

SÉRIE III

NÚMERO 28

JULHO 2025

rpee

<http://rpee.lnec.pt/>

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering

Diretor: Luís Oliveira Santos

número temático:
betão estrutural



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

ISSN: 2183-8488

índice

editorial

3

Nota prévia

5

Editorial

artigos científicos

7

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

Inês C. Rosa ∞ João P. Firmo ∞ João R. Correia ∞ Baziel Claus ∞ Mathis Taecke ∞ Emma Coopman

17

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

Eliana Soldado ∞ Hugo Costa ∞ Ricardo do Carmo ∞ Eduardo Júlio

25

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

Ricardo Martins ∞ Ricardo do Carmo ∞ Hugo Costa ∞ Eduardo Júlio

35

Avaliação da resistência à flexão de vigas contínuas esbeltas reforçadas com fibras de aço e armadura convencional de acordo com o Código Modelo fib 2020

Marcílio M. A. Filho ∞ Joaquim A. Oliveira de Barros ∞ Hamidreza Salehian ∞ António Ventura-Gouveia ∞ Fábio P. Figueiredo

47

Reforço de estruturas de betão armado por pós-esforço com perfis de aço

Válter Lúcio ∞ Tomás Luz ∞ Rita Gião

55

Análise do comportamento estrutural de pilares de betão armado reforçados com CFRP por ensaios cíclicos uniaxiais e biaxiais

Camila Carobeno ∞ José Melo ∞ António Arêde ∞ Patrício Rocha ∞ Humberto Varum

65

Aplicação da Análise de Componentes Principais na monitorização da integridade estrutural

Tiago Coelho ∞ Min Xu ∞ Luís Oliveira Santos

75

Comportamento à flexão até à rotura de ligação de continuidade inovadora para pontes pré-fabricadas

Rui Valente ∞ Letícia Corrêa ∞ Mário Pimentel ∞ Carlos Sousa

83

Avaliação experimental de subestruturas de apoio pré-fabricadas de tabuleiros de pontes

Lucas Carvalho ∞ Mário Pimentel ∞ Pedro Delgado ∞ António Arêde

95

Identificação de alterações nas condições de apoio de uma ponte ferroviária

Pedro Oliveira ∞ Luís Oliveira Santos ∞ Luís Freire ∞ Nuno Lopes

divulgação

Entidades apoiantes e parceiros

Diretor

Luís Oliveira Santos

Administração

Luís Oliveira Santos

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes

(APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Ana Sofia Louro

(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

Luís Guerreiro

(SPES - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

Humberto Varum

(FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Luís Oliveira Santos

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Direção Executiva: Sandra Neves

Design Gráfico: Helder David

Capa

Ponte ferroviária sobre o rio Sado na Variante de Alcácer

(fotografia cedida por Teixeira Duarte - Engenharia e Construções)

Aviso legal

Os conteúdos incluídos na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Proprietário

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.
Departamento de Estruturas
Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA
tel: (+351) 21 844 32 60
rpee@lnec.pt | <http://rpee.lnec.pt>

Edição, redação e divulgação eletrónica

LNEC | Setor de Divulgação Científica e Técnica
Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA
NIPC: 501 389 660
tel: (+351) 21 844 36 95
livraria@lnec.pt | www.lnec.pt

ISSN 2183-8488

<https://doi.org/10.34638/rpee-slll-n28>

Comissão Científica (*)

Alexandre Costa

ISEP, Portugal

Alexandre Pinto

JETsj Geotecnia, Portugal

Alfred Strauss

Univ. Bodenkultur Viena, Áustria

Anastasio Sextos

Univ. of Bristol, Reino Unido

Antonello Gasperi

Consultor, Itália

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes

UIS, Colômbia

André Barbosa

Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa

U. Aveiro, Portugal

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde

FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portugal

António Correia

LNEC, Portugal

António M. Baptista

LNEC, Portugal

António Pinho Ramos

UNL, Portugal

António Santos Silva

LNEC, Portugal

Artur Vieira Pinto

ELSA-JRC, Itália

Baldomiro Xavier

Teixeira Duarte, Portugal

Bruno Briseghella

Fuzhou Univ., China

Bruno Godart

UGE, França

Cármén Andrade

CIMNE, Espanha

Cristina Oliveira

IP Setúbal, Portugal

Daniel Oliveira

U. Minho, Portugal

Domenico Asprone

Univ. di Napoli Federico II, Itália

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Elsa Caetano

FEUP, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho

UFF, Brasil

Fabio Biondini

Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

IST, Portugal

Graham Webb

WSP, Reino Unido

Guillermo Ramirez

VSL International, Suíça

Gustavo Ayala

UNAM, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR, Espanha

Hugo Rodrigues

U. Aveiro, Portugal

Iunio Iervolino

Univ. di Napoli Federico II, Itália

Jan Vitek

Metrostav a.s., Rep. Checa

Joan Ramon Casas

UPC, Espanha

João Azevedo

IST, Portugal

João Estêvão

U. Algarve, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca

UBI, Portugal

João Ramôa Correia

IST, Portugal

Jorge Branco

U. Minho, Portugal

Jorge de Brito

IST, Portugal

Jorge Tiago Pinto

UTAD, Portugal

José Calavera

INTEMAC, Espanha

José Jara

UMSNH, México

José Luiz Rangel Paes

UFV, Brasil

José Melo

FEUP, Portugal

José Turmo

UPC, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Júlio Flórez-López

ULA, Venezuela

Ka-Veng Yuen

U. Macau, China

Laura Caldeira

LNEC, Portugal

Lidia Shehata

UFF, Brasil

Linh Cao Hoang

DTU, Dinamarca

Luciano Jacinto

ISEL, Portugal

Luís Castro

IST, Portugal

Luís Guerreiro

IST, Portugal

Manuel Pipa

LNEC, Portugal

Marcial Blondet

PUCP, Peru

Marco Menegotto

Sapienza Univ. di Roma, Itália

Mario Ordaz

UNAM, México

Mário Pimentel

FEUP, Portugal

Marta Del Zoppo

Univ. di Napoli Federico II, Itália

Maurizio Piazza

Univ. di Trento, Itália

Miguel Fernandez Ruiz

UPM, Espanha

Nikola Tošić

UPC, Espanha

Nuno Filipe Borges Lopes

U. Aveiro, Portugal

Paolo Riva

Univ. di Bergamo, Itália

Paulo Candeias

LNEC, Portugal

Paulo Costeira

IP Viseu, Portugal

Paulo Fernandes

IP Leiria, Portugal

Paulo Lourenço

U. Minho, Portugal

Paulo Piloto

IP Bragança, Portugal

Paulo Vila Real

U. Aveiro, Portugal

Pedro Delgado

IP Viana do Castelo, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Ricardo do Carmo

ISEC, Portugal

Rita Bento

IST, Portugal

Rui Calçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Serena Cattari

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Hampshire Santos

UFRJ, Brasil

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Thanasis Triantafyllou

Univ. de Patras, Grécia

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

USP, Brasil

nota prévia

O presente número da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) é um número temático dedicado ao Betão Estrutural. Reúne um conjunto de artigos selecionados entre os que foram apresentados no Encontro Nacional Betão Estrutural 2024 (BE2024), organizado pelo Grupo Português do Betão Estrutural (GPBE) em conjunto com a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), que se realizou na FEUP, de 13 a 15 de novembro de 2024.

A qualidade científica deste número temático é assegurada pela Coordenação Científica da **rpee** em articulação com os Coordenadores deste número temático, Eduardo Júlio e Mário Pimentel, Presidentes das Comissões Científica e Organizadora do BE2024, respetivamente, a quem fica aqui expresso o reconhecimento da Administração da **rpee** pelo trabalho desenvolvido.

A administração da **rpee**

Luís Oliveira Santos (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Ana Sofia Louro (GPBE)

Luís Guerreiro (SPES)

editorial

O vigésimo oitavo número da Série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas é inteiramente dedicado ao tema do Betão Estrutural, reunindo uma seleção de trabalhos apresentados no Encontro Nacional Betão Estrutural 2024 (BE2024). Este evento foi organizado pelo Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE), em colaboração com a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

A seleção dos artigos procurou refletir a diversidade e a vitalidade da atividade de I&D desenvolvida em Portugal nesta área. Os temas abordados abrangem desde a monitorização de estruturas e soluções pré-fabricadas para pontes ferroviárias, até ao reforço estrutural, durabilidade de betões com incorporação de resíduos industriais, dimensionamento com betões reforçados com fibras, materiais cimentícios avançados e o comportamento de varões poliméricos reforçados com fibras de vidro sob temperaturas elevadas.

Este número especial pretende não só divulgar os avanços mais recentes no domínio do Betão Estrutural, mas também reforçar a importância dos Encontros Nacionais promovidos pelo GPBE. Estes encontros, de periodicidade bienal, constituem uma excelente oportunidade para atualização técnica, partilha de conhecimento e aproximação entre a academia, as empresas e os donos de obra — públicos e privados. São igualmente um palco privilegiado para a apresentação de novos produtos, serviços e soluções por parte das empresas do setor.

Esperamos que esta edição da **rpee** inspire os leitores a participar ativamente nas iniciativas do GPBE e a contribuir para o contínuo desenvolvimento da engenharia de estruturas em Portugal.

Mário Pimentel

Eduardo Júlio

Coordenadores do número temático

betão estrutural

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

Bond of thermoplastic GFRP bars to concrete: behaviour at elevated temperature and residual properties after exposure to heat

Inês C. Rosa

João P. Firmo

João R. Correia

Baziel Claus

Mathis Taecke

Emma Coopman

Resumo

Este artigo apresenta um estudo sobre a aderência ao betão de varões de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP), produzidos com resina acrílica termoplástica, a temperatura elevada e após exposição ao calor (comportamento residual). Foram realizados dois tipos de ensaios de arrancamento direto em varões embebidos em cilindros de betão: (i) a temperaturas elevadas, constantes entre 20 °C e 200 °C e (ii) a temperatura ambiente, após exposição a temperatura constante (de 50 °C até 245 °C) durante 1 hora. Os resultados mostraram que a resistência e rigidez de aderência são severamente reduzidas 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. O artigo também apresenta modelos analíticos para descrever a degradação da resistência de aderência em função da temperatura e leis de aderência locais calibradas numericamente para diferentes temperaturas.

