não apenas a capacidade resistente do betão, mas também fornece informações indiretas sobre a sua permeabilidade e a capacidade de resistir à penetração de agentes corrosivos, uma vez que um betão menos resistente é normalmente mais poroso. Os resultados deste ensaio foram avaliados com base no caderno de encargos do projeto de reabilitação, que previa um betão de classe C40/50 ou superior do betão original. Os resultados apresentados no Quadro 4 mostram valores compatíveis com os esperados para uma classe de resistência C40/50, atingindo em diversas posições resistências bastante superiores à mínima exigida para a classe. Importa notar o facto de estes ensaios de compressão terem sido realizados sobre provetes de reduzido diâmetro (os que estavam disponíveis), o que faz com que a incerteza associada à quantificação experimental deste parâmetro seja superior à que existiria se o diâmetro do provete fosse superior ao triplo da dimensão máxima do agregado.

Complementando a análise, no Quadro 4 observou-se que um betão com alta resistência à compressão, como o da localização TS, tende a ter menor teor de absorção de água, refletindo uma menor porosidade. Em contraste, a amostra TN, com menor resistência à compressão, apresentou maiores percentuais de absorção de água. Além disso, o provete TS/J, que apresentou maior valor de tensão de rotura à compressão, foi onde foi obtida a menor profundidade carbonatada, demonstrando uma correlação adicional entre a resistência à compressão e a porosidade.

CONCLUSÕES

Apesar de os ensaios cujos resultados aqui se apresentam terem incidido sobre um número limitado de localizações, foi possível obter conclusões sobre os efeitos de corrosão na ponte e o prognóstico da sua evolução futura. Nos ensaios realizados sobre o betão das torres da ponte atirantada, concluiu-se que: (i) o betão apresenta uma boa resistência mecânica; (ii) a sua profundidade de carbonatação é bastante reduzida (inferior a cerca de 10mm); (iii) o teor de cloretos medido nas camadas superficiais de betão é inferior ao valor crítico que é geralmente considerando necessário para promover o início da corrosão das armaduras; (iv) o facto de o betão se encontrar com um teor de humidade elevado, conforme demonstram as medições da resistividade, contribui para a reduzida profundidade de carbonatação; (v) as medições da profundidade de carbonatação, do teor de cloretos e da espessura de recobrimento mostram que, nos locais observados, as armaduras se encontram no estado passivo, isto é, sem início das reacções de corrosão; (vi) as medições da resistividade apontam para um risco de corrosão moderado, mas esse risco só se efetivará se as armaduras se encontrarem despассивadas, o que não se verificou nas zonas estudadas; (vii) podem existir outros locais na ponte onde o teor de cloretos no betão, ao nível das armaduras, seja superior ao obtido nas medições realizadas, sendo essa a causa da existência de corrosão em diversas posições na estrutura; a realização de medições nessas posições ficaram fora do âmbito do presente trabalho; (viii) para obter conclusões mais gerais sobre o estado da ponte, seria necessário alargar a campanha de ensaios a outras localizações.

Nos ensaios realizados num elemento estrutural diferente, o separador tipo New Jersey, foi possível observar um desempenho muito diferente do observado nas torres, com uma maior penetração de agentes agressivos, mas com um risco de corrosão muito baixo em virtude do menor teor de humidade e maior espessura de recobrimento das armaduras.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Os autores agradecem à Mota-Engil, Engenharia e Construção, S.A. o apoio que permitiu a realização do trabalho experimental in-situ.

REFERÊNCIAS

- [1] Ravara, P. B. (2008). A consolidação de uma prática: do edifício fabril em betão armado nos EUA aos modelos europeus na modernidade.
- [2] Ueda, T., & Takewaka, K. (2007). Performance-based standard specifications for maintenance and repair of concrete structures in Japan. *Structural Engineering International*, 17(4), 359–366.
- [3] Ping, G., Elliott, S., Beaudoin, J. J., & Arsenault, B. (1996). Corrosion resistance of stainless steel in chloride contaminated concrete. *Cement and Concrete Research*, 26(8), 1151–1156.
- [4] Neville, A. (2000). There is more to concrete than cement. *Concrete International*, 22(1), 73–74.
- [5] Andrade, C. (1988). Tendencias actuales en la investigación sobre corrosión de armaduras. *Informes de La Construcción*, 40(398), 7–14.
- [6] Lapa, J. S. (2008). *Patologia, recuperação e reparo das estruturas de concreto*. Belo Horizonte.

Análise sísmica de um edifício constituído por elementos pré-fabricados de betão

P. Ferreira ¹

H. Varum ²

J. Melo ³

A. Monteiro ⁴

RESUMO

Atualmente, a crescente procura por soluções sustentáveis e o aumento dos custos de mão de obra e materiais têm impulsionado transformações no setor da construção civil. A pré-fabricação surge como uma alternativa promissora para enfrentar estes desafios, contudo o conhecimento sobre o comportamento sísmico de estruturas pré-fabricadas é ainda limitado. Este cenário gera incerteza, especialmente na utilização desta técnica em regiões com maior atividade sísmica.

Na dissertação realizada [1], foi explorado o estado de conhecimento da pré-fabricação em edifícios habitacionais e industriais, bem como a legislação vigente aplicável para a realização de projetos de edifícios constituídos por elementos estruturais pré-fabricados de betão face à ação sísmica, com especial ênfase no Eurocódigo 8.

O objetivo principal foi analisar e avaliar o comportamento sísmico de um edifício pré-fabricado. Para tal, foram construídos vários modelos computacionais, onde se fizeram variar as tipologias das ligações e as intensidades das ações sísmicas aplicadas. A análise desses modelos permitiu entender como as diferentes configurações de ligações influenciam a resposta dinâmica da estrutura, assim como os efeitos de sismos mais intensos nos esforços e deslocamentos gerados. Adicionalmente, foram realizadas medições *in situ* para comparar as frequências e modos de vibração do edifício projetado com os dados obtidos através da análise das acelerações utilizando o *software* ARTEMIS.

Os resultados da análise sísmica mostraram que o comportamento da estrutura varia conforme a tipologia das ligações viga-pilar, permitindo uma melhor exploração da ductilidade da estrutura. Com base nesses resultados, fica evidente a necessidade de continuar a investigação e o desenvolvimento do conhecimento na área da pré-fabricação em regiões sísmicas.

Palavras-chave: Pré-fabricação; Ligações; Comportamento Sísmico; Eurocódigo 8; Medições

1. INTRODUÇÃO

A temática da sustentabilidade tem assumido um papel central na engenharia civil, impulsionando a utilização de elementos estruturais pré-fabricados como uma solução para reduzir as emissões de CO₂ associadas à construção. Estes elementos oferecem diversas vantagens em relação às estruturas convencionais moldadas *in situ*. No entanto, é necessário garantir a segurança e a fiabilidade estrutural dos edifícios constituídos por estes elementos.

¹ Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Ex-aluno), Porto, Portugal. pedrondcferreira@gmail.com

² CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. hvarum@fe.up.pt

³ CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. josemelo@fe.up.pt

⁴ A400 - Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda., Porto, Portugal. amonteiro@a400.pt

Em áreas de maior sismicidade, como o sul de Portugal, as ações sísmicas têm um impacto significativo na conceção e dimensionamento de estruturas. Nos últimos anos, estas ações têm sido objeto de intensos estudos científicos, o que se reflete no aumento de publicações sobre o tema. A evolução do conhecimento nesta área pode ser observada nas normas publicadas para o dimensionamento de edifícios resistentes a sismos, bem como nas exigências técnicas impostas.

Para projetar estruturas pré-fabricadas adequadas a regiões sísmicas, é essencial analisar cuidadosamente o seu comportamento e implementar soluções que melhorem o seu desempenho. Contudo, o *know-how* sobre o tema é ainda limitado em Portugal, especialmente quando comparado a outros países europeus, reforçando a necessidade de avanços nessa área por parte da comunidade científica.

Assim, a pré-fabricação demonstra-se como uma tendência promissora no setor da construção, mas para que tal seja possível, é necessário um maior aprofundamento no estudo da sua resposta a ações sísmicas.

2. PRÉ-FABRICAÇÃO EM BETÃO EM EDIFÍCIOS

As estruturas pré-fabricadas de betão diferenciam-se das estruturas moldadas *in situ* uma vez que os elementos que as constituem são produzidos num local distinto daquele a que se destinam a ocupar na estrutura final. A técnica da pré-fabricação é uma atividade em constante evolução, representando um dos ramos mais importantes na industrialização do setor da construção, permitindo que a produção dos elementos seja mais repetitiva, podendo assim otimizar custos em cofragem, equipamento e em particular os custos de mão de obra [2].

Atualmente, a utilização de ferramentas avançadas e processos automatizados no campo da arquitetura e da construção proporcionam maior eficiência e precisão na fabricação de elementos pré-fabricados, mantendo a liberdade criativa e o engenho dos engenheiros projetistas [3]. Fatores como a redução da necessidade de mão de obra, a precisão no formato das peças, o melhor acabamento e a pressão dos prazos justificam a adoção da pré-fabricação. O aumento dos custos na construção nova, como ilustrado na Figura 1, também contribui para essa tendência.

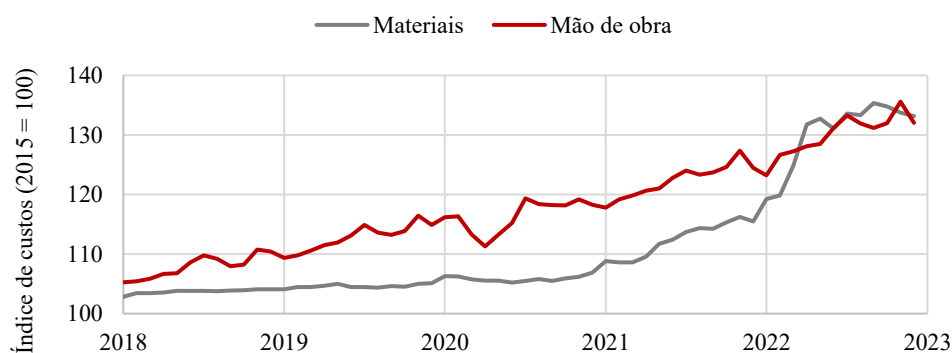


Figura 1. Índice de custos de construção de habitação nova [4].

2.1 Sustentabilidade do processo de pré-fabricação de betão

No setor da construção, a questão da sustentabilidade tem recebido crescente atenção devido ao impacto ambiental significativo, representando cerca de 30% das emissões globais de dióxido de carbono (CO₂). Grande parte dessas emissões está relacionada com a produção de betão, com o cimento sendo o principal responsável, representando aproximadamente 8% das emissões anuais de CO₂. Para cada tonelada de cimento produzida, é emitida aproximadamente uma tonelada de CO₂ para a atmosfera. Além disso, o setor consome cerca de 3000 milhões de toneladas de recursos por ano, destacando a sua insustentabilidade atual [5].

Para maximizar a sustentabilidade na construção é importante tentar garantir os seguintes pilares:

- a) Minimização dos custos de ciclo de vida;
- b) Garantir as condições de higiene e segurança nos trabalhos;
- c) Economia de água e energia;
- d) Maximização da durabilidade;
- e) Minimização da produção de resíduos;
- f) Utilização de materiais eco-eficientes.

A crescente utilização de betão pré-fabricado tem sido bastante benéfica para a sustentabilidade da indústria dado permitir a poupança de material devido à utilização de novas adições, entre os quais as cinzas volantes e sílicas de fumo, que permitem diminuir a utilização de constituintes poluentes, como o clínquer, e da otimização das dimensões dos elementos, traduzindo-se diretamente na poupança de energia necessária.

2.2 Vantagens e desvantagens da pré-fabricação

A conceção de uma estrutura deve ter em consideração vários aspetos como a estética, funcionalidade e custo e com a aplicação de elementos pré-fabricados nas estruturas correntes é possível alcançar estas exigências. As técnicas de pré-fabricação apresentam diversas vantagens e desvantagens como qualquer método construtivo.

A pré-fabricação permite assegurar um ambiente em obra mais seguro para os trabalhadores, visto que retira o fabrico dos elementos da obra, passando a serem fabricados em locais mais controlados, podendo ser reduzido o valor geral da obra. No entanto, a pré-fabricação pode apresentar desafios de logística de transporte das peças até à obra, bem como dificuldades de montagem das ligações entre os elementos em obra.

No Quadro 1 são sintetizadas as principais vantagens e desvantagens associadas ao processo de pré-fabricação de estruturas de betão.

Quadro 1. Vantagens e Desvantagens da pré-fabricação.

<i>Vantagens</i>	<i>Desvantagens</i>
Custo	Transporte
Tempo	Montagem
Qualidade / Durabilidade	Ligações
Estética	Arquitetura
Segurança	Conhecimento
Menores secções	-

2.3 Tipos de ligações

Nas estruturas pré-fabricadas de betão, o aspeto mais importante é a conceção das ligações entre os elementos estruturais visto que o seu papel principal é a transmissão de forças entre os elementos e proporcionar a estabilidade necessária para a estrutura. As ligações são partes essenciais da estrutura e devem ser concebidas com o rigor necessário, dado que uma falha na ligação pode levar à instabilidade estrutural.

Nas estruturas, a capacidade de dissipação de energia a uma ação sísmica é muito afetada pelas tipologias de ligações existentes e da sua localização na estrutura.

As ligações entre elementos estruturais podem ser distinguidas pela sua capacidade de transmissão de forças como: ligações rígidas (continuidade total), ligações semirrígidas (continuidade parcial) e ligações articuladas. O comportamento das ligações é clarificado pela Figura 2.

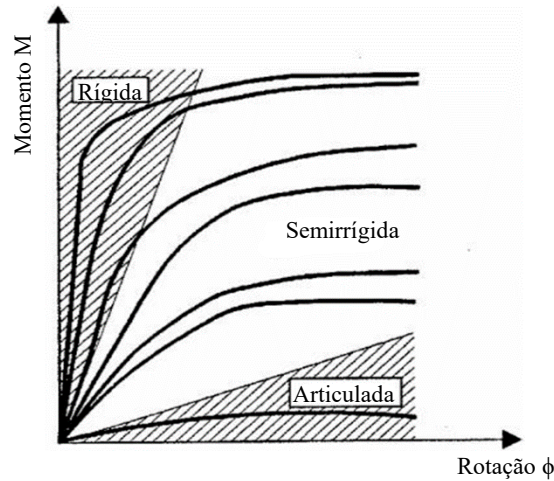


Figura 2. Classificação das ligações [6].

É possível ainda distinguir, de acordo com os tipos de elementos ligados, onde podemos enumerar as seguintes tipologias: ligação pilar-fundação (PF), pilar-pilar (PP), viga-pilar (VP), viga-viga (VV), laje-viga (LV), laje-laje (LL) e painel-viga (Pa-V). As diferentes tipologias de ligação são exploradas com detalhe na dissertação, contudo é de salientar que as ligações viga-pilar representam as ligações mais relevantes para a resposta sísmica e estabilidade geral da estrutura. As ligações, segundo o EC8, podem ser classificadas em três grupos distintos [7]:

- Ligações localizadas claramente fora das zonas críticas, não afetando a resposta inelástica do sistema estrutural nem a capacidade de dissipação de energia da estrutura;
- Ligações localizadas dentro das zonas críticas, mas sobredimensionadas em relação ao resto da estrutura, nas quais, em situação de projeto sísmica, ocorrem respostas elásticas em contraste com as zonas críticas, onde ocorrem respostas não elásticas;
- Ligações localizadas dentro das zonas críticas com ductilidade considerável, cuja principal função é a dissipação de energia.

A classificação das ligações tem influência direta no coeficiente de comportamento da estrutura, Eq. (1), e no dimensionamento das mesmas, visto que, face à sua classificação, o EC8 prevê a majoração do momento fletor atuante ou a aplicação de um coeficiente γ_{Rd} igual a 1,2 ou 1,35 ao invés de 1,0 no cálculo para a capacidade real.

$$q_p = k_p \cdot q \quad (1)$$

2.4 Lições de sismos recentes

Ao analisar os impactos da atividade sísmica nos edifícios em zonas sísmicamente ativas como a Nova Zelândia, Turquia e Itália somos capazes de identificar os danos ocorridos e aprender para os futuros sismos. Após inspeção dos locais, foi possível enumerar os principais danos ocorridos nos edifícios, entre os quais:

- Formação de rotulas plásticas na base dos pilares;
- Falha estrutural em pilares curtos;
- Falha na zona superior do pilar.



Figura 3. Rotura da base do pilar (Esquerda) [8]; Falha de um pilar curto (Direita)[9].

Nesta tipologia de estruturas, a ligação viga-pilar assume uma preocupação redobrada, uma vez que a falta de suporte e conseqüente queda das vigas foram os danos mais severos verificados nas ligações articuladas viga-pilar. De modo a prevenir estes danos, devem ser previstos ferrolhos (*dowel*) no interior das vigas, em complemento à resistência por atrito no contacto entre a consola curta e a base da viga.

Na nova geração de normas, existe uma grande cautela no dimensionamento dos nós viga-pilar monolíticos para que ocorra o efeito “viga fraca – pilar forte” e, nos sismos observados, a formação das rótulas plásticas nas extremidades das vigas foi bem visível, verificando-se a capacidade destas ligações e validando as formulações utilizadas.

3. CASO DE ESTUDO

O edifício em estudo é constituído por um corpo retangular em planta, bastante regular apesar da sua ligeira assimetria, com dimensões de 30 x 15 m² e contabilizando 12 pisos acima do solo para utilização habitacional. Cada piso possui um pé-direito de 3 metros, totalizando o edifício 36 metros de altura. Relativamente aos elementos resistentes às ações laterais, o edifício é constituído por duas paredes resistentes, junto às faces laterais, com 20 cm de espessura, um núcleo rígido de dimensões consideráveis situado na zona central da face superior e pilares no interior e no perímetro do mesmo. A planta estrutural do piso tipo é apresentada na Figura 4.

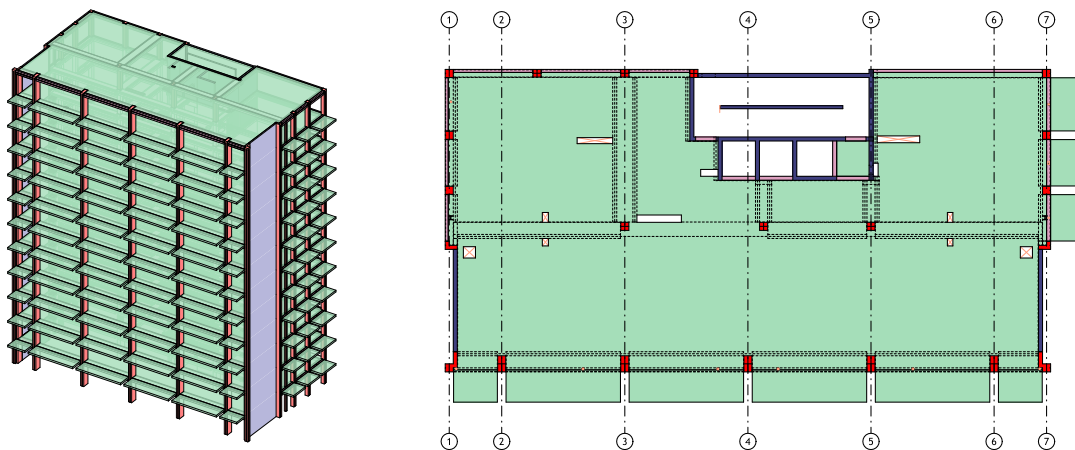


Figura 4. Modelo tridimensional e planta do piso da estrutura do edifício.

As ligações viga-pilar foram concebidas como ligações simplesmente apoiadas onde a transmissão de momentos entre estes elementos é nula, contudo a excentricidade do apoio da viga na consola curta foi cuidadosamente modelada uma vez que produz um esforço de flexão adicional nos pilares.

3.1 Ações

Conforme o Eurocódigo 0, 1 e 8, foram definidas e quantificadas as ações relevantes de acordo com as características do edifício em estudo. Para o presente estudo foram consideradas as ações relativas ao peso dos materiais estruturais (peso próprio), ao peso dos revestimentos e das paredes divisórias interiores e exteriores (restantes cargas permanentes, RCP), às atividades inerentes à utilização do edifício (sobrecarga), ao vento e ao sismo.

Quadro 2. Valores das ações consideradas.

Tipo de carga		Valor [kN/m ²]
Permanente	Restantes Cargas Permanentes (RCP)	3,0
Variável	Pavimentos	2,0
	Cobertura	0,4

Para caracterização da ação sísmica foi considerado um terreno tipo B e acelerações de 0,35 m/s² e 0,80 m/s² para o tipo 1 e tipo 2, respetivamente.

3.2 Análise sísmica

Procedeu-se à avaliação da regularidade em planta do edifício através do estipulado pelo EC8, tendo-se obtido um edifício não regular em planta, visto que não respeitava as condições presentes em 4.2.3.2(6) da norma. Através da análise modal foi possível obter os modos de vibração e as frequências associadas, onde se verificou que o edifício exibia flexibilidade torsional em torno do eixo Z (vertical).

Após a análise estrutural e modal foram determinados, para o edifício em estudo, os *drift's* e os coeficientes de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos (efeitos de segunda ordem) tendo-se verificado que estes parâmetros eram pouco condicionantes e que cumpriam os limites estabelecidos pela norma.

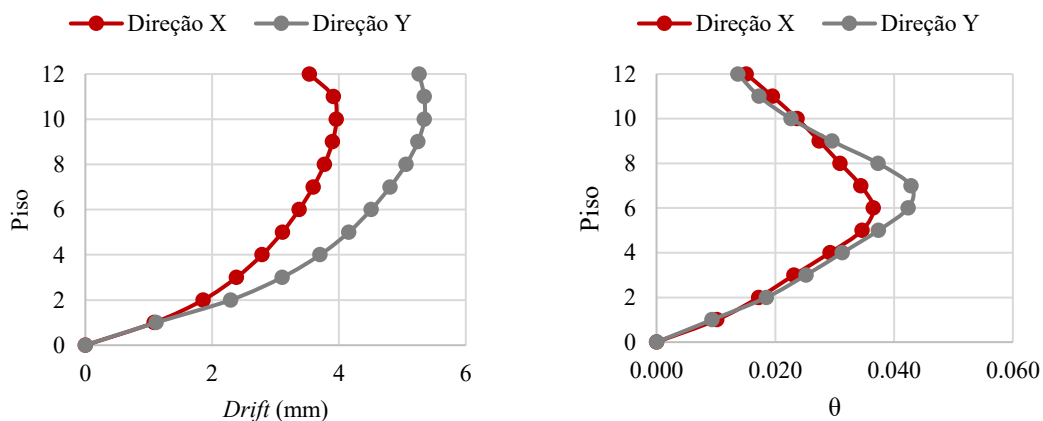


Figura 5. *Drift's* e efeitos de segunda ordem (ação sísmica tipo 2).

3.3 Análise comparativa do edifício com diferente tipologia de ligações e situado numa zona de maior sismicidade

Em situações onde a ação sísmica se mostra condicionante no dimensionamento e resposta da estrutura, a utilização da pré-fabricação demonstra-se a níveis mais baixos comparativamente com as zonas de baixa sismicidade.

Para analisar o efeito das ligações na resposta da estrutura, foram realizados 2 modelos numéricos, um modelo em que são simuladas as ligações viga-pilar como articulações (anteriormente descrito) e outro modelo com ligações semelhantes a monolíticas, doravante nomeado como monolítico. De modo semelhante à ação sísmica de referência, foi também determinada a ação sísmica para a zona de elevada sismicidade a aplicar nas estruturas articuladas e monolíticas, contudo, a determinação da ação de projeto só foi finalizada após a determinação do sistema estrutural visto que o valor do coeficiente de comportamento é afetado pela tipologia do sistema estrutural.

Quadro 3. Designação dos modelos.

		Ação sísmica	
		1.6 – 2.5	1.3 – 2.3
Ligações	Articulada	E_Art_Ref	E_Art_AS
	Monolítica	E_Mon_Ref	E_Mon_AS

3.3.1 Análise estrutural e modal

Analisando o modelo com ligações monolíticas, foi constatado que a condição de flexibilidade torsional é cumprida em cerca de 20%, tendo-se verificado em ambas as direções a condição 4.2.3.2 (6) b). Com isso, foi possível afirmar que o sistema estrutural pôde ser considerado como um sistema de paredes, visto que a força de corte das paredes era superior a 90% das forças de corte nos pilares.

A análise modal do modelo constituído por ligações monolíticas foi semelhante à analisada para o modelo com ligações articuladas e os resultados obtidos para este modelo foram bastante diferentes, tendo-se verificado variações significativas no valor do período fundamental da estrutura e nas deformadas dos modos.

Quadro 4. Comparativo das frequências dos modelos E_Art e E_Mon

Modo	$T_{E_Art} [s]$	$T_{E_Mon} [s]$
1	1,61	1,17
2	1,41	1,17
3	0,76	0,68
4	0,37	0,31

A estrutura monolítica apresenta diferenças relevantes no seu comportamento geral comparativamente com a estrutura de referência, tendo sido avaliado novamente o coeficiente de comportamento associado. De acordo com o EC8, visto que o sistema estrutural é classificado como sistema de paredes e as ligações enquadram-se nos três grupos apresentados, o valor máximo do coeficiente é igual a 3,0.

3.3.2 Análise sísmica e esforços de cálculo

De modo análogo ao elaborado para o modelo com ligações articuladas, foram avaliados e comparados os valores dos *drift's* por piso e os coeficientes de sensibilidade ao deslocamento relativo entres pisos para o modelo com ligações monolíticas e, devido ao aumento de rigidez global da estrutura, houve uma diminuição dos deslocamentos por piso e a estrutura mostrou-se mais capaz de redistribuir as forças para os elementos verticais.

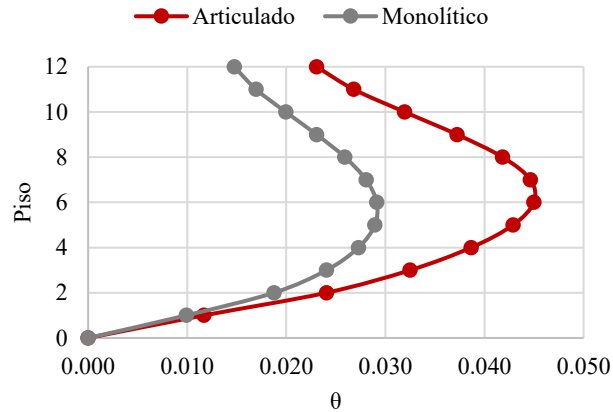


Figura 6. Comparativo dos efeitos de segunda ordem dos modelos Articulado e Monolítico (ação sísmica tipo 2)

Foram calculados e analisados os esforços atuantes nos dois modelos estruturais, articulado e monolítico, para comparar a distribuição das forças de corte e momentos. No presente caso de estudo, quando analisados os modelos do edifício colocado numa zona de sismicidade mais elevada, as majorações dos esforços de corte, Eq. (2), podem ser praticamente contrariadas através da continuidade das ligações viga-pilar, isto é, os valores do esforço transversal de dimensionamento, V_{Ed} , do modelo monolítico aproximam-se bastante dos valores do esforço transversal atuante, V_{Ed} , no modelo articulado.

$$V_{Ed} = 1.5 V_{Ed}' \quad (2)$$

A capacidade de transmitir momentos entre as vigas e os pilares com ligações semelhantes a monolíticas reduziu significativamente os momentos flectores de dimensionamento, especialmente na zona crítica da parede onde se formará a rótula plástica, resultando numa economia de aço para as armaduras longitudinais.

3.4 Medição dinâmica da estrutura

O auxílio dos modelos numéricos realizados em *softwares* de cálculo é, atualmente, imprescindível quando se realizam estruturas complexas e se estudam fenómenos como a resposta modal de um edifício, contudo, uma análise experimental *in situ* permite-nos validar a análise efetuada através dos modelos numéricos.