Abstract

This paper investigates the bond to concrete of glass fibre reinforced polymer (GFRP) bars, produced with acrylic thermoplastic resin, at elevated temperature and after heat exposure (residual behaviour). The experimental campaign involved two types of direct pull-out tests on bars embedded in concrete cylinders: (i) at constant elevated temperatures, between 20 °C and 200 °C, and (ii) at room temperature, after exposure to constant temperatures (from 50 °C to 245 °C) for one hour. The results showed that the bond strength and stiffness are severely degraded when the bars are exposed to temperatures near and above their glass transition temperature. However, a significant portion of this degradation is reversible upon cooling. The paper also presents analytical models describing the degradation of bond strength as a function of temperature, as well as numerically calibrated local bond laws for different temperatures.

Palavras-chave: Varões de polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP) / Resina acrílica termoplástica / Aderência varão de GFRP-betão / Temperatura elevada / Comportamento residual

Keywords: Glass fibre reinforced polymer (GFRP) bars / Acrylic thermoplastic resin / GFRP-concrete bond / Elevated temperature / Residual behaviour

Inês C. Rosa

Investigadora Doutorada
CERIS, IST, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
 0000-0001-5327-1558
ines.rosa@tecnico.ulisboa.pt

João P. Firmo

Professor Auxiliar
CERIS, IST, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
 0000-0003-3449-3686
joao.firmo@tecnico.ulisboa.pt

João R. Correia

Professor Catedrático
CERIS, IST, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
 0000-0001-5485-136X
joao.ramoa.correia@tecnico.ulisboa.pt

Baziel Claus

Mestre em Engenharia Civil
Universidade de Ghent
Gent, Bélgica
baziel.claus@ugent.be

Mathis Taecke

Mestre em Engenharia Civil
Universidade de Ghent
Gent, Bélgica
mathis.taecke@ugent.be

Emma Coopman

Mestre em Engenharia Civil
Universidade de Ghent
Gent, Bélgica
emma.coopman@ugent.be

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

ROSA, I. C. [et al.] – Aderência de varões de GFRP de matriz termoplástica ao betão: comportamento a temperatura elevada e propriedades residuais após exposição ao calor. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 28. ISSN 2183-8488. (julho 2025) 7-16.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n28-001>

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). 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 (Figura 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).

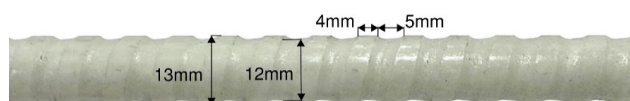


Figura 1 Varão de GFRP com resina acrílica termoplástica

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 Figura 2, tendo sido determinada através de ensaios de tração realizados a temperatura elevada em regime estacionário. A Figura 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, Figura 3b). A Figura 2 mostra que a resistência e o módulo de elasticidade em tração apresentam uma recuperação significativa após arrefecimento.

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 (Figura 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.

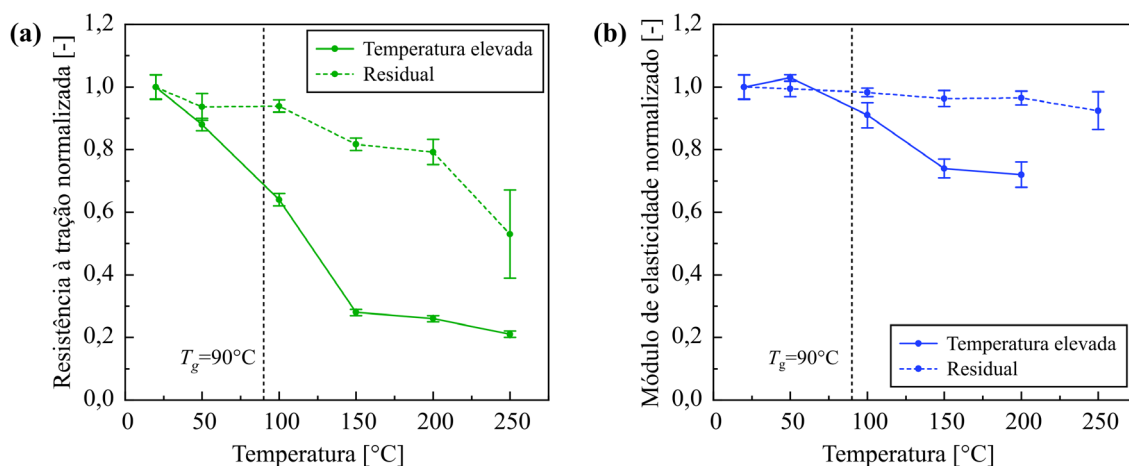


Figura 2 (a) Variação da resistência à tração e (b) módulo de elasticidade dos varões em função da temperatura: propriedades a temperatura elevada e propriedades residuais (obtidas a temperatura ambiente)

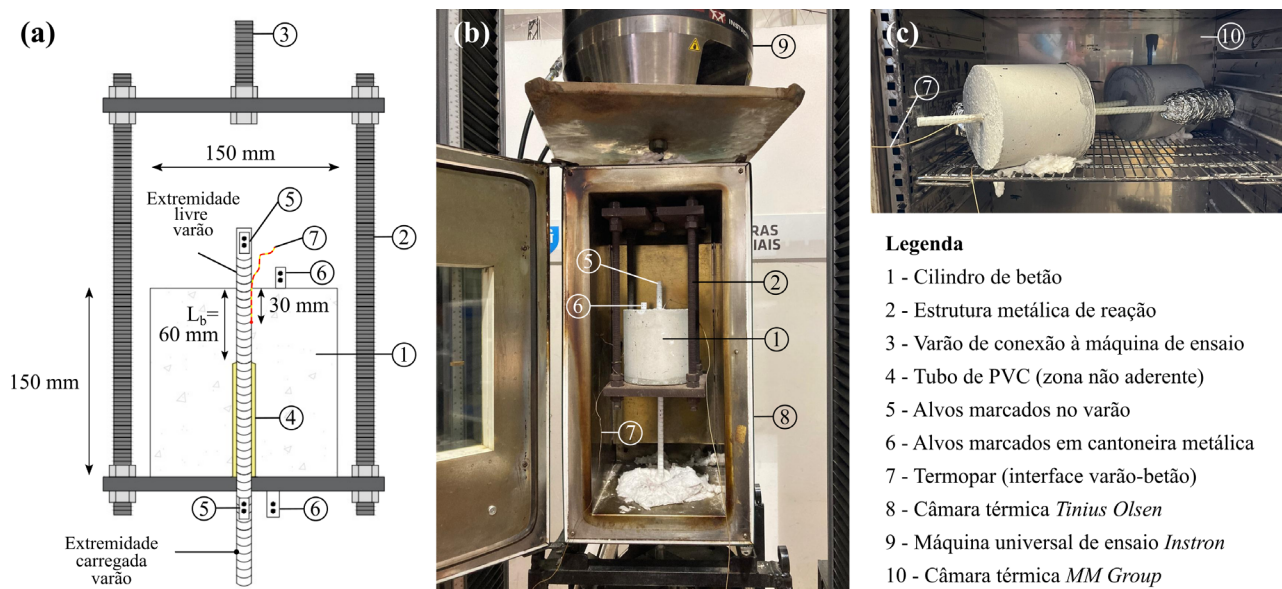


Figura 3 (a) Geometria do provete e estrutura metálica de reação; (b) câmara térmica usada nos ensaios a temperatura elevada; (c) câmara térmica usada para aquecer os provetes nos ensaios residuais

As Figuras. 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 Figuras. 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 *MM 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 Figura 3a).

Nos ensaios a temperatura elevada (série 1), os provetes foram testados a temperatura ambiente de referência ($20\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$) e em regime estacionário, às temperaturas de $50\text{ }^{\circ}\text{C}$, $100\text{ }^{\circ}\text{C}$, $150\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $200\text{ }^{\circ}\text{C}$, 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 $50\text{ }^{\circ}\text{C}$, $100\text{ }^{\circ}\text{C}$, $150\text{ }^{\circ}\text{C}$, $200\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $245\text{ }^{\circ}\text{C}$), 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 Figura 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 (Figura 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 ($90\text{ }^{\circ}\text{C}$), devido à transição vítrea da matriz polimérica (que provoca o seu amolecimento). Porém, este efeito não se verificou na sua resposta residual (Figura 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.

A Figura 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 Figura 5 que enquanto a resistência

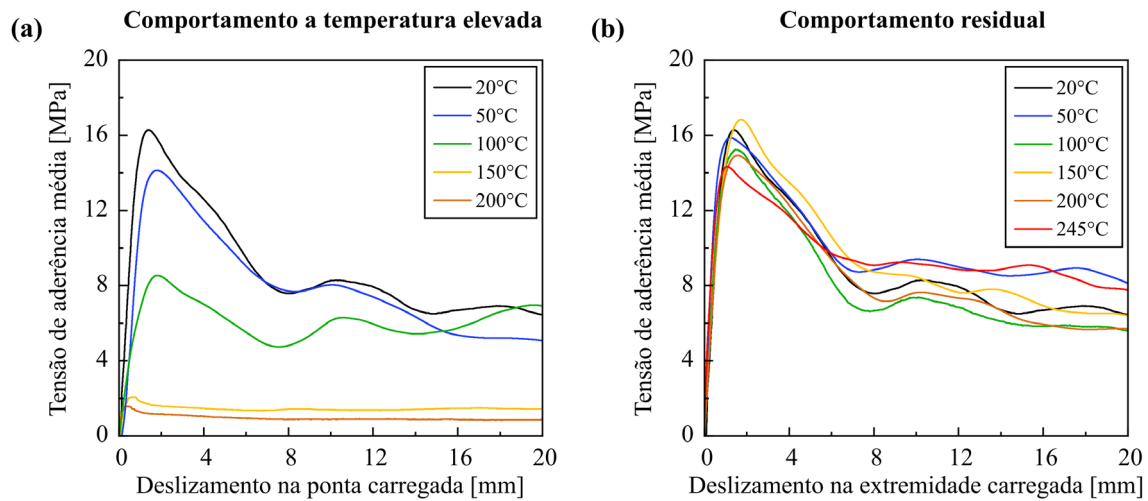


Figura 4 Curvas de tensão de aderência média vs. deslizamento na extremidade carregada, obtidas em ensaios (a) a temperatura elevada (série 1) e (b) residuais (série 2) (curva representativa obtida para cada temperatura)

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.