Para estudar a resposta dinâmica do edifício, foram realizadas medições *in situ* com os instrumentos necessários, como 12 medidores de aceleração, um dispositivo de aquisição e um computador, onde se obtiveram as frequências de vibração associadas aos três primeiros modos de vibração e as deformadas associadas. As medições foram conduzidas em duas fases distintas, variando a localização dos acelerómetros. Na primeira fase, os dispositivos foram posicionados nos pisos 0, 2 e 3 e na segunda fase, foram instalados nos pisos 1, 2 e 3.

Após as medições foi desenvolvido um modelo de cálculo que reflete a estrutura do edifício no momento das medições. Este modelo inclui as seguintes características:

- Rótulas nas ligações viga-pilar, simulando as condições de conexão reais;
- Encastramento na base do edifício, representando a fundação fixa;
- Atribuição de uma rigidez de 75% aos elementos não fissurados, considerando a idade prematura do betão.

O modelo de cálculo criado procura replicar as condições presentes durante a realização das medições, permitindo uma análise mais precisa e comparações mais fidedignas entre os dados obtidos no modelo e os resultados obtidos em campo. Para a análise dos dados recolhidos, foi utilizado o *software* ARTeMIS Extractor. Esta ferramenta permitiu extrair as componentes espectrais do sinal e decompor o

sinal no domínio do tempo para o domínio da frequência. O processo de análise utilizou a seleção de picos (*Peak Picking*) e a decomposição no domínio da frequência (FDD).

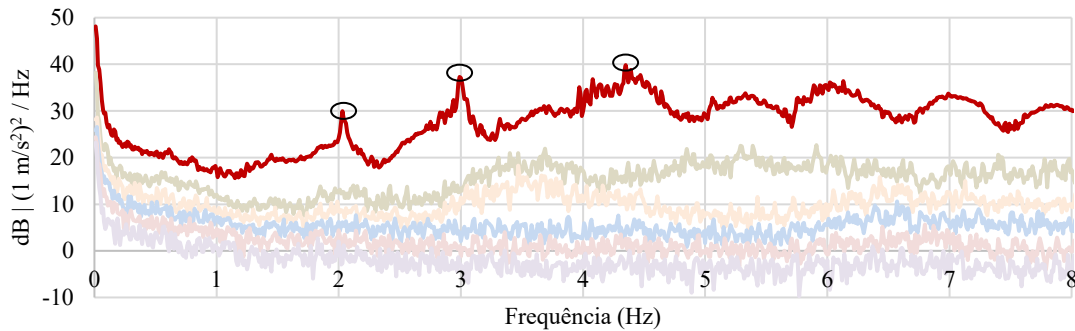


Figura 7. Identificação das frequências naturais da estrutura.

As frequências obtidas pelo modelo de cálculo e as frequências extraídas das medições realizadas encontram-se no Quadro 5, onde é perceptível que as frequências do primeiro modo apresentam uma variação relativamente baixa.

Quadro 5. Variação da frequência entre o modelo e a medição *in situ*.

Modo	$f_{\text{modelo}} [Hz]$	$f_{\text{medição}} [Hz]$	Variação [%]
1	2,12	2,02	-4,72
2	2,56	2,98	16,41
3	4,54	4,34	-4,41

O primeiro modo de vibração identificado corresponde aproximadamente à torção característica do modo fundamental previsto pelo modelo de cálculo, no entanto, os modos de vibração seguintes apresentam diferenças significativas nas deformadas quando comparadas ao modelo teórico. Estas disparidades podem ser atribuídas a vários fatores, tais como:

- a) Simplificações adotadas na modelagem dos pisos enterrados;
- b) Representação das ligações das fundações;
- c) Influência dos edifícios adjacentes.

4. CONCLUSÕES

O estudo da resposta sísmica de um edifício constituído por elementos pré-fabricados permitiu comprovar a importância das ligações na resposta dinâmica da estrutura, ao nível de deslocamentos, efeitos de segunda ordem e esforços.

Através das análises numéricas realizadas foi possível verificar que a tipologia das ligações pode ser responsável pelo comportamento geral do edifício, devendo ser considerada tanto em função da sismicidade da região onde o edifício se encontrará quanto à disposição dos elementos estruturais em planta.

A realização de medições *in situ* permite validar e compreender melhor o comportamento da estrutura e por isso, através destas medições, foi possível validar aproximadamente as frequências obtidas pela medição e pelo modelo de cálculo, apesar de serem visíveis discrepâncias nos modos de vibração relacionados com fatores externos e de simplificações adotadas no modelo de cálculo.

A relevância do tema da pré-fabricação em zonas de elevada sismicidade permite selecionar tópicos a desenvolver em continuidade com o estudo apresentado, entre os quais:

- Estudar a influência face às ações sísmicas das irregularidades nas estruturas pré-fabricadas;
- Realização do dimensionamento global do edifício em estudo para as situações apresentadas (E_Art_Ref, E_Mon_Ref, E_Art_AS e E_Mon_AS) para realização de uma comparação económica das diferentes soluções;
- Continuação da medição dos parâmetros dinâmicos do edifício em estudo ao longo da sua construção com o objetivo de perceber a influência da construção em altura na variação da frequência da estrutura e também para compreender o comportamento das paredes de enchimento na resposta global da estrutura.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 DOI 10.54499/UIDP/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDP/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi também financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), no âmbito do projeto 2022.05721.PTDC.



REFERÊNCIAS

- [1] P. Ferreira, «Análise sísmica de um edifício constituído por elementos pré-fabricados de betão», Universidade do Porto, 2023.
- [2] J. Proença, «Comportamento sísmico de estruturas pré-fabricadas», Universidade Técnica de Lisboa, 1996.
- [3] Encontro Nacional Betão Estrutural e J. A. Figueiras, Actas do Congresso - Pré-fabricação em Betão. Porto: FEUP Edições, 2004.
- [4] Instituto Nacional de Estatística, «Índice de custos de construção de habitação nova». 8 de fevereiro de 2023. Disponível em: https://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine_destaques&DESTAQUESdest_boui=581112338&DESTAQUESmodo=2&xlang=pt
- [5] F. Torgal e S. Jalali, A sustentabilidade dos materiais de construção. TecMinho.
- [6] International Federation for Structural Concrete, Ed., Structural connections for precast concrete buildings. em Bulletin / International Federation for Structural Concrete Guide to good practice, no. 43. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2008.
- [7] Norma Europeia EN 1998-1:2010: Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, 2013.
- [8] A. Furtado et al., Seismic Performance Assessment of Existing Precast Industrial Buildings. Politécnico de Leiria.
- [9] L. Liberatore, L. Sorrentino, D. Liberatore, e L. D. Decanini, «Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012 earthquakes», Engineering Failure Analysis, vol. 34, pp. 629–647, 2013, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.02.009>.

Modelos de campos de tensões para betão estrutural: regiões de ligação pilar-viga submetidas a ações cíclicas

R. Teófilo ¹

J. Almeida ²

M. Lourenço ³

RESUMO

Este artigo apresenta uma investigação sobre o comportamento de ligações pilar-viga em pórticos de betão armado sujeitas a ações cíclicas com alternância de momentos fletores, desenvolvida no âmbito da dissertação de mestrado do autor. Com base numa revisão bibliográfica abrangente e em simulações numéricas realizadas no software "EvalS - Modelos de campos de tensões contínuos", o estudo examina os mecanismos de transferência de forças e tensões, os mecanismos resistentes e a influência da pormenorização das armaduras nessas ligações.

Os resultados obtidos, comparados com os dados retirados de ensaios experimentais, contribuem para um melhor entendimento do comportamento das ligações pilar-viga e permitem propor modelos simplificados de campos de tensões discretos para o seu dimensionamento e verificação, complementando os métodos existentes.

Palavras-chave: Modelos de escoras e tirantes; Ligações pilar-viga; Modelos de campos de tensões; Elementos finitos não lineares; Análise cíclica

1. INTRODUÇÃO

A engenharia de estruturas é fundamental para o desenvolvimento e manutenção de infraestruturas resistentes a eventos extremos, como os sismos. Nas últimas décadas, as estruturas reticuladas têm sido amplamente utilizadas em zonas sísmicas, impulsionando avanços na compreensão do seu comportamento e consequentes alterações nos regulamentos. Atualmente, além de reforçar as estruturas existentes projetadas com práticas obsoletas, é crucial aprimorar o conhecimento para garantir a segurança das novas construções.

A disseminação de análises não lineares, como as análises *pushover*, aumenta a confiança na avaliação do comportamento sísmico de estruturas. No entanto, essas análises geralmente limitam-se a modelar o comportamento das ligações através de rótulas plásticas em elementos lineares, sem considerar o desempenho das ligações pilar-viga. Este aspeto é particularmente relevante na avaliação de estruturas existentes que não foram projetadas segundo os regulamentos atuais, onde a ligação pilar-viga pode ser o elemento crítico que condiciona o comportamento global da estrutura. Colapsos atribuídos a falhas nessas ligações foram documentados em diversos sismos, como os de 1985 no México, 1986 em São Salvador, 1989 em Loma Prieta, 1999 na Turquia (Fig. 1 a) e b)), 2009 em L'Aquila e 2011 em Lorca (Fig. 1 c)).

¹ Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal. rodrigo.s.teofilo@gmail.com

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. joao.f.de.almeida@tecnico.ulisboa.pt

³ JSJ, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal. mlourenco@jsj.pt

Entre os diversos tipos e configurações de ligações pilar-viga, as ligações exteriores apresentam comportamento mais desfavorável. Apesar de comuns em edifícios, estas ligações também são utilizadas em estruturas de pontes e viadutos, onde a sua integridade é crucial devido à baixa redundância do sistema.

Embora o tema seja objeto de pesquisa e desenvolvimento de normas, persistem questões relevantes sobre os modelos de dimensionamento adequados para estas regiões.

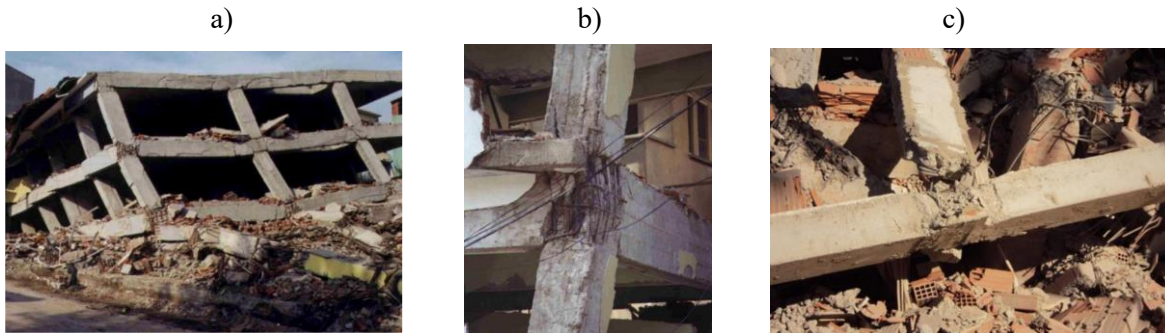


Figura 1. Ruptura de ligações pilar-viga observadas nos sismos de Izmit, 1999 (a e b) [1] e Lorca (c) [2].

2. ESTUDOS EXPERIMENTAIS

O estudo do comportamento de ligações pilar-viga sob ações monotónicas iniciou-se na década de 1960 ([3], [4], [5]). Em 1973, Nilsson e Losberg [3] investigaram ligações de extremidade, motivados por falhas de ligações em encontros de pontes submetidas a momentos de abertura provocados pelos impulsos de terras. Os ensaios realizados revelaram a inadequação das pormenorizações de armadura utilizadas na época (Fig. 2 a)) e propuseram alternativas mais eficazes (Fig. 2 b)).

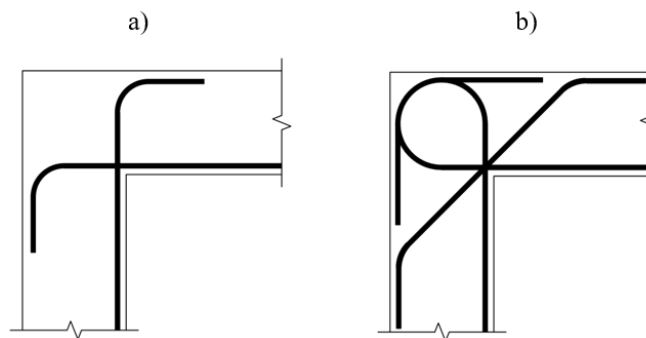


Figura 2. Pormenorizações de armaduras estudadas por Nilsson e Losberg.

Outros estudos ([6], [7], [8], [9], [10]) investigaram ligações submetidas a cargas monotónicas, utilizando armaduras em laço, estribos radiais e armaduras diagonais para garantir sua integridade. No entanto, pesquisas posteriores demonstraram que pormenorizações adequadas para cargas monotónicas não garantem o comportamento dúctil necessário sob ações cíclicas. Mayfield et al. [9] observaram a influência da pormenorização e da taxa de armadura, enquanto Luo et al. [10] destacaram o impacto negativo de raios de dobragem reduzidos. Megget e Ingham [6] enfatizaram a importância da armadura transversal para o confinamento do betão e da armadura diagonal para o controlo da abertura de fendas.

Atualmente, o Eurocódigo 8 trata o dimensionamento de armaduras nessas regiões com abordagens simplificadas baseadas em estudos experimentais. Para edifícios de ductilidade média, a metodologia é altamente simplificada, sem cálculos explícitos ou diferenciação do tipo de ligação. Para edifícios de ductilidade elevada, o EC 8 propõe um cálculo explícito, ainda que baseado em expressões empíricas sem correspondência com um modelo físico.

3. MODELOS DE ESCORAS E TIRANTES E MODELOS DE CAMPOS DE TENSÕES PARA LIGAÇÕES PILAR-VIGA

Desde o início do estudo do comportamento de ligações pilar-viga, diversos autores procuraram modelar e prever o seu comportamento. Devido à distribuição não linear de tensões nessas regiões a hipótese de Bernoulli não se aplica, e por isso os modelos de escoras e tirantes e/ou campos de tensões discretos demonstraram-se muito úteis pela sua simplicidade (Fig. 3).

Em estruturas porticadas submetidas a ações cíclicas, como os sismos, as ligações sofrem momentos fletores positivos (abertura) e negativos (fecho) alternadamente.

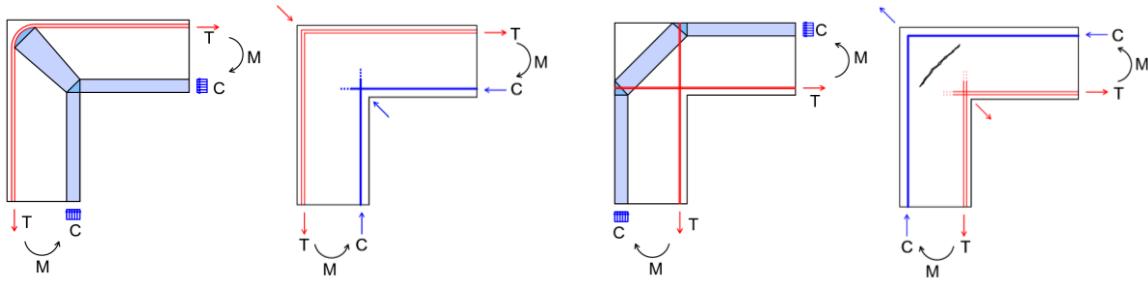


Figura 3. Modelo de escora diagonal para momento de fecho (à esquerda) e abertura (à direita).

Para mitigar tensões de compressão excessivas e controlar o efeito de extensões de tração na resistência da ligação, diversos autores investigaram a inclusão de armaduras no seu interior com diferentes configurações, sendo a malha de cintas e estribos a mais eficaz.

A adoção dessa pormenorização de armaduras permite considerar um comportamento “misto”, combinando mecanismos de transferência de tensões (modelo hiperestático). Os modelos ilustrados na Fig. 4, que combinam o modelo de escora diagonal com um modelo de treliça, mostram uma boa correspondência com o caminho real da carga.

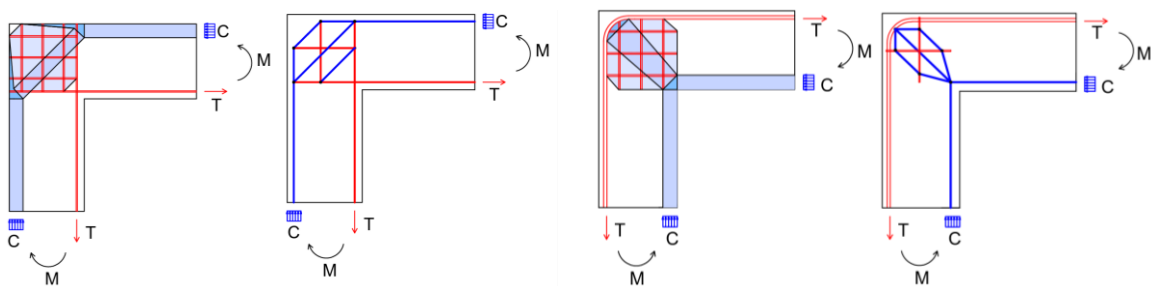


Figura 4. Modelos hiperestáticos (escora diagonal/treliça) para momento de fecho (à esquerda) e abertura (à direita).

Os modelos apresentados garantem o equilíbrio de forças internas, no entanto, autores como Hwang e Lee [11, 12], Vollum e Newman [13] e Fardis [14, 15] desenvolveram metodologias para determinar a resistência desses elementos estruturais, considerando não apenas o equilíbrio, mas também a compatibilidade de deformações e as leis constitutivas dos materiais. O modelo de Fardis, por exemplo, combina modelos de escoras e tirantes com a *Modified Compression Field Theory*, numa abordagem de análise por níveis de aproximação e, foi incorporado no documento provisório do Eurocódigo 8 e fib Model Code 2020.

4. CASO DE ESTUDO

Neste capítulo, investigou-se o comportamento de ligações pilar-viga utilizando o *software* de elementos finitos não lineares EvalS - modelos de campos de tensões contínuos [16], desenvolvido por

Ferreira[17]. O objetivo foi compreender os mecanismos de transferência de tensões nessas ligações e a sua influência no comportamento global de pórticos de betão armado. Inicialmente, analisou-se uma ligação sob carregamento monotónico, seguido da análise do comportamento histerético dos materiais. Os modelos numéricos consideraram aspetos relevantes para caracterizar o comportamento de ligações sob ações cíclicas, como a degradação da aderência aço-betão, a dependência da resistência à compressão do betão em relação à extensão transversal instalada e possíveis alterações na secção transversal, devido ao esmagamento do betão de recobrimento.

Para o estudo de caso, idealizou-se um pórtico de betão armado com uma ligação pilar-viga (Fig. 5). O Pilar e a viga foram dimensionados com taxa de armadura de 0,1%, utilizando armadura idêntica para momentos flectores positivos e negativos ($A_s(3\phi 20 + 2\phi 25) = 19,24 \text{ cm}^2$). As dimensões da secção transversal foram de 0,30 x 0,60 m.

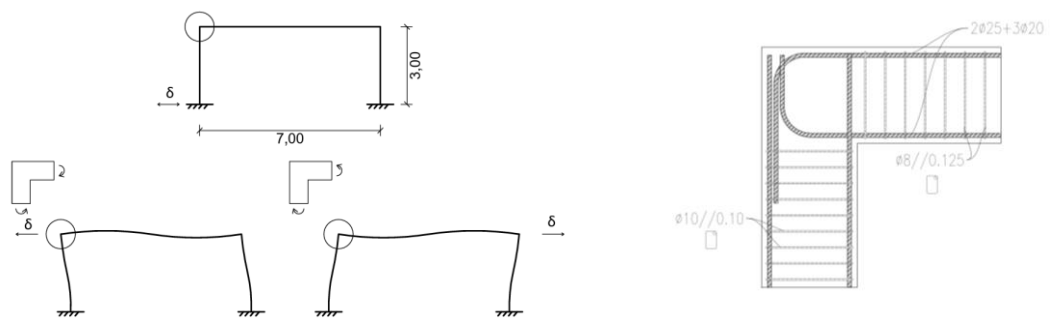


Figura 5. Caso de estudo.

A armadura transversal foi determinada pelo princípio de dimensionamento por capacidade real, resultando em $A_{sw}/s(\phi 8/0,125) = 8,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ para a viga e $A_{sw}/s(\phi 10/0,10) = 15,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ para o pilar. O princípio "pilar forte-viga fraca" não foi aplicado para facilitar a interpretação dos resultados.

Considerando o diâmetro de 25 mm dos varões da viga, adotou-se o diâmetro de dobragem de 360 mm, conforme o EC2, para evitar o esmagamento local do betão.

4.1 Modelação do comportamento dos materiais

A simulação do comportamento do betão no EvalS utiliza o método EPSF de Fernandez e Muttoni [18], que assume um modelo de fissuras fictícias rotativas e sem tensões. As leis constitutivas cíclicas dos materiais foram definidas através de componentes reológicas desenvolvidas por Ferreira [17]. A lei constitutiva do betão foi ajustada para que, a envolvente do comportamento cíclico se alinhasse com o modelo de Kent e Park modificado [19], desconsiderando a resistência à tração. O efeito de *compression softening* devido à presença de extensões de tração transversais, proposto por Vecchio e Collins [20], também foi incorporado no modelo.

Para o aço, utilizou-se a lei de comportamento histerético do EvalS, com os parâmetros $E = 200 \text{ GPa}$, $f_y = 325 \text{ MPa}$, $N_j = 20$, $\alpha_s = 0,6$ e $\Delta\epsilon_s = 7,5 \text{ mm/m}$, propostos por Ferreira. Devido à boa correspondência com dados experimentais, estes parâmetros foram adotados neste estudo, ajustando-se apenas a tensão de cedência do aço.

O EvalS também considera a deformabilidade associada à aderência/escorregamento entre as armaduras e o betão. Neste estudo, utilizou-se uma relação de aderência rígido-plástica para simular o comportamento real da interação aço-betão.

4.2 Análise de ligação pilar-viga

Para avaliar o impacto dos parâmetros físicos na modelação de ligações pilar-viga, realizaram-se estudos, analisando o comportamento da ligação sob diferentes condições. Inicialmente, a ligação pilar-viga foi analisada sob carregamento monotónico, assumindo uma pormenorização de armadura

simplificada com continuidade da armadura superior da viga para o pilar e aderência perfeita entre aço e betão. O betão foi modelado sem amolecimento pós-pico.

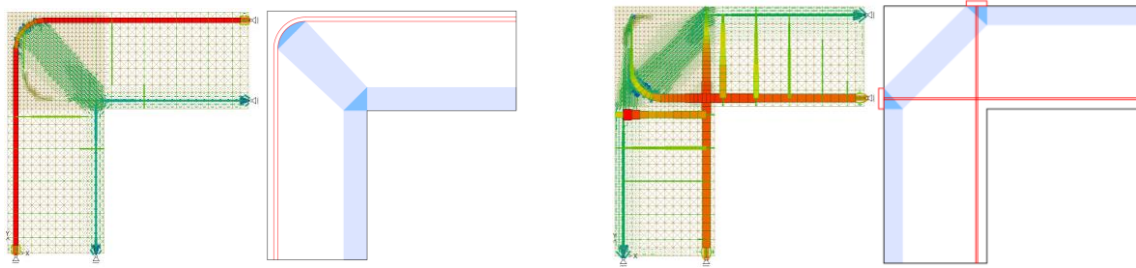


Figura 6. Modelos de campos de tensões contínuos/discretos obtidos na análise inicial M.F./M.A. (1).

O modelo de elementos finitos demonstrou uma distribuição de tensões próxima da esperada (Fig. 6), com formação de rótulas plásticas na viga e no pilar sob momentos de abertura e fecho. Sob momento de fecho, a ligação atingiu o momento resistente estimado (Fig. 7 d) - M.F. (1)). Sob momento de abertura, a ligação não permitiu a mobilização total do momento resistente nos elementos adjacentes, apresentando um fator de eficiência de 0,9 (Fig. 7 c) - M.A. (1)).

A análise do caminho das tensões de compressão revelou que, apesar da adequação do modelo simplificado para representar a transmissão de tensões, a pormenorização adotada requer um mecanismo secundário de desvio das compressões antes de atingir a armadura principal. Esse mecanismo reduz o braço do binário entre forças internas, diminuindo a capacidade resistente e a rigidez da ligação sob momento de abertura.

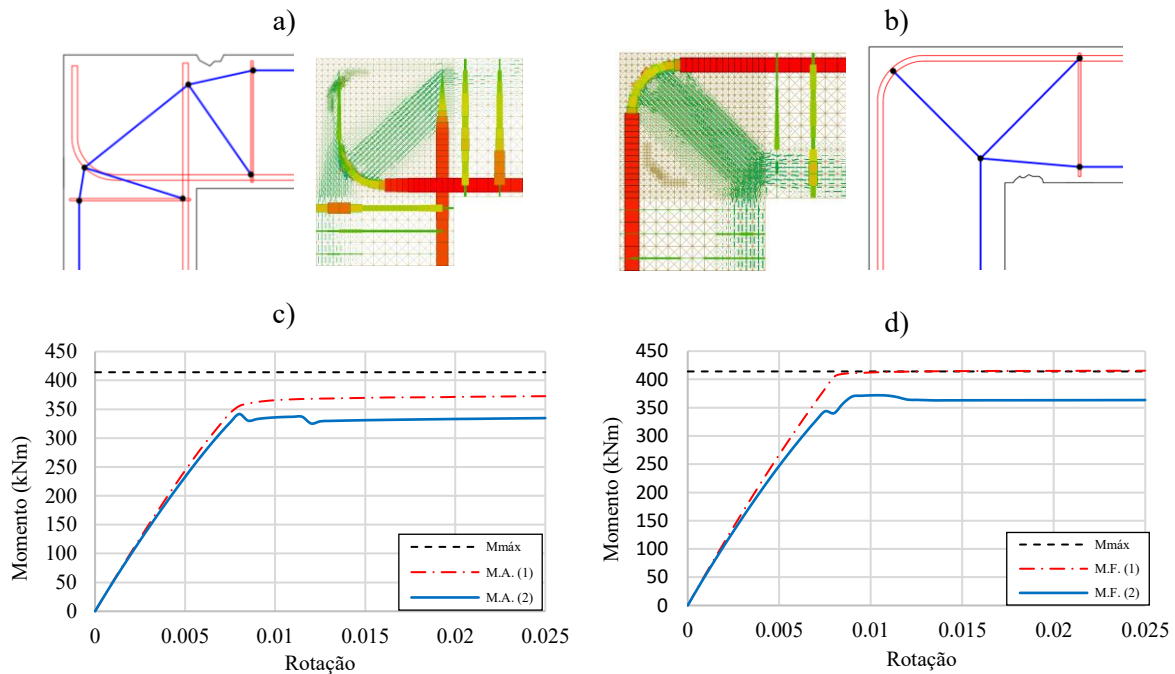


Figura 7. Análise do efeito do destacamento do betão de recobrimento.

O esmagamento do betão de recobrimento pode influenciar significativamente o comportamento das ligações pilar-viga e deve ser considerado na modelação. Para avaliar a influência deste fenómeno, assumiu-se que o betão no interior da ligação se comporta como betão confinado, sem amolecimento pós-pico. Para evitar instabilidades numéricas associadas à não consideração da resistência à tração do betão, a armadura transversal foi prolongada até à superfície do elemento.

Sob momento de fecho, o modelo de elementos finitos evidenciou o esmagamento do betão na face inferior da viga (Fig. 7 b)), alterando o caminho das tensões e reduzindo a capacidade resistente do elemento (Fig. 7 d) - M.F. (2)).