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 (Figura 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 (Figura 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 (Figura 6b₂). Importa referir que em nenhum destes casos se observaram roturas por fissuração (*i.e. splitting*) do betão.

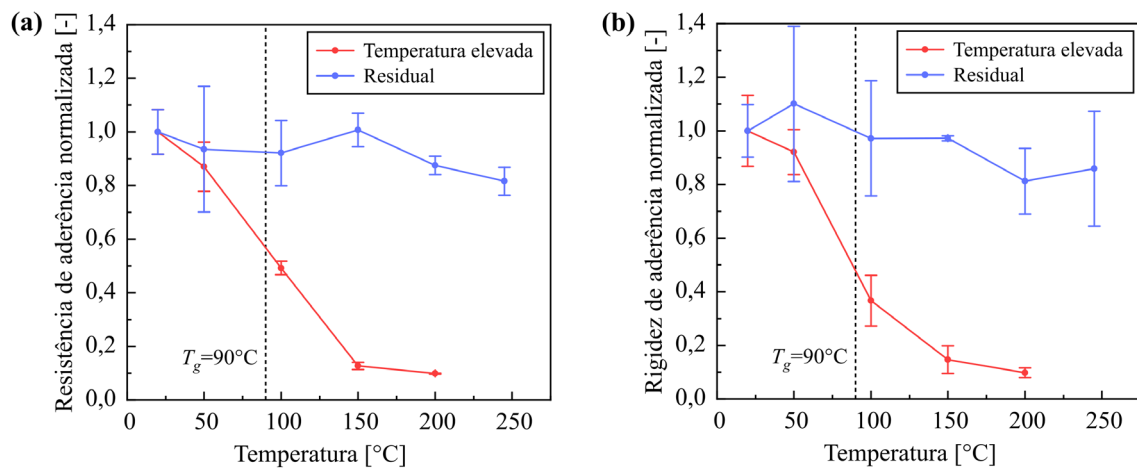


Figura 5 Comparação da (a) resistência e (b) rigidez de aderência obtidas a temperatura elevada e após exposição ao calor em função da temperatura (valores normalizados em relação a 20 °C)

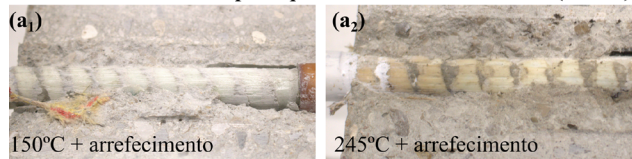
Quadro 1 Resultados dos ensaios de arrancamento realizados a temperatura elevada (série 1)

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)

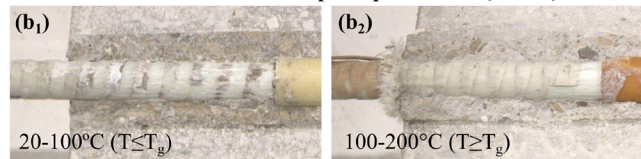
T [°C]	Força máxima de arrancamento [kN]	Resistência de aderência [MPa]	Resistência de aderência normalizada [-]	Rigidez de aderência [kN/mm]	Rigidez de aderência normalizada [-]
20 ± 2	38,9 ± 3,2	17,2 ± 1,4	1,00 ± 0,1	18,7 ± 1,8	1,00 ± 0,1
50 ± 2	36,4 ± 9,1	16,1 ± 4,0	0,94 ± 0,2	20,6 ± 5,4	1,10 ± 0,3
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

Interface varão-betão após aquecimento e arrefecimento (série 2)



Arrancamento das nervuras de betão

Interface varão-betão após aquecimento (série 1)



Arrancamento nervuras de betão

Deslizamento do núcleo do varão

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

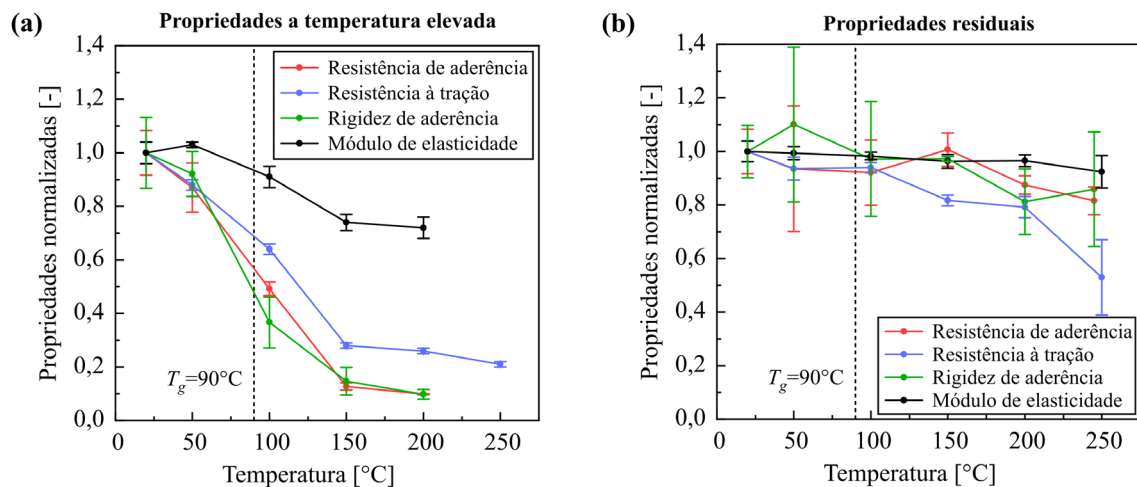


Figura 7 Comparação das propriedades (resistência e rigidez) mecânicas e de aderência dos varões em função da temperatura – propriedades normalizadas (a) a temperatura elevada e (b) residuais

Conforme se mostra na Figura 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 (Figura 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 (Figura 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].

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

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

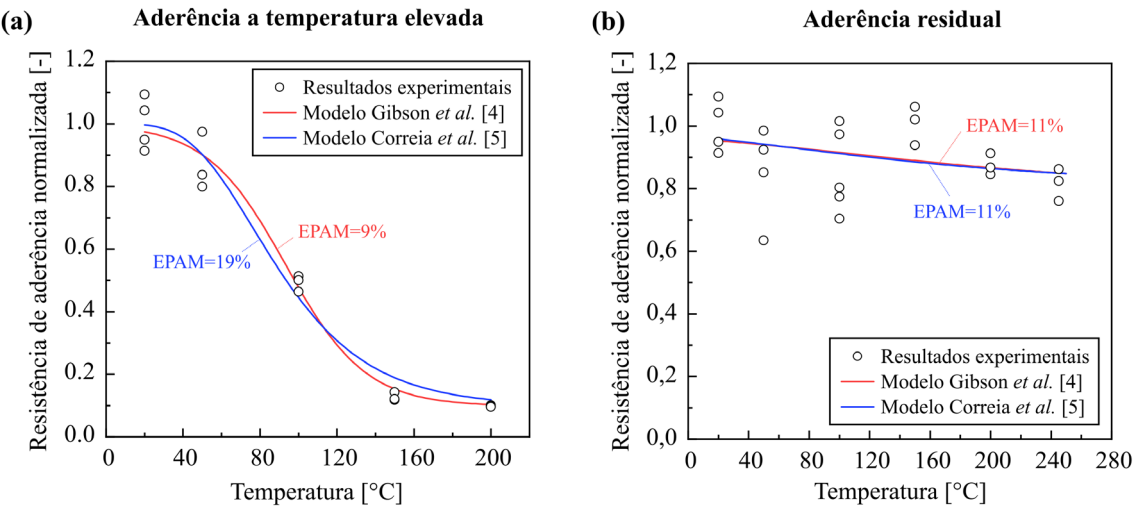


Figura 8 Comparação entre dados experimentais da resistência de aderência e curvas analíticas obtidas pelos modelos de Gibson *et al.* [4] e Correia *et al.* [5]: (a) a temperatura elevada e (b) residual

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 Figura 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%) (Figura 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%) (Figura 8b).