Sob momento de abertura, o esmagamento do betão de recobrimento na face superior da viga levou a um desvio do campo de compressões e à formação de um mecanismo secundário de transferência de tensões, semelhante ao observado na face esquerda do pilar (Fig. 7 a)). A redução do braço do binário induziu a cedência das armaduras (Fig. 7 c) - M.A. (2))

De seguida analisou-se o comportamento da ligação considerando a degradação da resistência do betão após ser atingida a tensão máxima resistente. Verificou-se que ligação permitiu à estrutura demonstrar um comportamento dúctil. Sob momento de abertura, o betão atingiu a tensão de compressão máxima na ligação, com alguma degradação da resistência para rotações além da cedência das armaduras. Neste caso, a taxa de degradação depende da energia de compressão definida na lei tensão-extensão do material, ajustada conforme o grau de confinamento do betão.

O desvio concentrado das compressões (sob momento de abertura) através da armadura de flexão do pilar e da viga resulta na formação de uma escora diagonal. O modelo de elementos finitos indica que essa pormenorização leva a tensões de compressão elevadas na zona da escora diagonal, degradando o comportamento da ligação, como observado em estudos experimentais anteriores.

Sob momento de fecho, a adoção do raio de dobragem da armadura proposto pelo EC2 permite a formação de uma escora larga, onde a tensão atuante não atinge a capacidade resistente máxima do betão.

A influência da degradação da resistência do betão devido à fissuração, medida por extensões transversais positivas, também foi analisada. Utilizando os parâmetros $a=0.8$ e $b=154.5$, propostos por Vecchio e Collins para betões com extensão de pico de 2.2 mm/m (valor de referência no EC2), os resultados indicaram uma rutura frágil da estrutura sob momento de fecho (Fig. 8 - M.F. (3)) e de abertura (Fig. 8 - M.A. (3)), consistente com observações de outros autores (Fig. 9).

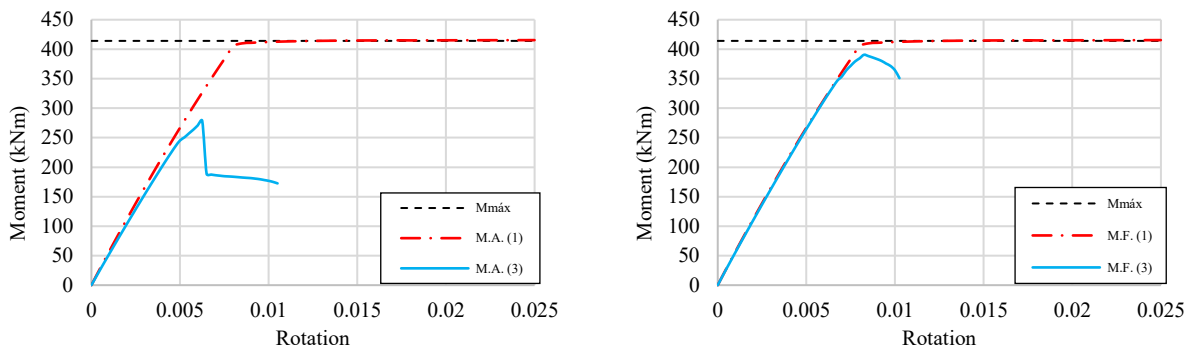


Figura 8. Análise do efeito de *compression softening*.

Sob momento de fecho, a ligação permitiu a mobilização da resistência total dos elementos adjacentes, mas a rutura ocorreu imediatamente após. Na Fig. 9 a) o efeito de *compression softening* é comparado como o padrão de fendilhação obtido por Wang H. et al [5].

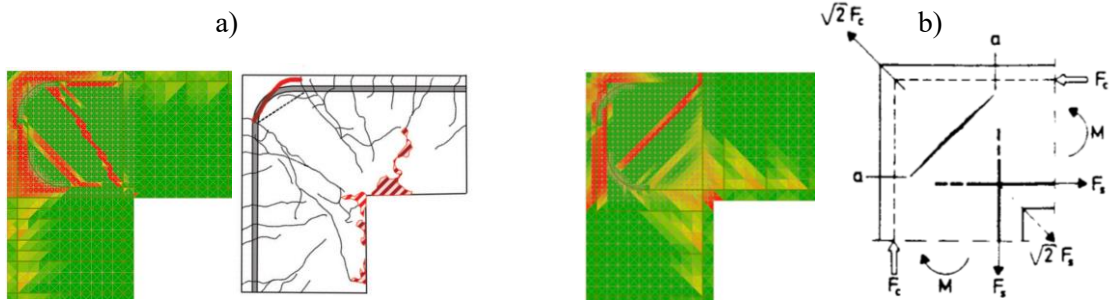


Figura 9. Comparação dos resultados obtidos com os resultados de estudos de por Wang H. et al [5] e Nilsson et al. [3].

Sob momento de abertura, a rutura frágil foi causada pela formação de uma fenda diagonal no interior da ligação (Fig. 9 b)), como previsto por Nilsson et al. [3] em ligações sem armadura interna. A concentração de extensões transversais ao campo de compressões na ligação é causada pelas tensões de tração geradas pelo momento fletor, não equilibradas pela armadura de flexão.

Para investigar a influência da aderência entre o betão e as armaduras, utilizou-se uma pormenorização de armaduras com sobreposição da armadura superior da viga com a armadura longitudinal do pilar. A tensão de aderência (f_{bd}) e o comprimento de sobreposição ($l_{b,rqd}$) foram calculados conforme o EC2, com um fator de 1,5 para considerar a degradação da aderência em situações sísmicas, resultando em 1142 mm. Armadura transversal foi adicionada ao longo do comprimento de sobreposição para equilibrar as tensões de tração geradas pelo campo de compressões diagonal entre os varões.

A análise demonstrou que o comprimento de sobreposição adotado é suficiente para garantir a transferência de tensões, com a mobilização da força resistente máxima na armadura. As armaduras transversais na parte superior da ligação foram mais solicitadas devido às elevadas tensões de compressão na dobra da armadura longitudinal do pilar (Fig. 10), sugerindo que uma maior concentração de armadura nessa região melhoraria a transferência de tensões.

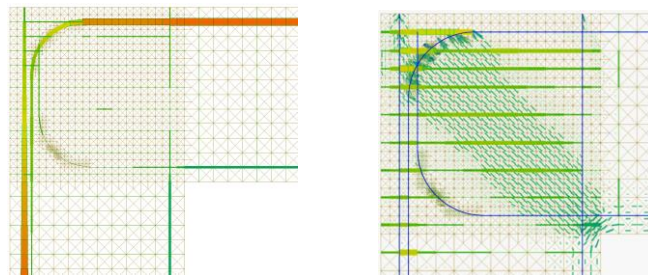


Figura 10. Análise do efeito da aderência aço/betão.

Sob momento de abertura, esta pormenorização requer que o desvio do campo de compressões ocorra apenas através do comprimento de armadura no interior do nó CCT. A força máxima mobilizável pelo mecanismo de escora diagonal seria $F_b = \pi \times \varnothing \times f_{bd} \times \chi L N = 98,49 \text{ kN}$, correspondendo a um momento fletor resistente de aproximadamente 49,24 kNm. A adoção de um mecanismo secundário, como o modelo de treliça (Fig. 11), permite equilibrar a força restante através de uma malha de armadura vertical e horizontal.

Modelos de campos de tensões para betão estrutural: regiões de ligação pilar-viga submetidas a ações cíclicas

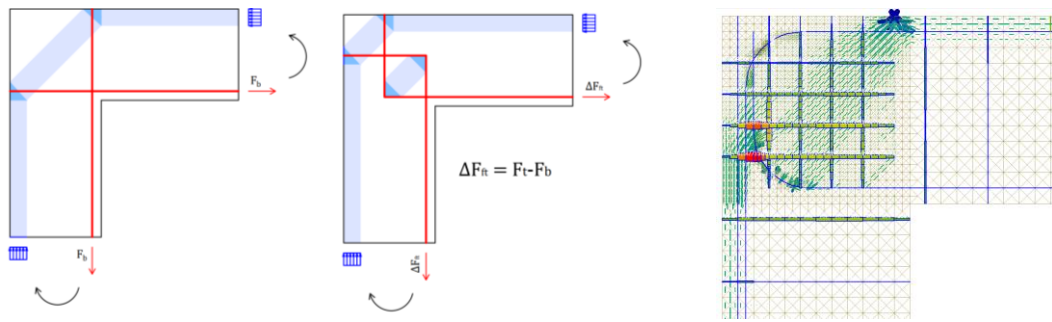


Figura 11. Modelo de campos de tensões discreto proposto (à esquerda) e Modelo de campos de tensões contínuo (à direita).

O EC8 considera a adoção dessa armadura, mas sem cálculo explícito baseado num modelo físico. A força de tração resistente das armaduras F_t ($3\text{Ø}20 + 2\text{Ø}25$) totaliza 836,6 kN. Com $F_b = 148,25$ kN, a diferença ($\Delta F_t = 688,35$ kN) é equilibrada pela armadura distribuída na ligação. Utilizaram-se 16 ramos de estribos e cintas com diâmetro de 12 mm.

O modelo de campos de tensões discreto utilizado, combinando o modelo de escora diagonal com o modelo de treliça, mostrou uma boa correspondência com o modelo de campos de tensões contínuo obtido. A inclusão de estribos e cintas distribuídos na ligação garantiu a mobilização do momento fletor resistente total e dispersou o campo de compressões, reduzindo os níveis de tensão na ligação.

4.3 Comparação com resultados experimentais

A fim de validar os modelos utilizados e compreender de que forma os parâmetros definidos correspondem ao comportamento real das ligações pilar-viga, este estudo utiliza os resultados experimentais de uma sequência de testes em ligações pilar-viga de extremidade de cobertura, conduzidos por S. Mogili e J. S. Kuang na Universidade de Hong Kong [21]. A armadura dos provetes foi dimensionada para garantir a rutura da ligação antes da formação de rótulas plásticas na viga ou no pilar, com o objetivo de analisar e prever a capacidade resistente das ligações. Os resultados do provete KJ-N1 foram utilizados para comparação com resultados numéricos.

Utilizando o modelo de campos de tensões discreto proposto acima, estimou-se que a armadura disponível poderia equilibrar uma força máxima de tração nas armaduras de 271,98 kN, correspondendo a um momento fletor de aproximadamente 68 kNm. Essa estimativa prevê um modo de rutura associado ao escorregamento das armaduras de flexão.

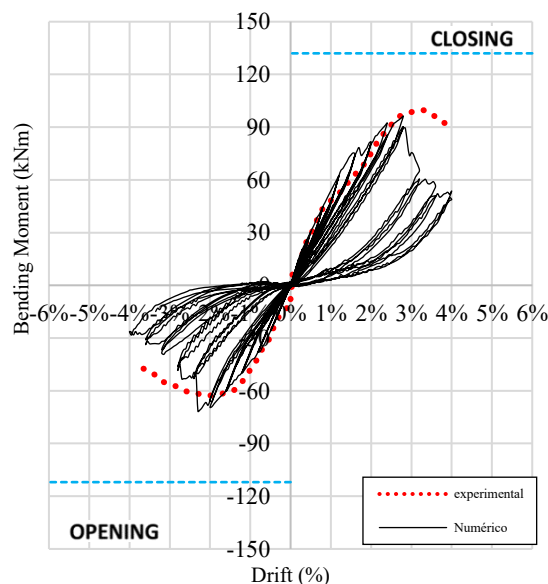


Figura 12. Gráfico Momento fletor – drift resultante do ensaio numérico (proвете KJ-N1).

Após a calibração do modelo, considerando os efeitos não lineares dos materiais e da interface aço-betão, bem como o efeito de *compression softening* no betão, o modelo numérico apresentou boa concordância com os resultados experimentais (Fig. 12), reproduzindo a carga última resistida pelo provete. A elevada discretização da malha de elementos finitos e a definição adequada das leis constitutivas foram cruciais para a precisão na previsão dos fenômenos observados.

4.4 Caso de estudo (análise cíclica)

Nesta secção, analisou-se o comportamento da ligação pilar-viga do caso de estudo, sob carregamento cíclico alternado. A armadura no interior da ligação foi dimensionada utilizando o modelo de campos de tensões proposto acima. Para esta análise, adotou-se uma pormenorização de armadura regularmente utilizada na prática do projeto de estruturas, diferentemente dos estudos anteriores, onde a armadura de flexão do pilar era dobrada para fora do plano.

Neste estudo, consideraram-se todos os aspetos físicos estudados nos capítulos anteriores. Os resultados obtidos em análises de carregamento monotónico, em termos de distribuição de tensões e forças nas armaduras, estão ilustrados na Fig. 13. Nestas análises, a ligação demonstrou um comportamento adequado, atingindo a rutura do provete para um coeficiente de ductilidade $\mu = 8$. Com base nesses resultados, espera-se que a ligação permita a formação de rótulas plásticas nos elementos adjacentes quando sujeita a vários ciclos alternados de carga e deslocamentos elevados.

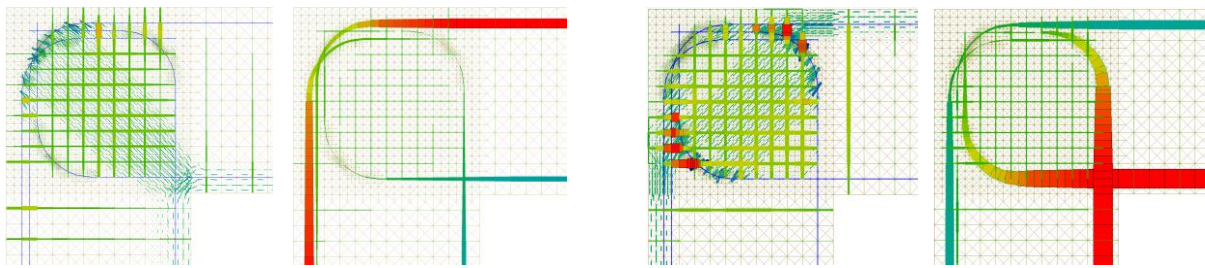


Figura 13. Modelo de campos de tensões contínuo para momento de fecho (à esquerda) e para momento de abertura (à direita).

A degradação de resistência do espécime ocorreu para um coeficiente de ductilidade (η) de 6, quando submetido a momento de abertura. Ao atingir esse nível de deslocamento, a armadura transversal no interior da ligação atingiu a cedência, resultando na formação de uma fenda diagonal e em uma redução significativa da capacidade resistente do elemento.

Sob carregamento cíclico alternado, o modelo da ligação pilar-viga apresentou um comportamento satisfatório até um nível de rotação correspondente a $\eta = 3$, como ilustrado no gráfico momento-rotação da Fig. 14. A análise numérica sugere que o betão dentro da ligação não atinge sua capacidade máxima resistente até esse nível de deslocamento, demonstrando uma capacidade significativa de dissipação de energia através da cedência das armaduras de flexão do pilar e da viga.

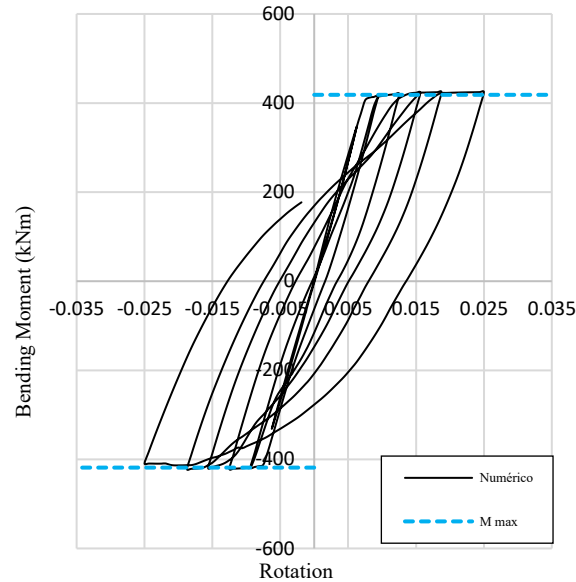


Figura 14. Gráfico Momento fletor - Rotação correspondente ao ensaio cíclico da ligação pilar-viga em estudo.

Após a cedência das armaduras de flexão, a deformação do espécime concentrou-se perto da interface da viga com a região interior da ligação. Essa deformação provocou extensões significativas nos varões e no betão envolvente, o que levou a uma maior solicitação dos varões comprimidos durante a inversão do sentido do deslocamento, enquanto a fenda aberta no ciclo anterior não foi fechada. A Fig. 15 ilustra esse efeito.

À esquerda na Fig. 15, está ilustrada a distribuição de forças nas armaduras após um ciclo anterior em que a ligação foi submetida a momento de fecho. Nesse cenário, torna-se evidente uma distribuição assimétrica de forças ao comparar a força nas armaduras comprimidas do pilar e da viga, causada pela fenda aberta (ilustrada no lado direito da Fig. 15) do ciclo de carregamento anterior.

A fenda aberta, na região onde ocorreria o desvio do campo de compressões no betão, faz com que a força de compressão passe predominantemente pela armadura de flexão. Nessa situação, observaram-se forças elevadas na secção de dobragem dos varões, resultando em forças de desvio significativas que promovem a abertura de fendas diagonais no interior da ligação. Esse efeito pode levar a uma degradação prematura do comportamento da ligação.

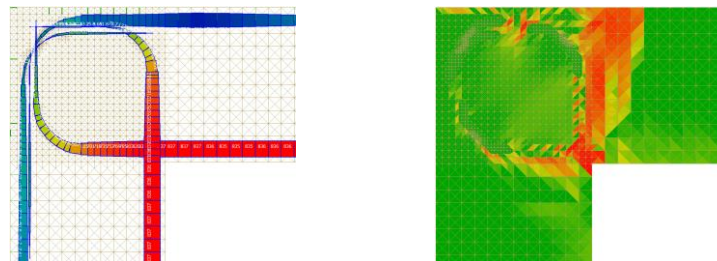


Figura 15. Influência da histerese dos materiais na resposta da estrutura.

Na análise realizada, o *software* foi capaz de estabelecer o equilíbrio para deslocamentos mais elevados do que os ilustrados na Fig. 14. No entanto, a análise foi afetada por uma instabilidade numérica local, tornando impossível determinar com precisão o comportamento esperado da estrutura para essas condições.

CONCLUSÕES

Este estudo demonstrou a importância de detalhes específicos na pormenorização das armaduras em ligações pilar-viga, como o raio de dobragem dos varões, o comprimento de amarração/empalme e a presença de armadura no seu interior, para garantir a sua capacidade resistente e integridade estrutural sob ações cíclicas.

No que respeita às simulações numéricas realizadas, a importância da caracterização precisa dos fenômenos físicos que influenciam os mecanismos de resistência das ligações pilar-viga ficou evidenciada. A boa correspondência observada entre os resultados numéricos e os fenômenos observados em estudos experimentais documentados, incluindo uma análise rigorosa em comparação com ensaios da Universidade de Hong Kong, permitiu obter um maior nível de confiança nos resultados obtidos através dos modelos de elementos finitos utilizados.

Esta metodologia, devidamente validada, poderá ser utilizada para desenvolver relações momento-rotação/momento-curvatura, contribuindo para análises *pushover* globais e para a avaliação de estruturas existentes, visando obter um maior nível de fiabilidade na previsão do comportamento das estruturas sujeitas a eventos sísmicos.

As análises numéricas realizadas indicaram ainda que o dimensionamento da ligação através do modelo de campos de tensões discreto proposto, pode proporcionar um comportamento adequado à ligação quando sujeita a ações cíclicas alternadas, sem a necessidade de recorrer a métodos de dimensionamento sofisticados ou regras de pormenorização semi-empíricas, revelando-se assim uma mais-valia para o projeto e dimensionamento de estruturas, em particular das ligações pilar-viga.

REFERÊNCIAS

- [1] Saatcioglu, M.; Tinawi, R. (2001). The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake - Damage to structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 28, no. 4, pp. 715–737, 2001, doi: 10.1139/cjee-28-4-715.
- [2] Rodrigues, H.; Varum, H.; Arêde, A.; Costa, A. (2013). Behaviour of reinforced concrete column under biaxial cyclic loading – state of the art. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, Vol. 5, N. 1, <https://doi.org/10.1186/2008-6695-5-4>
- [3] Nilsson, I. H. E.; Losberg, A. (1976). Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment. *ASCE Journal of the Structural Division*, Vol. 102, N. 6, pp. 1229-1254.
- [4] Campana, S.; Fernández Ruiz, M.; Muttoni, A. (2013). Behaviour of nodal regions of reinforced concrete frames subjected to opening moments and proposals for their reinforcement. *Engineering Structures*, Vol. 51, pp. 200-210, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.01.029>
- [5] Wang, H. C.; Williams, C. S.; Klein, G. J. (2022). Effect of Reinforcement Layers, Side Cover, and Bond Stress on Curved-Bar Nodes. *ACI Structural Journal*, Vol. 119, N. 3, pp. 277-290, <https://doi.org/10.14359/51734490>
- [6] Mayfield, B.; Kong, F.-K.; Bennison, A.; Davies, J. C. D. T. (1971). Corner Joint Details in Structural Lightweight Concrete. *ACI Journal*, N. 68-67, pp. 366-372.
- [7] Mayfield, B.; Kong, F.-K.; Bennison, A. (1972). Strength and Stiffness of Lightweight Concrete Corners. *ACI Journal*, pp. 420-427.
- [8] Skettrup, E.; Strabo, J.; Andersen, N. H.; Brondum-Nielsen, T. (1984). Concrete Frame Corners. *ACI Journal*, Vol. 81, N. 46, pp. 587-593.
- [9] Johansson, M. (2001). Reinforcement Detailing in Concrete Frame Corners. *ACI Structural Journal*, Vol. 98, N. 1, pp. 105-115.

- [10] Luo, Y. H.; Durrani, A. J.; Bai, S.; Yuan, J. (1994). Study of Reinforcing Detail of Tension Bars in Frame Corner Connections. *ACI Structural Journal*, Vol. 91, N. 4.
- [11] Megget, L.; Ingham, J. (1996). The Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column Knee Joints for Buildings. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Elsevir Science Ltd, N. 1189 ISBN: 0 08 042822 3.
- [11] Hwang, S.-J.; Lee, H.-J. (2002). Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, N. 12, pp. 1519-1526, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2002\)128:12\(1519\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:12(1519))
- [12] Lee, H.-J.; Hwang, S.-J. (1999). Analytical model for predicting shear strengths of exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance. *ACI Structural Journal*, Vol. 96, N. 5, pp. 846-858.
- [13] Vollum, R. L.; Newman, J. B. (1999). Strut and tie models for analysis/design of external beam-column joints. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 51, N. 6, pp. 415-425.
- [14] Fardis, M. N. (2020). A levels-of-approximation approach to seismic design or assessment of beam-column joints in shear. *Structural Concrete*, Vol. 22, N. 3, pp. 1259-1284, <https://doi.org/10.1002/suco.202000336>
- [15] Fardis, M. N. (2021). Shear strength model for RC joints, consistent with the shear design rules for prismatic members in the second-generation Eurocodes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 19, N. 2, pp. 889-917, <https://doi.org/10.1007/s10518-020-01000-0>
- [16] Ferreira, M. (2021). EvalS. Available: <http://evalssoftware.blogspot.com/>
- [17] Ferreira, M. (2021). Avaliação numérica de vigas de acoplamento sujeitas a ações cíclicas através de modelos de campos de tensões. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Tese de doutoramento.
- [17] Fernández Ruiz, M.; Muttoni, A. (2007). On development of suitable stress fields for structural concrete. *ACI Structural Journal*, Vol. 104, pp. 495-502.
- [19] Scott, B. D.; Park, R.; Priestley, M. J. N. (1982). Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Journal*, Vol. 79, N. 2, pp. 13-27.
- [20] Vecchio, F. J.; Collins, M. P. (1986). The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal*, Vol. 83, pp. 219-231.
- [21] Mogili, S.; Kuang, J. S. (2019). Reversed cyclic performance of reinforced concrete knee joints under variable closing and opening stresses. *Engineering Structures*, Vol. 178, pp. 116-127, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.025>

Controlo da capacidade de recentramento por inclinação de um aparelho de apoio pendular

T. Magalhães¹

RESUMO

Os Aparelhos de Apoio Pendulares são sistemas de isolamento de base que respondem a movimentos horizontais por via da elevação vertical da carga suportada, resultando uma capacidade de recentramento que lhes permitem voltar à posição de equilíbrio. No entanto, estes aparelhos tendem a acumular deslocamentos residuais com a utilização, criando a necessidade de controlar o recentramento, atendendo ao desempenho requerido em cada em projeto. Os deslocamentos residuais incrementais podem ser controlados através de outras metodologias de isolamento de base, sob pena de maior custo, dando azo ao desenvolvimento de metodologias alternativas que porventura consigam resolver este problema só com o dimensionamento do aparelho de apoio. É objetivo deste trabalho demonstrar um caso de estudo em que o controlo dos deslocamentos residuais incrementais pôde ser efetuado por inclinação da base do aparelho de apoio, de modo a cumprir objetivos específicos de projeto. Como tal, foi desenvolvida uma abordagem baseada no desempenho, calibrada recorrendo a uma análise temporal, sendo posteriormente aplicada a um viaduto ferroviário, onde, em âmbito de projeto, era necessário cumprir critérios de desempenho distintos para a ação sísmica e para a força de frenagem. Os resultados mostram que inclinações de 1% ou menos são suficientes para promover um recentramento adequado em situação de serviço, demonstrando que a inclinação de um aparelho de apoio pendular e a utilização de uma abordagem baseada no desempenho permite garantir critérios específicos de desempenho em âmbito de projeto.

Palavras-chave: isolamento sísmico; abordagem baseada no desempenho; análise temporal, aparelhos de apoio pendulares, recentramento

1. INTRODUÇÃO

A reabilitação estrutural de um viaduto implica a compreensão clara e detalhada do comportamento da estrutura para vários casos de carga [1]. Na ferrovia, merece destaque a ação da frenagem, que pode requerer que a forma como esta ação é suportada pelo viaduto tenha de ser ponderada. Isto é, o comportamento que o viaduto irá exibir para este caso de carga, após a reabilitação, pode diferir da resposta que este exibia antes da intervenção. Em particular, a ação da frenagem pode induzir esforços nominais nos encontros que podem exceder a sua capacidade. No caso de haver capacidade disponível noutros elementos estruturais, esta ação pode ser repartida entre eles, de forma controlada, por via da aplicação de sistemas de isolamento de base nos pilares. O isolamento de base permite a uma estrutura ser mais resiliente às ações horizontais, sendo necessário, no entanto, um controlo adequado dos seus deslocamentos [2, 3]. A utilização de sistemas de isolamento de base com aparelhos de apoio pendulares permite controlar de forma mais eficiente a transferência de esforços horizontais, como a força da frenagem, para a subestrutura (pilares e encontros). Porém, é necessário controlar a capacidade de

¹ Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. up201907604@up.pt

recentramento que estes aparelhos de apoio conferem ao sistema, isto é, a capacidade de o aparelho voltar à posição de equilíbrio após um deslocamento máximo provocado por uma ação horizontal [4, 5]. Para potenciar o controlo da capacidade de recentramento, este trabalho identificou e estudou o efeito da inclinação da base num aparelho de apoio pendular como metodologia principal para potenciar este controlo. De forma resumida, a inclinação horizontal do aparelho de apoio permite mudar a posição de equilíbrio, conduzindo a uma capacidade de deslocamento ajustada, sem que isso conduza, necessariamente, a maiores forças de corte na estrutura [6]. Aplicando ao caso de estudo concreto deste trabalho, a inclinação horizontal destaca-se como uma metodologia de intervenção essencial no contexto da reabilitação de um viaduto ferroviário, ao permitir que a estrutura como um todo tenha uma resposta mais controlada para a ação da frenagem, sem que isso condicione a resistência última de outros elementos estruturais, obtendo-se também um melhor desempenho sob ação sísmica.