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 (Equação (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 (τ) vs. 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 (Figura 2b). A lei constitutiva de aderência considerada é descrita pela Equação (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 (Figura 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 Figuras 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 Figuras 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

Condições de exposição	T [°C]	s_m [mm]	τ_m [MPa]	α [-]	α' [-]
Temperatura ambiente	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

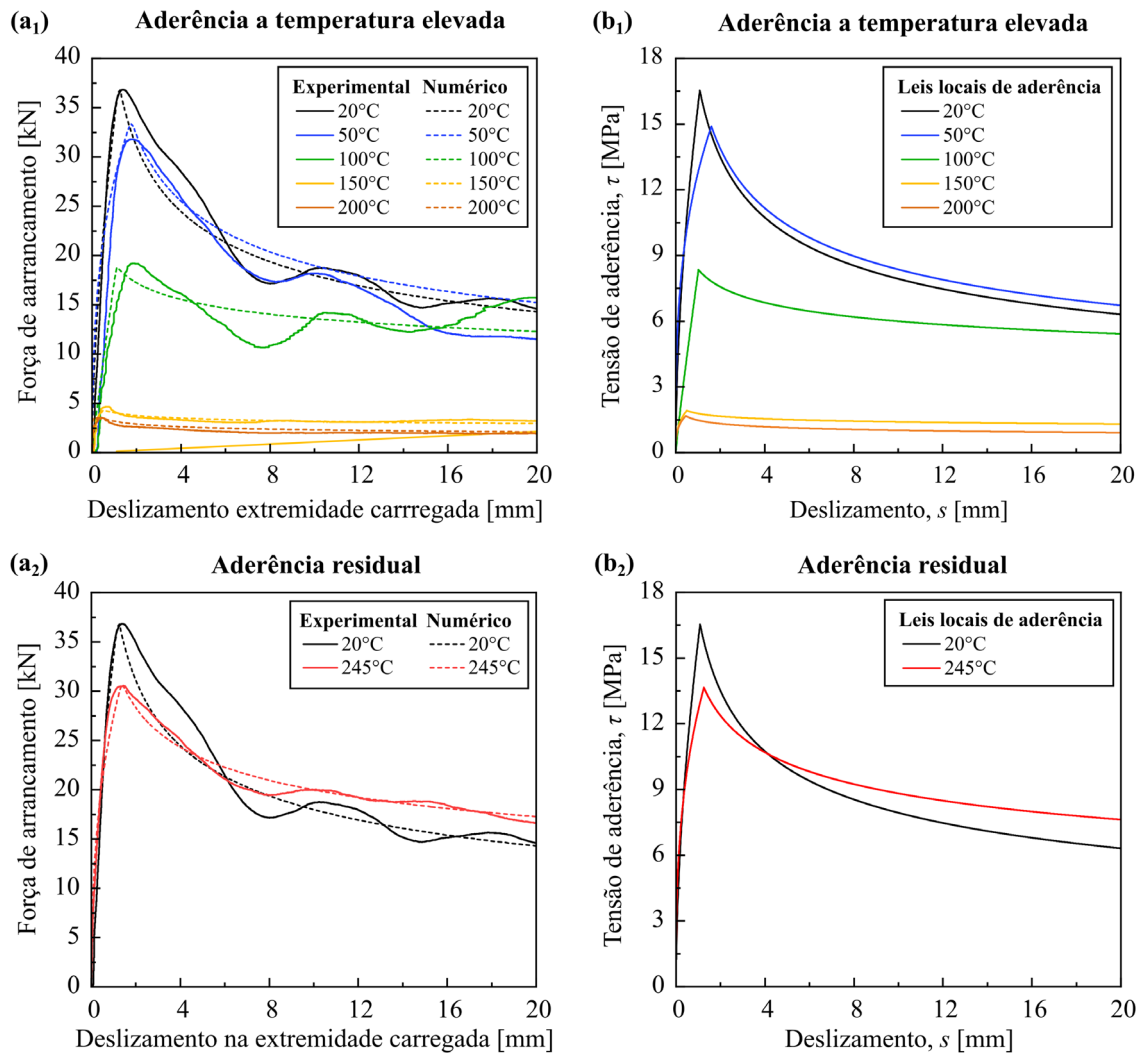


Figura 9 (a) Comparação das curvas experimentais e numéricas de força de arrancamento vs. deslizamento na extremidade carregada do varão, e (b) leis locais de aderência calibradas, referentes ao comportamento de aderência (a₁, b₁) a temperatura elevada e (a₂, b₂) residual

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.jobe.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.º 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>

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

Durability of concrete with reduced cement content and incorporation of industrial waste as an alternative pozzolanic binder

Eliaana Soldado

Hugo Costa

Ricardo do Carmo

Eduardo Júlio

Resumo

A crescente necessidade de reduzir o impacto ambiental do betão tem incentivado a substituição parcial do cimento Portland por materiais cimentícios alternativos, devido à escassez de adições tradicionais em alguns países desenvolvidos. Contudo, a durabilidade desses betões com elevadas taxas de substituição de cimento é pouco explorada na bibliografia. Este trabalho apresenta a caracterização das principais propriedades que influenciam a durabilidade (absorção de água por capilaridade, resistência à carbonatação, resistência à migração de cloretos, resistividade elétrica superficial) de betões com resistência-alvo à compressão de 40 MPa, com substituição de cimento Portland, até 50%, por cinzas de casca de arroz, pó de vidro moído e lã de rocha moída e uma dosagem complementar de fíler calcário, totalizando 350 kg pó/m³ de betão. Os resultados, comparados com um betão de referência com cinzas volantes, provam que há resíduos que promovem o aumento da durabilidade dos betões, principalmente em elevadas taxas de substituição.

Abstract

The need to reduce the environmental impact of the concrete industry has driven the development of eco-efficient mixtures by replacing Portland cement with alternative cementitious materials prompted by the limited availability of traditional supplementary materials in many developed countries. However, the durability of these concretes with high cement replacement rates has not been sufficiently investigated. Therefore, this paper presents the characterisation of main durability properties (water absorption by capillarity, resistance to carbonation, resistance to chloride migration and surface electrical resistivity) of concretes with a target compressive strength of 40 MPa, in which up to 50% of the Portland cement was replaced by rice husk ash, glass powder and rock wool powder, and a complementary content of limestone filler was added, totalling 350 kg powder/m³ of concrete. The results, when compared to fly ash concrete, show that alternative materials can increase the durability of concrete, particularly at high replacement rates.

Palavras-chave: Betão ecoeficiente / Cinza de casca de arroz / Pó de vidro / Pó de lã de rocha / Durabilidade

Keywords: Eco-efficient concrete / Rice husk ash / Glass powder / Rock wool powder / Durability

Eliaana Soldado

Estudante de Doutoramento
CERIS, IST, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
 0000-0002-3646-1963
eliaana.soldado@tecnico.ulisboa.pt

Hugo Costa

Professor Coordenador
CERIS & ISEC, Instituto Politécnico de Coimbra
Coimbra, Portugal
 0000-0003-3445-0694
hcosta@isec.pt

Ricardo do Carmo

Professor Coordenador
CERIS & ISEC, Instituto Politécnico de Coimbra
Coimbra, Portugal
 0000-0002-3254-2221
carmo@isec.pt

Eduardo Júlio

Professor Catedrático
CERIS, IST, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
 0000-0003-1690-9887
eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

SOLDADO, E. [et al.] – Durabilidade de betões com reduzido teor de cimento e incorporação de resíduos industriais como alternativa de ligante pozolânico. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 28. ISSN 2183-8488. (julho 2025) 17-24.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n28-002>

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].

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 lâ 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 lâ 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 fíler), 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 elétrica 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 lã 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 lã 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 filer 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

Quadro 1 Formulação dos betões estudados

Betão	Pó [kg/m ³]	C [kg/m ³]	FC [kg/m ³]	MCS [kg/m ³]	AF [kg/m ³]	AG [kg/m ³]	SPL [kg/m ³]	A/C	Ar [%]	Comp.
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

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

	Ref-CV35	Ref-CV80	Ref-CV125	PV35	PV80	PV125	PLR35	PLR80	PLR125	CCA35	CCA80	CCA125
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

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.

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 compactidade 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.

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 CO_2 , 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 Figura 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 compactidade 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 compactidade 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.

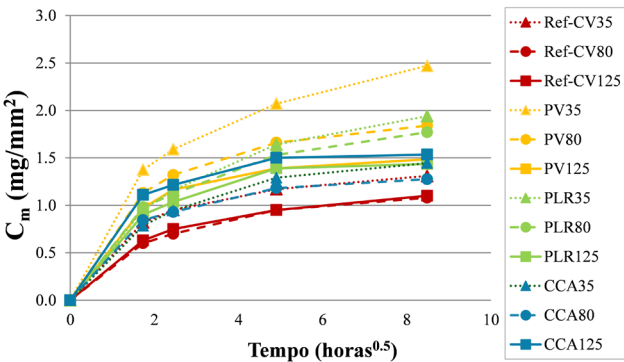


Figura 1 Absorção de água por capilaridade (C_m) em função da raiz quadrada do tempo

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

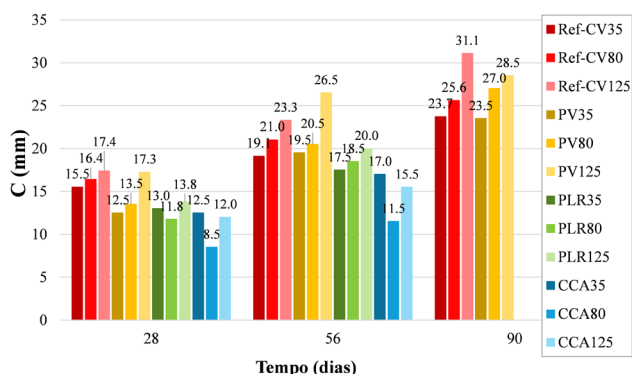


Figura 2 Profundidade de carbonatação dos betões (C) aos 28, 56 e 90 dias

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, consequentemente, 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 Figura 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].

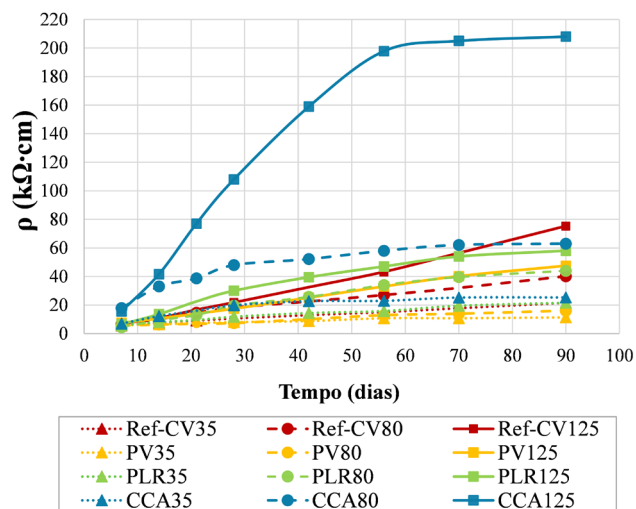


Figura 3 Resistividade superficial dos betões (ρ) em função da idade dos provetes

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 Figura 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.

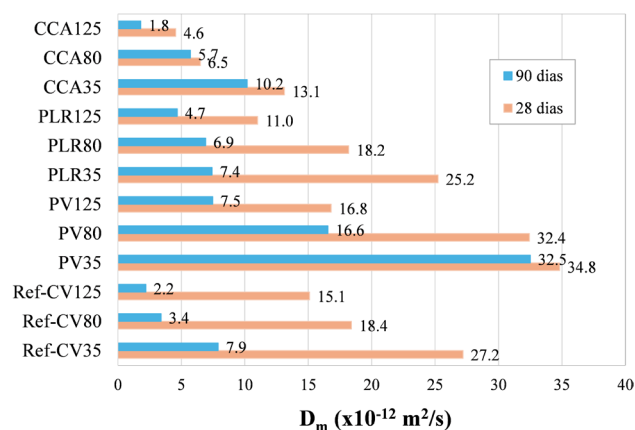


Figura 4 Coeficiente de migração de cloretos dos betões (D_m) aos 28 e 90 dias

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 lã 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 lã 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 lã 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, Ernesto Morgado, Novarroz, Valente Marques, Vidrexpert, 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-Documents-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.; 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). 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>

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

UHDC-LCLWAC precast composite walls. Concrete mix design
and concrete-to-concrete interface behavior

Ricardo Martins
Ricardo do Carmo
Hugo Costa
Eduardo Júlio

Resumo

No âmbito deste trabalho foi desenvolvido um novo sistema de parede estrutural pré-fabricada com ligações aparafusadas, 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 (c) redução da dosagem de cimento.

Nesta comunicação é apresentado (a) o estudo da formulação e caracterização dos betões utilizados 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; (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.

Abstract

This study presents the development of an innovative precast structural wall system with bolted connections, composed of an outer layer of ultra-high durability concrete (UHDC) and an inner layer of low-cement lightweight aggregate concrete (LCLWAC). Main benefits of this solution include: (a) reduction in self-weight, (b) improved durability, and (c) decreased cement dosage.

The paper details (a) the mix design and characterization of the two concretes, and (b) the evaluation of the interface behavior between the two layers, with different surface roughness and interface reinforcement.

The results show that the proposed system can: (i) decrease the self-weight in circa 20% and 25% in cement dosage, compared to a standard monolithic wall; (ii) increase the service life in circa 30%; (iii) increase the shear strength of the UHDC-LCLWAC interface when reinforcement is applied, circa 40%.

Palavras-chave: Paredes pré-fabricadas de betão / Propriedades mecânicas / Durabilidade / Betões leves com baixa dosagem de cimento / Interface betão-betão

Keywords: Precast concrete walls / Mechanical properties / Durability / Low-cement lightweight aggregates concretes / Concrete-to-concrete interface

Ricardo Martins

PhD Student
CERIS, IST, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
 0000-0002-7996-7323
ricardo.neves.martins@tecnico.ulisboa.pt

Ricardo do Carmo

Professor Coordenador
CERIS, ISEC, Instituto Politécnico de Coimbra
Coimbra, Portugal
 0000-0002-3254-2221
carmo@isec.pt

Hugo Costa

Professor Coordenador
CERIS, ISEC, Instituto Politécnico de Coimbra
Coimbra, Portugal
 0000-0003-3445-0694
hcosta@isec.pt

Eduardo Júlio

Professor Catedrático
CERIS, IST, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
 0000-0003-1690-9887
eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

MARTINS, R. [et al.] – Paredes compósitas pré-fabricadas em UHDC-LCLWAC. Formulação dos betões e estudo do comportamento da ligação entre ambos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 28. ISSN 2183-8488. (julho 2025) 25-34.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n28-003>

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 mais eficaz à construção tradicional, porque 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 da 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 (Figura 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 produzidos e caracterizados dois eco-betões, considerando os requisitos atrás

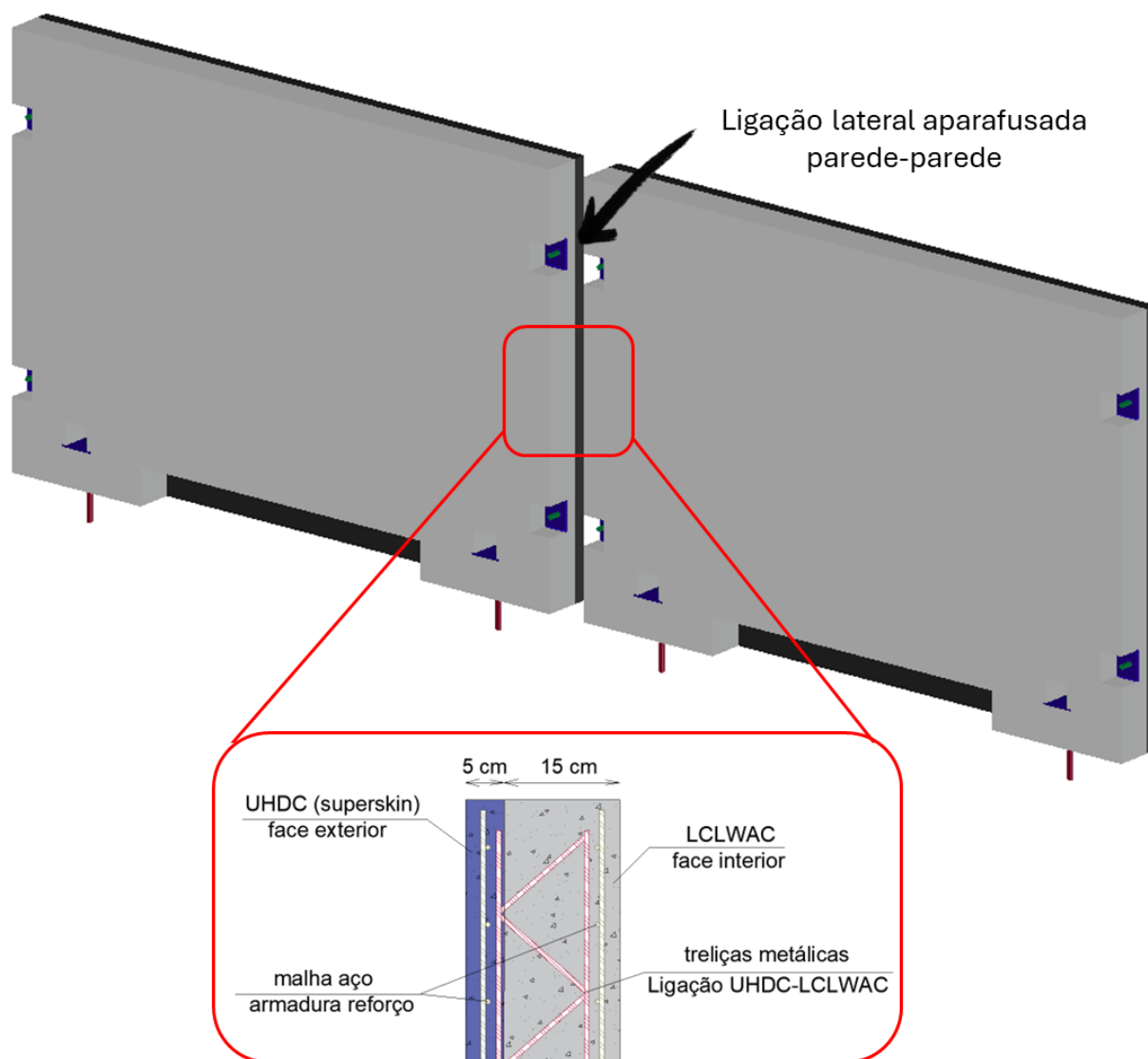


Figura 1 Parede composta UHDC-LCLWAC proposta

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 o comportamento no estado fresco e as principais propriedades mecânicas; (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 composta 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 treliças metálicas na interface [9].

2 Programa experimental

2.1 Desenvolvimento e caracterização dos betões UHDC e LCLWAC

Para atingir o desempenho exigido para as paredes compostas, foram previamente definidos alguns requisitos. Para a camada exterior, '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 aos requisitos estruturais, nomeadamente, a capacidade para suportar as 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)

Constituintes		Painel exterior	Painel interior
		UHDC	LCLWAC
Cimento	CEM I 52.5 R	300	250
Adições	Fíler calcário	140	150
	Sílica de fumo	25	15
Agregados naturais (finos e grossos)	Areia fina G 0/1	773,4	832
	Brita n.º 0.5	409,1	–
	Brita n.º 1	613,7	–
Agregados leves (argila expandida)		–	444
Água	Efetiva	143,5	137
	Absorção	–	36
Superplastificante		6,9	2,8
Densidade (kg/m ³)		2412	1867
A/C		0,48	0,55
Compacidade		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 em vigor: 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, respetivamente [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 como base betões estudados anteriormente, também para a indústria da pré-fabricação, no âmbito do projeto de investigação MC-Pool [14, 15]. Nesse projeto foram produzidos: (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.