2. O VIADUTO FERROVIÁRIO DE SINES E A SUA REABILITAÇÃO

2.1 Conceção estrutural do viaduto ferroviário de Sines

O Viaduto Ferroviário de Sines é uma obra ferroviária construída no início da década de noventa (ver Fig. 1) com dois encontros e quinze pilares. Em planta, esta estrutura tem um tabuleiro único de 290 metros de comprimento, ligeiramente curvo numa das extremidades, em menos de metade da sua extensão. Originalmente, o viaduto havia sido projetado com duas vias de circulação. Porém, por motivos não abordados no presente trabalho, apenas foi construída uma via de circulação, sendo a construção atual diferente da projetada nos anos noventa.



Figura 1. Viaduto Ferroviário de Sines.



Figura 2. Encontro Direito e Pilar P15

O tabuleiro do viaduto está restringido para deslocamentos transversais por via de *shear-keys*, com o deslocamento longitudinal livre no Encontro Esquerdo e restringido no Encontro Direito (ver Fig. 2) por via de cabos de pré-esforço. O objetivo destes cabos seria restringir movimentos longitudinais do tabuleiro para a ação da frenagem, e, também, de servirem como um mecanismo de segurança num evento sísmico, promovendo a sua retenção controlada.

2.2 Necessidades de intervenção em cenário de serviço

2.2.1 O efeito da frenagem sobre o encontro direito

Atendendo à Fig. 2 e à conceção do Encontro Direito, convém salientar como é que este irá funcionar sob a ação da frenagem quando o comboio circula em direção ao Encontro Esquerdo, situação incomum por duas razões: o Encontro Esquerdo encontra-se mais elevado que o Encontro Direito, sendo que o comboio estaria a aplicar a carga de frenagem total enquanto ganharia elevação; e também, a maioria do tráfego neste viaduto é em direção ao porto de Sines, já nas proximidades do Encontro Direito, reduzindo ainda mais a probabilidade de que toda a composição frenasse (ou acelerasse) com a intensidade regulamentar, na direção mais desfavorável. No entanto, tratando-se de um requisito regulamentar e sendo a sua ocorrência uma possibilidade que não pode ser classificada como ação acidental – não obstante a sua baixa probabilidade – é necessário garantir que a estrutura tem um comportamento e desempenho adequados a esta solicitação. Tendo em conta as ações de frenagem presentes na regulamentação atual [7], para uma locomotiva LM71, bem como a interação via-estrutura e via-aterro, a interação da frenagem com o balastro e do balastro com a via, como também a interação da frenagem com o aterro do encontro, análise densa e bastante detalhada que excede o âmbito neste trabalho, é possível arbitrar que a ação da frenagem nominal, isto é, sem majoração da ação, a ser absorvida pelo tabuleiro será

$$F_{Fre} = \pm 4750 kN \quad (1)$$

O Encontro Direito comporta dois cabos de pré-esforço em cada via de circulação, tendo cada um catorze metros de comprimento. Cada cabo contém doze strands de 0,6 polegadas, com $1,4 cm^2$ de área, pré-esforçados a um total de $300 kN$ em cada cabo. Admitindo que estes dois cabos suportam a força de frenagem, a tensão instalada em cada cabo será

$$\sigma_{strand} = \frac{4750 kN \times 10^{-3}}{2 \times 12 \times 1,4 cm^2 \times 10^{-4}} = 1413 MPa \quad (2)$$

e, para esta tensão, o cabo irá alongar em

$$\Delta_{strand}/m = \frac{\sigma_{strand}}{E} = \frac{1413 MPa \times 10^{-3}}{200 GPa} = 0,00707 m/m \times 10^2 = 0,707 cm/m \quad (3)$$

onde, na Eq. (3), E representa o módulo de elasticidade do aço. Atendendo ainda a que o cabo de pré-esforço tem catorze metros de comprimento, o alongamento final do cabo, para a ação da frenagem será

$$\Delta_{strand} = 0,7 \times 14 m \approx 10 cm \quad (4)$$

Adicionalmente, é de admitir que, sendo a força de pré-esforço instalada em cada cabo baixa, as cunhas poderão soltar-se com a frenagem do comboio, deixando de prender os cabos e, por consequência, o tabuleiro do viaduto. Se estes não se romperem ou soltarem, as armaduras do Encontro Direito não conseguem suportar por si só a ação da frenagem e, mesmo que conseguissem, a pressão passiva e o atrito exercido pelo terreno adjacente ao Encontro Direito iria mobilizar cargas nominais próximas do limite superior do que este conseguiria suportar. A eventualidade de acontecer uma frenagem regulamentar é improvável. Acresce que a regulamentação atual permite um deslocamento relativo entre o tabuleiro e os encontros, para vias contínuas sem juntas nos carris, não maior que 5 milímetros. Embora se trate de uma reabilitação, a conceção inicial do viaduto não garante que o deslocamento do tabuleiro se enquadre nas normas atuais. Porém, é possível conceber uma estratégia de intervenção que procura controlar melhor este deslocamento, sem que tal tenha efeitos não controlados sobre os restantes elementos da estrutura.

2.2.2 Proposta de reabilitação

A fim de sustentar o efeito da frenagem no viaduto, é necessária a adoção de estratégias de intervenção externas ao encontro que permitam ao viaduto resistir à ação imposta sem prejuízo do comportamento estrutural. Deste modo, a estratégia de intervenção idealizada para esta reabilitação procura que a estrutura como um todo sustenha a ação da frenagem, em vez de ser o Encontro Direito a resistir por si só a esta ação. Esta intervenção pode ser materializada por via da repartição da ação da frenagem também no Encontro Esquerdo e nos quinze pilares e do viaduto, pois estes ainda dispõe de alguma capacidade para suportar outras solicitações. Deste modo, em cada pilar (ver Fig. 3) serão instalados dois aparelhos de apoio do



Figura 3. Geometria e ligação atual do Pilar ao tabuleiro.

tipo SIP®–Adaptive, aparelhos de apoio pendulares de comportamento adaptativo, conferindo-lhes uma inclinação pequena na sua base. Com a inclinação destes aparelhos de apoio, obtém-se um aumento da força horizontal exibida pelo aparelho de apoio, opondo-se ao deslocamento do tabuleiro na direção longitudinal no sentido que se pretende controlar, promovendo uma melhoria no recentramento do tabuleiro, aspeto essencial para diminuir o deslocamento relativo em relação ao encontro, quer para a ação da frenagem, quer em caso de rotura devido a uma ação sísmica. Por este motivo, a condição de recentramento da regulamentação sísmica atual [5] para o estudo do efeito da inclinação da base no viaduto ferroviário de Sines foi adaptada, como opção de projeto, para um valor de

$$\frac{d_{cd}}{d_0} \geq 2.0 \quad (5)$$

o que é mais exigente do que o requerido na referida regulamentação [5].

2.2.3 Definição da inclinação da base do aparelho de apoio

A inclinação da base do aparelho de apoio adotada pela equipa projetista foi de $0,3^\circ$ ou $0,005 \text{ rad}$, no sentido anti-horário, em relação ao Encontro Esquerdo, de modo a garantir que há um incremento de força no aparelho de apoio para uma qualquer ação horizontal no sentido do Encontro Direito para o Encontro Esquerdo, com especial enfoque na ação da frenagem. Este incremento não pode condicionar a capacidade ao corte dos pilares, que por si só, já é limitada. Limitando o valor da inclinação a $0,3^\circ$, a introdução da inclinação não conduz a esforços excessivos. Nota-se também que inclinações superiores poderiam induzir movimentos relativos na articulação interna sem que qualquer ação fosse introduzida, o que dificultaria a montagem em obra. Valores mais reduzidos para a inclinação levariam a um menor incremento de força próxima do valor dos coeficientes de atrito das duas superfícies de deslize, sem qualquer benefício prático para o sistema de isolamento. No entanto, a assimetria do sistema potencia a solução da inclinação mais vantajosa. Sabendo que a força de frenagem é $F_{Fre} = 4750 \text{ kN}$, a repartição desta força por cada pilar pode ser calculada em função de uma média ponderada do peso suportado por cada pilar, descontando a contribuição dos dois encontros no peso suportado.

Deste modo, a ação por pilar é dada por:

$$F_{Fre,P_i} = F_{Fre} \times \frac{W_{cqp,P_i}}{\sum_1^{15} W_{cqp,P_i} - W_{cqp,EE} - W_{cqp,ED}} \quad (6)$$

O Quadro 1 apresenta o valor médio dos esforços por aparelho de apoio em estado limite de serviço, na combinação quase permanente e o Quadro 2 apresenta os valores da repartição da ação da frenagem por aparelho de apoio – em valor nominal, F_{Fre,P_i} , e normalizada, w , em relação ao peso suportado pelo aparelho de apoio, W , para uma ação no sentido Encontro Direito – Encontro Esquerdo.

Quadro 1. Média dos Esforços por Aparelho de Apoio para o Estado Limite de Serviço, combinação Quase Permanente.

<i>Parâmetro</i>	<i>Média</i>	<i>Total</i>
Peso [kN]	1718.9	29221.3
Massa [ton]	175.6	2978.7

Quadro 2. Repartição da Ação da Frenagem por Aparelho de Apoio, valores nominais e normalizados.

<i>Pilar</i>	<i>Ação por Aparelho de Apoio [kN]</i>	<i>Ação Normalizada por Aparelho de Apoio [%]</i>
P1	137.7	4.3
P2	127.6	4.3
P3	180.2	4.3
P4	193.5	4.3
P5	179.9	4.3
P6	126.8	4.3
P7	132.2	4.3
P8	140.9	4.3
P9	136.0	4.3
P10	139.3	4.3
P11	137.9	4.3
P12	257.6	4.3
P13	128.8	4.3
P14	211.4	4.3
P15	217.0	4.3

3. ANÁLISE E MODELAÇÃO DO APARELHO DE APOIO PENDULAR

O SIP[®]-Adaptive é um *Friction Pendulum System* que baseia o seu funcionamento no deslize relativo entre duas superfícies esféricas côncavas, separadas por uma articulação interna, que tem como objetivo separar e isolar os movimentos relativos que ocorrem no prato inferior e superior [8]. As superfícies côncavas inferior e superior (ver Fig.4) têm raios de curvatura R_1 e R_2 , respetivamente, sendo estes de preferência desiguais para se obter um comportamento adaptativo. Os coeficientes de fricção do deslize nestas superfícies, μ_1 e μ_2 , também devem ser diferentes para que a adaptatividade seja obtida.

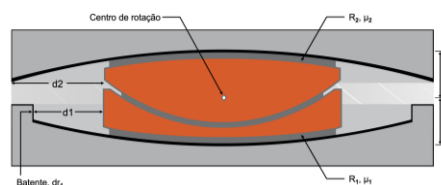


Figura 4. Secção Pormenorizada de um Aparelho de apoio pendular adaptativo, adaptado de [9].

3.1 Histerese para uma superfície de deslize

3.1.1 Mecânica de deslize num aparelho de apoio pendular

Os isoladores de base são projetados para suportar cargas verticais enquanto, controladamente, transmitem forças horizontais. Em cenários onde a força horizontal aplicada é menor do que a resistência por fricção, não ocorre movimento e os FPS apresentam uma rigidez elástica elevada. No entanto, quando a força horizontal ultrapassa a resistência por fricção, inicia-se o deslize, sendo o movimento de corpo livre pendular representado no diagrama da Fig. 5. A relação força-deslocamento, de acordo com as formulações estabelecidas em [10], é obtida do equilíbrio e da geometria da articulação na configuração deslocada.

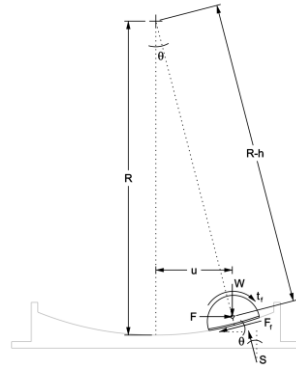


Figura 5. Diagrama de Corpo Livre da Articulação de um Aparelho de Apoio Pendular na configuração deformada [10].

Nesta, as forças atuantes no Centro de Rotação da articulação são:

1. A carga vertical atuante, W
2. A força horizontal, F , transmitida à estrutura através do apoio
3. A força de atrito resultante, $F_f = \mu S \approx \mu W$, atuante ao longo da superfície de deslize.
4. A força resultante da pressão normal ao contacto que ocorre no deslize, S . Esta deve ser ligeiramente descentrada do CdR para garantir o equilíbrio de momentos com F_f e, consequentemente, a distribuição de pressões na interface de deslize não é uniforme
5. As forças de atrito que se desenvolvem dentro da articulação interna, t_f , cujo efeito se assume integrado na força de atrito resultante, F_f , e, portanto, não aparecem explicitamente nas equações de equilíbrio, muito embora também incrementem a excentricidade de S .

Considerando o equilíbrio nas direções horizontal e vertical no CdR, obtém-se as Eqs. (7) e (8), respetivamente:

$$F - S \sin \theta - F_f \cos \theta = 0 \quad (7)$$

$$W - S \cos \theta + F_f \sin \theta = 0 \quad (8)$$

Pela geometria da Fig. 5, o deslocamento horizontal, u , e vertical, v , do CdR são definidos por

$$u = (R - h) \sin \theta = R_{eff} \sin \theta = 0 \quad (9)$$

$$v = R_{eff}(1 - \cos \theta) \quad (10)$$

de onde se destaca o raio de curvatura efetivo, R_{eff} , definido como a distância do centro da superfície esférica de deslize ao CdR da articulação interna.

Combinando as Eqs (7), (8) e (9), obtém-se a relação força-deslocamento que governa o movimento de um FPS, dada pela Eq. (11):

$$F = \frac{W}{R_{eff} \cos \theta} u + \frac{F_f}{\cos \theta} \quad (11)$$

A Eq. (11) pode ainda ser simplificada. Considerando que a maioria das aplicações de Aparelhos de Apoio Pendulares terão um raio de curvatura bastante superior ao deslocamento horizontal que é desenvolvido, pode-se assumir que $\cos \theta \approx 1$, conduzindo à simplificação da Eq. (12).

$$F = \frac{W}{R_{eff}} u + F_f \quad (12)$$

Tendo em conta que a força de atrito irá sempre opor-se ao movimento, o comportamento cíclico força-deslocamento, baseado na Eq. (12), é representado pela Fig. 6. Partindo do repouso, a força cresce sem deslocamentos significativos até se vencer a força de atrito, F_f , verificando-se a partir daí movimentos com uma rigidez linear de W/R_{eff} .