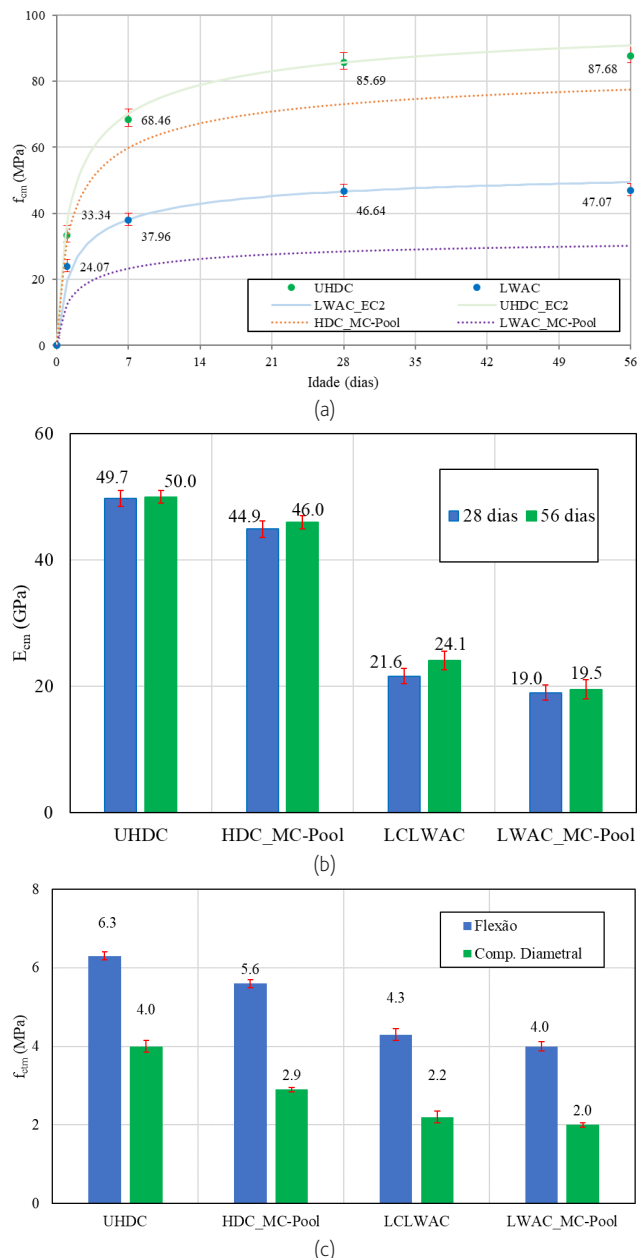


Figura 2 Propriedades mecânicas: (a) resistência à compressão, $f_{cm,cube}$; (b) módulo de elasticidade, E_{cm} ; e (c) resistência à tração, f_{ctm} .

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, respetivamente

(Figura 2a). Relativamente aos betões estudados no trabalho anterior, conseguiu-se um aumento significativo da resistência, cerca de 15% e 40% para o UHDC e LCLWAC, respetivamente, 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 fator 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 os resultados obtidos, com uma diferença na ordem dos 50%. Comparativamente aos betões estudados anteriormente [14], a utilização da sílica de fumo, no lugar da cinza volante, originou 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 CO_2 que o HDC_MC-Pool [14]. A Figura 3b mostra a relação entre o coeficiente de migração de cloretos, D_0 ($\times 10^{-12} m^2/s$) com a idade dos betões (28 e 56 dias). Os resultados mostram a boa resistência dos betões desenvolvidos à penetração dos cloretos, nomeadamente o UHDC, com um coeficiente de migração de cloretos de $1,4 \times 10^{-12} m^2/s$. Este resultado mostra que o UHDC funciona 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, 2,5x e 4x superior ao LCLWAC e UHDC, respetivamente. Estes resultados mostram que uma pequena quantidade de sílica de fumo pode proporcionar um aumento significativo do desempenho do betão em termos de durabilidade.

A Figura 4a mostra os resultados experimentais da resistividade elétrica ($k\Omega cm$) ao longo do tempo (dias). A resistividade elétrica serve para estimar a penetração dos 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 observada nos ensaios de migração dos cloretos. A Figura 4b mostra a relação entre a absorção por capilaridade, S_a (mg/mm^2) 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 como de 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.

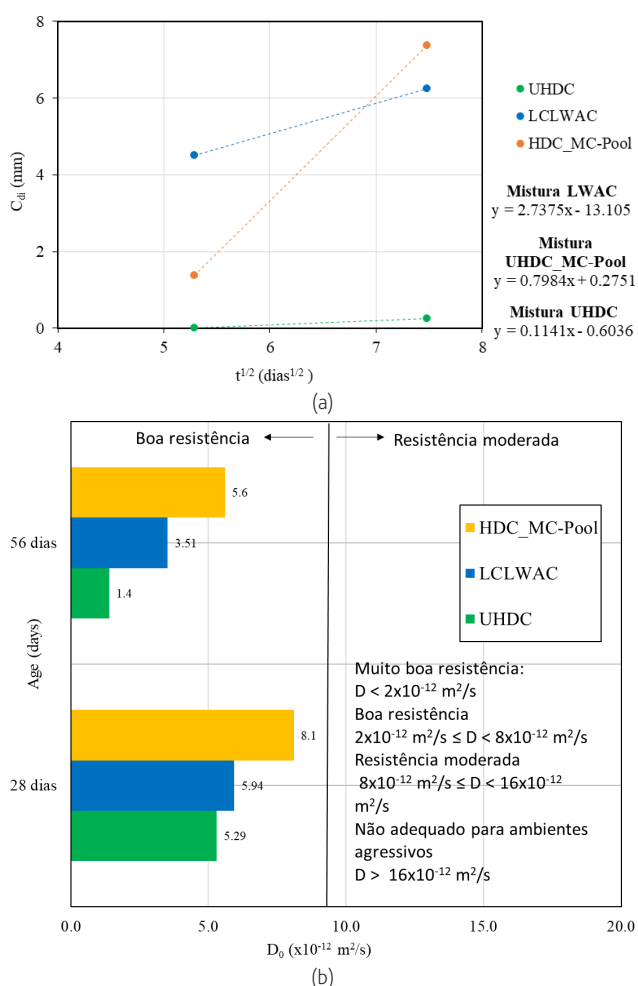


Figura 3 (a) Relação profundidade de carbonatação e raiz quadrada do tempo de exposição; e (b) Coeficiente de migração de cloretos, aos 28 e 56 dias, e classificação

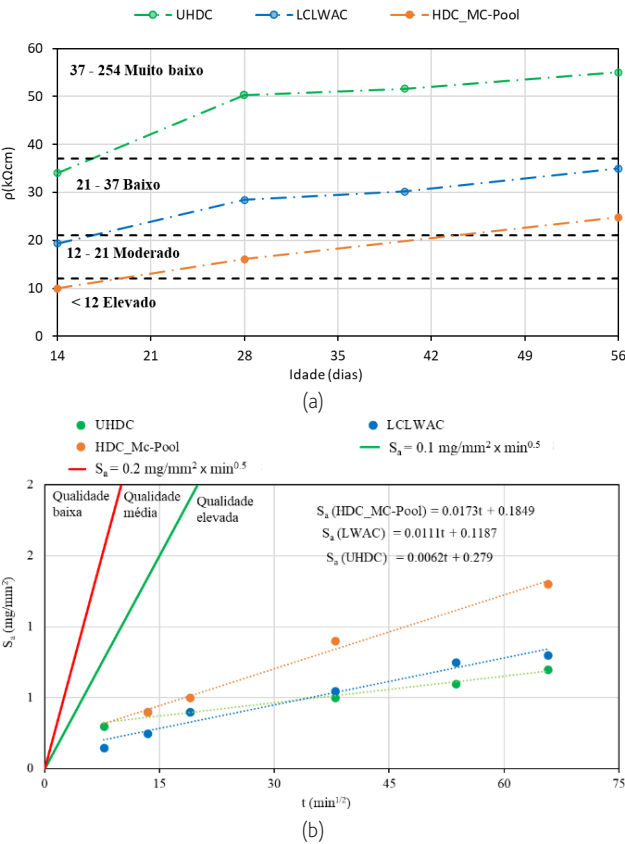


Figura 4 (a) Variação da resistividade elétrica (b) Absorção de água por capilaridade e limites de classificação

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 o 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 às 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. No Quadro 2 são apresentados 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, $c_{\text{min,dur}}$ (mm)				Previsão da vida útil (anos)			
	XC2	XC3	XC4 (reg. seca)	XC4 (reg. húmida)	XC2	XC3	XC4 (reg. seca)	XC4 (reg. húmida)
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	50

No Quadro 3 são apresentados 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 um 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, $c_{\text{min,dur}}$ (mm)				Previsão da vida útil (anos)			
	XS1	XS2 (1 m)	XS2 (1,4 a 25 m)	XS3	XS1	XS2 (1 m)	XS2 (1,4 a 25 m)	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	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 armaduras (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 do Eurocódigo 2 e do Model Code [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 ensaios de flexão em paredes compostas de UHDC- LCLWAC, com diferentes rugosidades, 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).

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 a treliça metálica de ligação apresentam um comportamento mais dúctil, confirmando a importância das armaduras 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