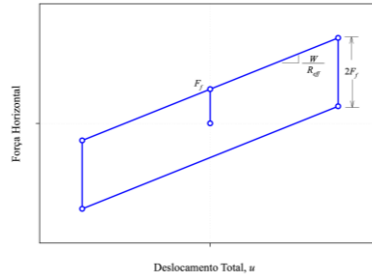


Figura 6. Comportamento histerético de um Aparelho de Apoio Pendular tradicional, adaptado de [10].

3.1.2 Efeito do contacto com o batente

O batente consiste num mecanismo de segurança existente nos FPS para evitar deslocamentos excessivos, preservando a estabilidade e integridade do isolador sísmico. Quando a articulação entra em contacto com o batente, há uma mudança na origem da força que se opõe ao movimento. Esta deixa de ser caracterizada pela força do atrito e pela força gravítica e passa a atuar no batente. No instante em que ocorre o contacto com o batente, o deslocamento horizontal é $u = d$ e a força horizontal transmitida ao aparelho, F_{dr} , é dada por

$$F_{dr} = F = \frac{W}{R_{eff}}d + F_f \quad (12)$$

Com o aumento da força para além de F_{dr} , a força de restituição adicional, F_r , do apoio que atua no batente, garantindo que o equilíbrio é satisfeito, é dada pela Eq. (13) tal que

$$F - F_{dr} = F_r = k_{dr}(u - d) \quad (13)$$

onde k_{dr} representa a rigidez horizontal do batente. Em termos físicos, F_r representa a força que é transmitida para o batente após o contacto que dependerá do deslocamento relativo adicional, $u - d$, que ocorre sobre o batente. Após o contacto com o batente, a energia elástica acumulada vence as forças de inércia, iniciando-se o movimento no sentido contrário, onde ocorre a reversão do desliz, assim que o apoio descarregar uma força total de $F_r + 2F_f$ para $F_{dr} - 2F_f$.

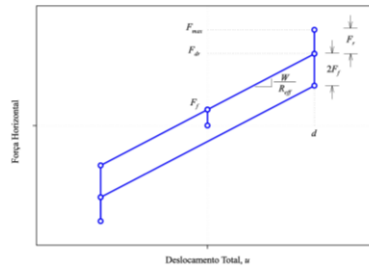


Figura 7. Ciclo de histerese de um Aparelho de Apoio Pendular tradicional quando a articulação atingiu um batente, adaptado de [10].

3.1.2 Efeito da rotação da base de um aparelho de apoio pendular

Na prática, existem tolerâncias para a instalação de sistemas de isolamento de base de ± 0.01 radianos segundo a AASHTO [11] ou mesmo de ± 0.001 radianos, segundo as normas europeias para o transporte, armazenamento e instalação de aparelhos de apoio esféricos [12, 13]. O objetivo de estudo deste trabalho assenta na possibilidade de provocar uma rotação na base de um FPS para atingir objetivos de desempenho específicos numa reabilitação estrutural. A investigação dos efeitos da inclinação consistiu em dotar um FPS de uma rotação no sentido anti-horário, τ , em torno de um ponto representativo do centro da superfície esférica, C_o , como observável na Fig. 8. Devido a esta rotação, o ponto de equilíbrio do pêndulo, correspondente com o centro da superfície esférica, C_o , desloca-se do ponto C_o para o ponto C_r – novo ponto de equilíbrio da superfície esférica.

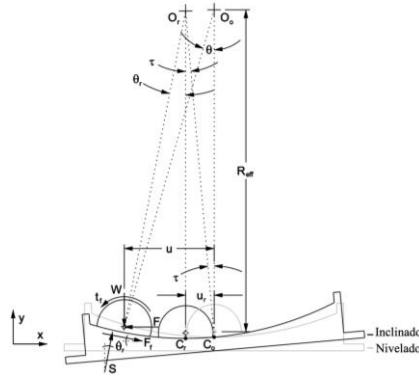


Figura 8. Diagrama de corpo livre de um FPS com a base inclinada de τ , adaptado de [10].

Este desvio induz uma mudança na posição de equilíbrio da articulação, provocando um deslocamento residual, u_r , indicado na Fig. 8, que fica definido por:

$$u_r = \pm R_{eff} \sin \tau \quad (14)$$

Pela Fig. 8, θ_r fica definido como:

$$(u \pm u_r) = R_{eff} \sin \theta_r \quad (15)$$

Ao realizar as adaptações necessárias realizar aos ângulos θ e τ , a relação força-deslocamento fica definida, para um deslize da articulação para a esquerda como:

$$F_i = \frac{W}{R_{effi}} u_i + (\mu_i \pm \tau_i) W \quad (16)$$

A Eq. (16) demonstra que o efeito da rotação num FPS é o de introduzir uma componente uniforme e constante na força gravítica com magnitude τW , tal que esta ou incrementa ou reduz a força horizontal desenvolvida pelo aparelho de apoio (ver Fig. 9). Em suma, a sequência do deslize entre as várias superfícies de um DFPS pode ser determinada ao ordenar os valores relativos de F_{fi} e F_{dri} para todas as superfícies de deslize em análise. A seleção dos parâmetros de base é feita de modo que se obtenha um comportamento desejável do aparelho de apoio.

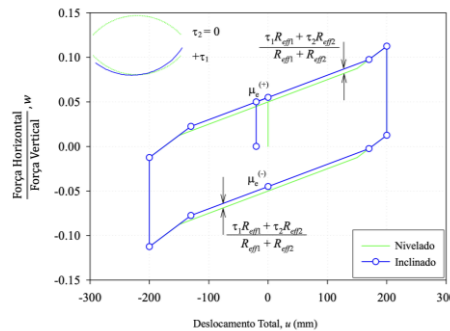


Figura 9. Ciclo de Histerese Total para um Aparelho de Apoio Pendular Adaptativo com uma inclinação da base de $\tau_1 = +0.01$ e $\tau_2 = 0$, adaptado de [10].

4. DESEMPENHO DO APARELHO DE APOIO SOB AÇÃO DA FRENAGEM

Implementado uma inclinação horizontal de $0,005 \text{ rad}$ num aparelho de apoio pendular predefinido de $4,5\text{m}$ de raio equivalente, este terá um desvio da posição de equilíbrio inicial de

$$u_r = 4,5 \times \sin(0,005 \text{ rad}) \approx 2,4\text{cm} \quad (17)$$

e um incremento na força horizontal total exibida, s , em valores normalizados e no sentido do encontro fixo, de

$$s = \frac{(0,005 \text{ rad} \times 4,5 + 0 \text{ rad} \times 3,0)}{4,5 + 3,0} = 0,00314W = 0,314\% \quad (18)$$

Atendendo a estes pressupostos, é apresentado na Fig. 10 o ciclo de histerese do aparelho de apoio em estudo, quer para a configuração nivelada, representada a azul, quer para a configuração inclinada, representada a vermelho.

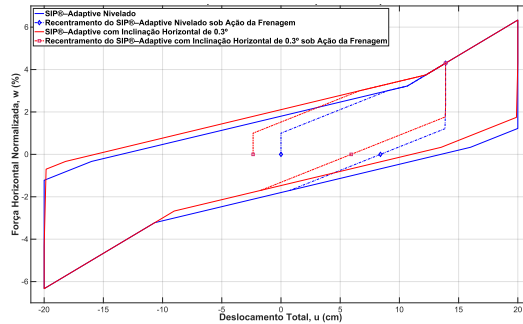


Figura 10. Ciclo de Histerese do SIP®-Adaptive aplicado no Viaduto Ferroviário de Sines.

A partir da Fig. 10 é possível tirar duas ilações essenciais. A primeira, é possível observar claramente uma mudança no início do movimento. Com efeito, este começa a partir de uma posição descentrada de $-u_r$, observando-se que, na posição de equilíbrio original, a força exibida pelo aparelho de apoio é agora, também, maior. Em segundo lugar, o efeito da inclinação permite aumentar a capacidade de recentramento do aparelho de apoio, sem que haja necessidade de aumentar a capacidade de deslocamento do aparelho de apoio, ou, para cenário sísmico, sem aumentar as forças horizontais exibidas pelo aparelho de apoio. Atendendo à condição de recentramento da Eq. (9) e aos ciclos de histerese da Fig. 10, é possível observar que a condição de recentramento, na configuração nivelada, para cenário sísmico e para a ação da frenagem normalizada por pilar, são, respetivamente:

$$\frac{d_{cd}}{d_0} = \frac{0,2}{0,135} = 1,48 \quad (19)$$

$$\frac{d_{cd}}{d_0} = \frac{0,138}{0,084} = 1,64 \quad (20)$$

cumprindo com a condição de recentramento regulamentar, mas ainda bastante longe da condição de recentramento imposta para este caso de estudo. Adicionando o efeito da inclinação da base, a condição de recentramento para esses dois cenários passa a ser, respetivamente

$$\frac{d_{cd}}{d_0} = \frac{0,2}{0,112} = 1,78 \quad (21)$$

$$\frac{d_{cd}}{d_0} = \frac{0,138}{0,059} = 2,34 \quad (22)$$

havendo uma melhoria no comportamento global do aparelho de apoio para a ação sísmica, com um aumento de 42,7% no recentramento em serviço. O aumento do recentramento permite que o deslocamento do tabuleiro passe a ser sustido em grande parte pelos pilares do viaduto, potenciando o recentramento da superestrutura para a ação da frenagem – uma ação de serviço, cuja condição de recentramento não está estabelecida de forma regulamentar, muito embora existam estudos nesse sentido.

CONCLUSÕES

O presente estudo resultou no desenvolvimento de uma metodologia de análise para o efeito da inclinação da base de aparelhos de apoio pendulares, implementada através de uma rotina em MATLAB, com o objetivo de melhorar a condição de recentramento do aparelho de apoio por via da inclinação da base. A fim de atingir este objetivo, foram investigados métodos teóricos e práticas correntes sobre a modelação e implementação numérica de sistemas de isolamento de base em programas de cálculo automático, baseadas em rotinas iterativas que simulassem o comportamento destes sistemas. Para compreender o comportamento destes aparelhos de apoio, foi elaborada uma exposição detalhada dos princípios mecânicos por detrás do funcionamento destes apoios. Esta exposição permitiu compreender como avaliar adequadamente a inclinação da base em aparelhos de apoio pendulares adaptativos,

permitindo analisar o desempenho do aparelho de apoio sob a ação ferroviária, e criar um termo de comparação com os princípios mecânicos detalhados previamente. No final deste estudo, constatou-se que a metodologia teórica utilizada permite garantir uma melhoria da condição de recentramento em condições serviço, ao mesmo tempo que mantém os benefícios no desempenho com os sismos.

REFERÊNCIAS

- [1] Priestley, M.; Seible, F.; Calvi, G. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, Inc.
- [2] Zayas, V.; Low, S.; Mahin, S. (1990). A simple pendulum technique for achieving seismic isolation. *Earthquake Spectra*, 6(2), 317-333. <https://doi.org/10.1193/1.1585573>
- [3] Guerreiro, Luís. (1996). *Isolamento Sísmico de Edifícios*. Instituto Superior Técnico, Tese de Doutoramento.
- [4] Quaglioni, V.; Gandelli, E.; Dubini, P. (2017). Experimental investigation of the re-centring capability of curved surface sliders. *Structural Control and Health Monitoring*, 24(2), e1870. [10.1002/stc.1870](https://doi.org/10.1002/stc.1870).
- [5] CEN. (2022). *Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para resistência aos sismos – Parte 2: Pontes*. (NP EN 1998-2:2005+A1:2009+AC:2010+A2:2011 CT115). Comité Européen de Normalisation.
- [6] Becker, Tracy. (2011). *Advanced modelling of the performance of structures supported on triple friction pendulum bearings*. University of California, Berkeley. PhD Thesis.
- [7] CEN. (2023). *EN 1991-2:2023 Eurocode 1 – Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges and other civil engineering works*. (EN 1991-2:2023). Comité Européen de Normalisation. https://standards.cencenelec.eu/dyn/www/f?p=205:110:0:::FSP_PROJECT:72737&cs=193A0485A0F6BC7426C1CC1F357E37B2B
- [8] Weber, F.; Braun, C.; Distl, J.; Huber, P. (2018). SIP-Adaptive: improved structural isolation, reduced base shear, reduced displacement capacity and improved rotation capability. <https://www.researchgate.net/publication/327837767>
- [9] MAURER. (2019). MAURER SIP®-Adaptive Next generation of Sliding Isolation Pendulums forces in motion. MAURER SE. https://www.maurer.eu/fileadmin/mediapool/downloads/MAU_SIP-Adaptive_A4_E_Ansicht_190306.pdf
- [10] Constantinou, M.; Fenz, D. (2008). *Mechanical behaviour of multi spherical sliding bearings*. (Technical Report MCEER-08-0007). MCEER. <https://www.eng.buffalo.edu/mceer-reports/08/08-0007.pdf>
- [11] AASHTO. (2014). *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*. American Association of State Highway and Transportation Officials. <https://books.google.pt/books?id=EFqKk78OauAC>
- [12] CEN. (1997). *EN 1337-11:1997 Structural Bearings – Part 11: Transportation, storage and installation*. (EN 1337-11:1997). Comité Européen de Normalisation. https://standards.cencenelec.eu/dyn/www/f?p=CEN:110:0:::FSP_PROJECT,FSP_ORG_ID:7361.6148&cs=15E3BC777ABF8784574AFD4F38614F8E7
- [13] CEN. (2004). *EN 1337-7:2004 Structural Bearings – Part 7: Spherical and cylindrical PTFE bearings*. (EN 1337-7:2004). Comité Européen de Normalisation. https://standards.cencenelec.eu/dyn/www/f?p=CEN:110:0:::FSP_PROJECT,FSP_ORG_ID:2290.7.6148&cs=1E305576C88DBFC0C77B77610BA8F8014



ENCONTRO NACIONAL BETÃO ESTRUTURAL

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

 Grupo
Português
de Betão
Estrutural

 Instituto para
a Construção
Sustentável