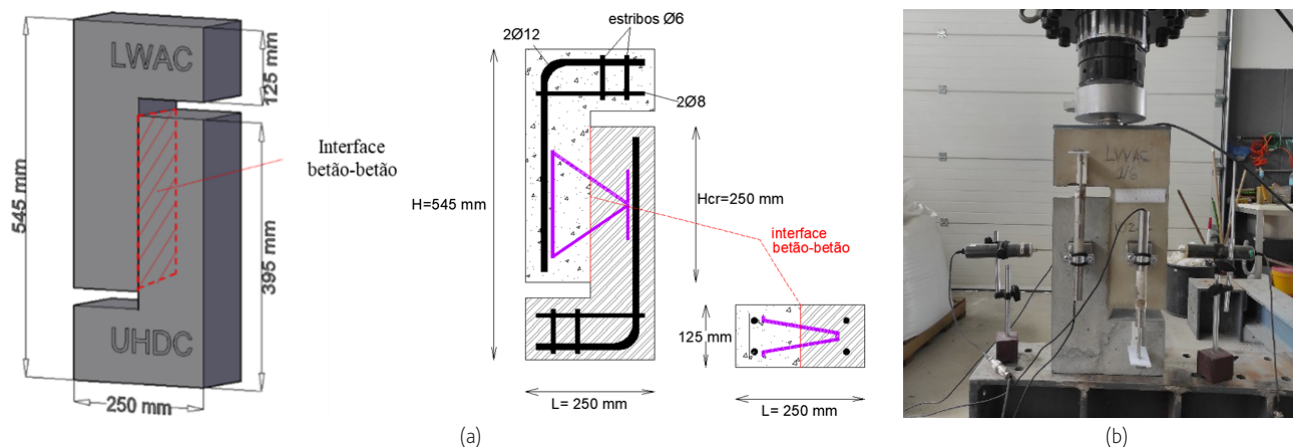


Figura 5 Push-off: (a) configuração dos provetes; (b) ensaio

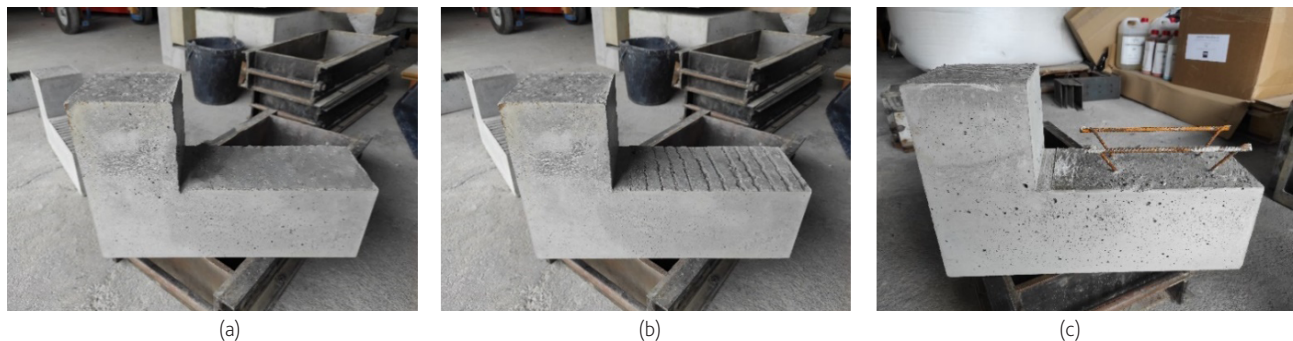


Figura 6 Tipos de rugosidade: (a) lisa; (b) indentada; (c) lisa com treliça metálica

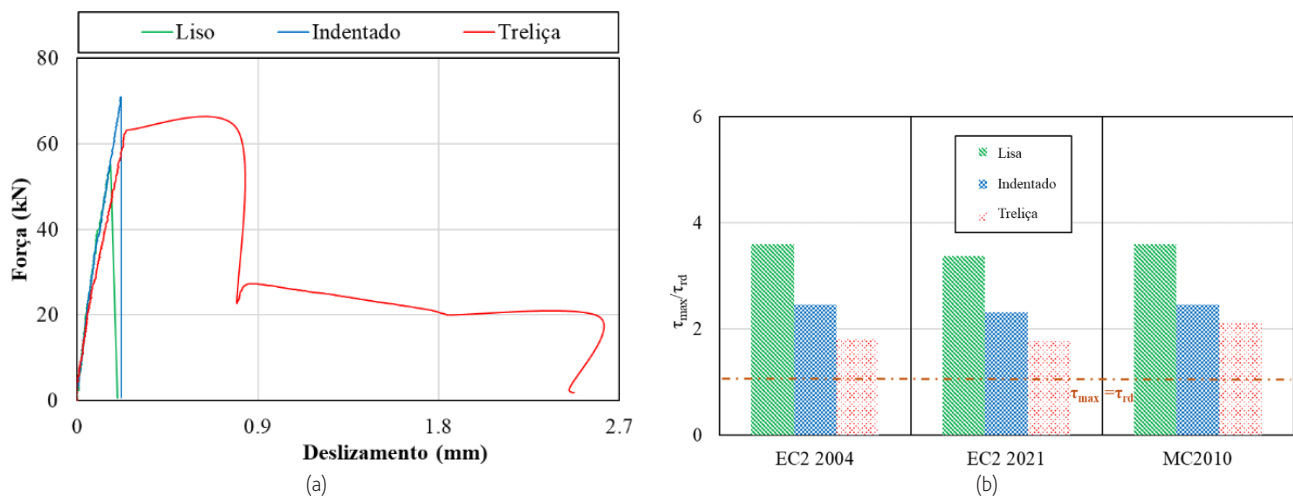


Figura 7 Resultados dos push-off: (a) Força-deslizamento da interface; (b) comparação entre as tensões de corte experimentais e as previsões dos códigos

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. 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.

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 armadura na interface, foram utilizadas 2 treliças metálicas ($A_{sw} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{m}$). 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 apoios e foram utilizados cinco LVDTs para medir os deslocamentos verticais da parede em diferentes secções (Figura 8).

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 treliça apresentou uma capacidade de carga bastante

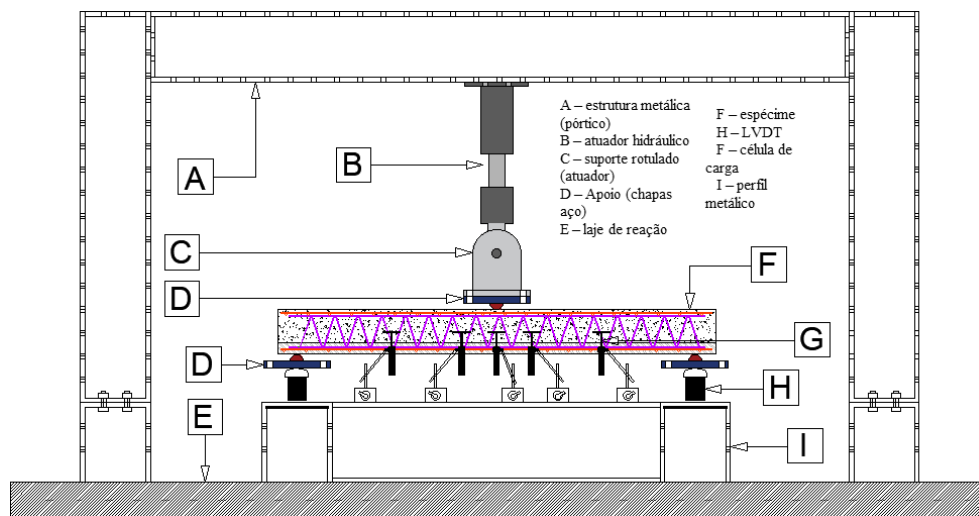


Figura 8 Ensaio à flexão das paredes compósitas UHDC- LCLWAC

superior às outras duas paredes, mais do que 50%. O aumento é explicado pelas armaduras longitudinais das treliças, localizadas na zona tracionada, que aumentam a capacidade de tração das paredes, e consequentemente a resistência à flexão. Foram calculadas as tensões de corte máximas aplicadas na interface, $\tau_{\text{max, atuante}}$, obtidas experimentalmente. Os valores da tensão de corte aplicada, em regime não-fendilhado e fendilhado são, respetivamente: (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.

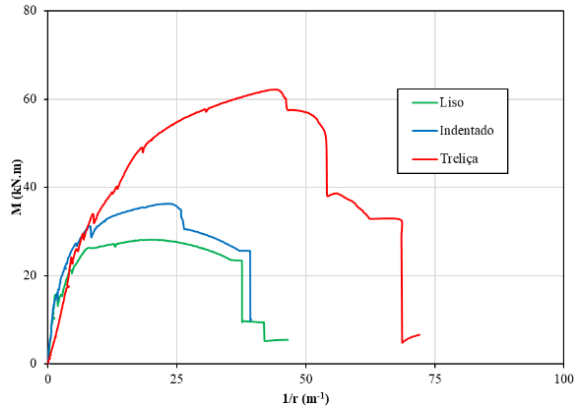


Figura 9 Relação momento-curvatura

Quadro 4 Resistência e rigidez das paredes compósitas

Interface	F_{max} (kN)	M_{max} (kN.m/m)	$1/r_{\text{max}}$ ($\times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$)	V_{max} (kN)	K ($\times 10^{-3} \text{ kN/m}$)
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).

Conclusões

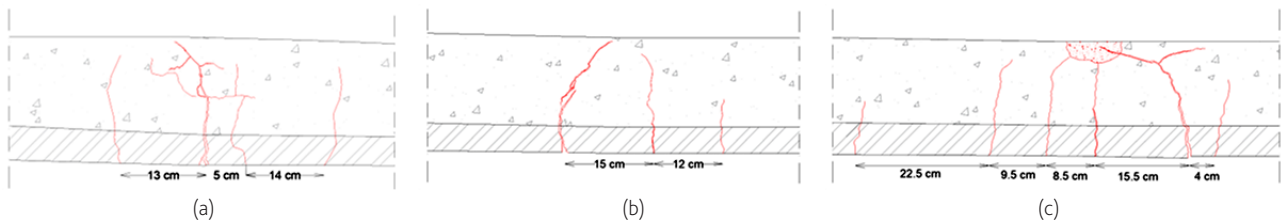


Figura 10 Padrão de fendilhação no fim do ensaio: (a) Lisa; (b) indentada; (c) com treliça na interface

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 a necessidade de vibração, e com 86 MPa de resistência à compressão aos 28 dias. Para o painel interior, foi produzido 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 recomendados pelo EC2, 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 $\tau_{\text{max}}/\tau_{\text{rd}}$ 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.

Para completar o sistema estrutural proposto, foram realizados estudos sobre as ligações secas aparafusadas para avaliar o seu desempenho e a sua interação com as paredes de betão. Foram executados ensaios experimentais de tração e corte, para cargas monotónicas e cíclicas. Além disso, está a ser desenvolvido um estudo paramétrico com modelos numéricos para complementar e validar o estudo das ligações propostas.

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).

Avaliação da resistência à flexão de vigas contínuas esbeltas reforçadas com fibras de aço e armadura convencional de acordo com o Código Modelo *fib* 2020

Assessment of the flexural strength of continuous shallow beams reinforced with steel fibers and conventional reinforcement according to *fib* Model Code 2020

Marcílio M. A. Filho

Joaquim A. Oliveira de Barros

Hamidreza Salehian

António Ventura-Gouveia

Fábio P. Figueiredo

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 foi constituído por oito vigas esbeltas de $400 \times 125 \text{ mm}^2$ 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

Abstract

To evaluate the efficiency of the reinforcement provided by steel fibres on the flexural strength of slabs supported on piles or columns, an experimental programme was carried out using prototypes representative of a two-span zone along the alignment of the piles/columns. This programme consisted of eight shallow beams with a cross-sectional dimension of $400 \times 125 \text{ mm}^2$ and two continuous spans of 3000 mm in length, subjected to three-point bending test on each of the two spans. The programme included beams with and without negative conventional steel reinforcement over the central support, and with and without steel fibres. The combination of conventional reinforcement and steel fibres was designated as hybrid flexural reinforcement (HFR). The study aimed to evaluate the potential of steel fibres to replace conventional reinforcement over the intermediate support and to investigate their impact on the load-bearing capacity and deformability of such structural elements. The tests showed that steel fibres have increased stiffness during the crack propagation phase, as well as have enhanced the load capacity and ductility of the beams. The load-bearing capacity of the tested beams was estimated in accordance with the recommendations of the *fib* Model Code 2020 (MC2020). For this purpose, the mechanical properties of the materials and the constitutive laws suggested by MC2020 were considered, allowing the derivation of force vs curvature relationships at the critical sections of the beams, as well as the load vs deflection curves. The curves obtained through this methodology were compared with the experimental results, leading to the conclusion that the MC2020 approach provides acceptable predictive accuracy for the design of this type of structural system.

Keywords: Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC) / shallow beams failing in flexure / Flexural reinforcement with fibres and conventional rebars / *fib* Model Code 2020

Marcílio M. A. Filho

PhD Student
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
 0000-0002-9221-967X
mariano@civil.uminho.pt

Joaquim A. Oliveira de Barros

Professor Catedrático
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
 0000-0003-1528-757X
barros@civil.uminho.pt

Hamidreza Salehian

Investigador
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
 0000-0002-7924-1442
h.r.salehian@gmail.com

António Ventura-Gouveia

Professor Coordenador
ISISE, Instituto Politécnico de Viseu
Viseu, Portugal
 0000-0002-1057-8733
ventura@estgv.ipv.pt

Fábio P. Figueiredo

PhD in Civil Engineering
AtkinsRéalis, Bridges & Civils
Epsom, Reino Unido
 0000-0001-5560-4969
fabiopfigueiredo@gmail.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

FILHO, M. [et al.] – Avaliação da resistência à flexão de vigas contínuas esbeltas reforçadas com fibras de aço e armadura convencional de acordo com o Código Modelo *fib* 2020. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 28. ISSN 2183-8488. (julho 2025) 35-46.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n28-004>

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].

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 é ainda escasso. As complexidades associadas à dificuldade em calcular com rigor o contributo do reforço das fibras colocam desafios aos projetistas no dimensionamento deste tipo de estruturas [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 [15]. No conceito baseado em SFRC, a laje terá apenas uma faixa de armadura convencional na face inferior no alinhamento dos pilares/estaca [15,16]. As fibras terão de garantir um momento resistente negativo suficiente que garanta uma redistribuição dúctil de esforços entre zonas com maior e menor dano. Terão ainda de constituir um reforço ao corte/punçoamento que assegure a rotura dúctil por flexão deste sistema construtivo [17].

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 [18] 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 Figura 1 e o Quadro 1 apresentam os detalhes das oito vigas ensaiadas. O programa experimental foi composto por quatro séries com as seguintes características (Figura 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 ($4\varnothing 10$, $\rho_{sl} = 0,79\%$) e duas percentagens na região de momento

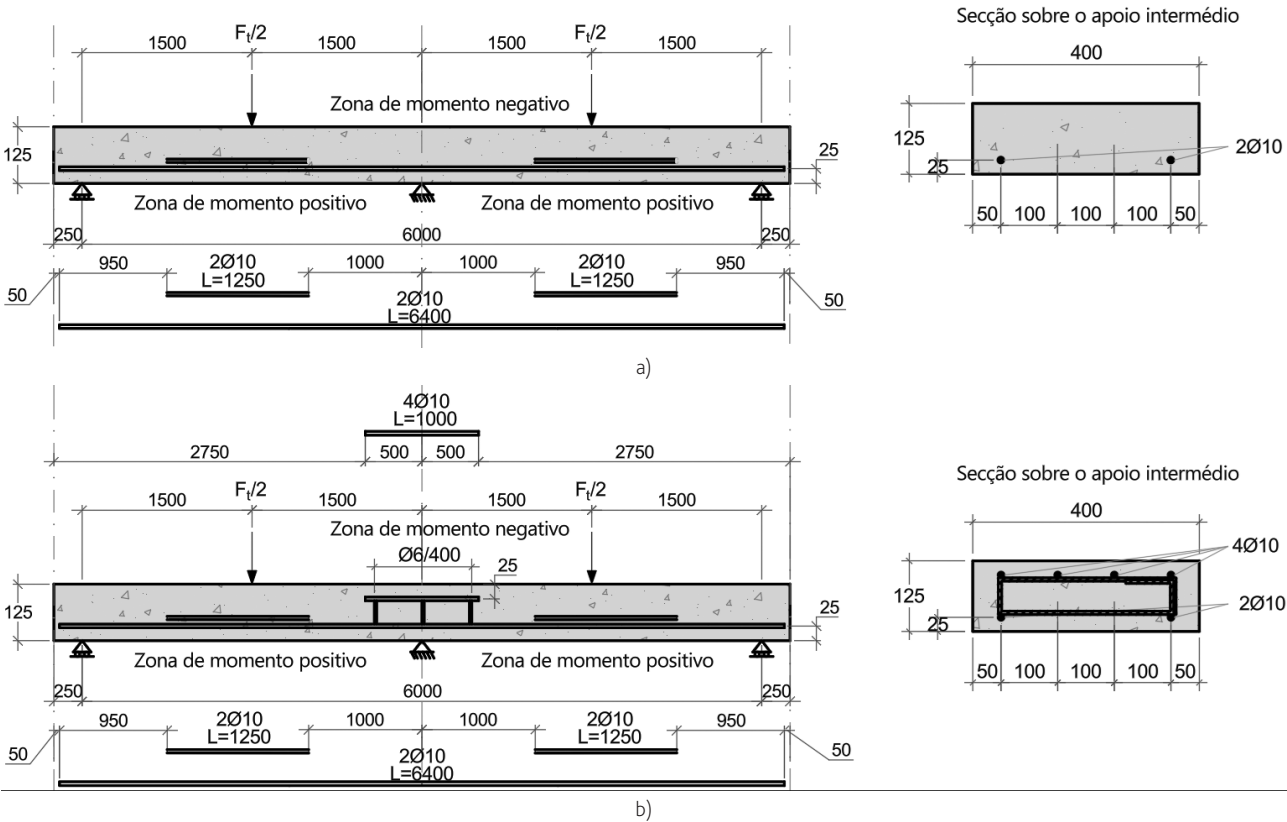


Figura 1 Geometria, condições de apoio e de carregamento, e detalhes das armaduras convencionais de flexão das vigas das séries com armadura na zona: a) inferior (B); b) inferior e superior (BT) (unidades em mm)

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

Designação da viga	Configuração de armaduras	Designação do betão	$F_{t,exp}$ [kN]	$F_{t,MC2020}$ [kN]	Modo de rotura
10BT-SFRC2-1	Armadura convencional de flexão nas zonas inferior e superior	SFRC2	80,67	81,52	Flexão com dano local frágil na zona de apoio central
10BT-SFRC2-2			85,64		Flexão
10B-SFRC1-1	Armadura convencional de flexão na zona inferior	SFRC1	61,80	61,22	Flexão
10B-SFRC1-2			64,08		Flexão
10BT-PC-1	Armadura convencional de flexão nas zonas inferior e superior	PC	47,75	63,25	Flexão com dano local frágil na zona de apoio central
10BT-PC-2			45,05		Flexão com dano local frágil na zona de apoio central
10B-PC-1	Armadura convencional de flexão na zona inferior	PC	35,62	42,84	Rotura prematura local
10B-PC-2			39,82		Rotura prematura local

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

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

Designação do betão	Compressão				Flexão				
	E_{cm} [GPa]	f_{cm} [MPa]	Número de provetes	$f_{ctm,L}$ [MPa]	$f_{Rm,1}$ [MPa]	$f_{Rm,2}$ [MPa]	$f_{Rm,3}$ [MPa]	$f_{Rm,4}$ [MPa]	Número de provetes
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	–	–	–	–	–	–

negativo (sem reforço, $\rho_{sl} = 0\%$; e com $4\varnothing 10$, $\rho_{sl} = 0,79\%$) em que $\rho_{sl} = A_{st}/b_w d_{st}$, 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 elasticidade (E_{cm}) e da resistência à compressão (f_{cm}) [19,20] 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 [18] e o Quadro 4 apresenta os valores característicos com as respetivas classes de tenacidade. 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 Figura 2. Apesar da composição solicitada ter sido a mesma que 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 $\varnothing 10$ (aço S500) foram ensaiados à tração [21], 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.

A configuração do ensaio é mostrada na Figura 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 Figura 4.

Quadro 4 Valores característicos de resistência residual de tração à flexão e classe de tenacidade

Designação do betão	$f_{ctk,L}$ [MPa]	f_{R1k} [MPa]	f_{R3k} [MPa]	Classe de tenacidade
SFRC1	3,75	3,45	4,47	3d
SFRC2	4,32	5,34	6,6	5d
PC	–	–	–	–

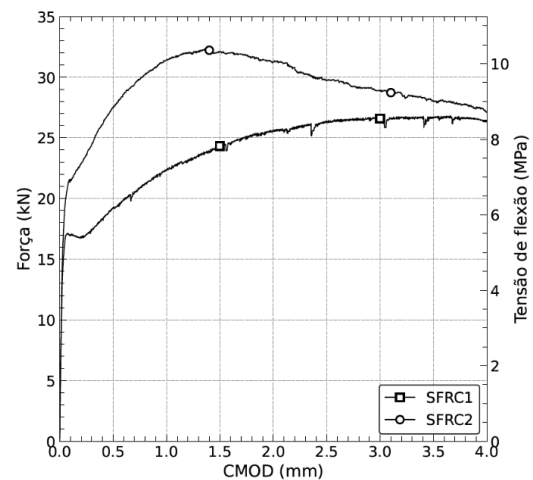


Figura 2 Curvas médias de força e tensão de flexão versus CMOD em vigas entalhadas dos dois lotes de SFRC

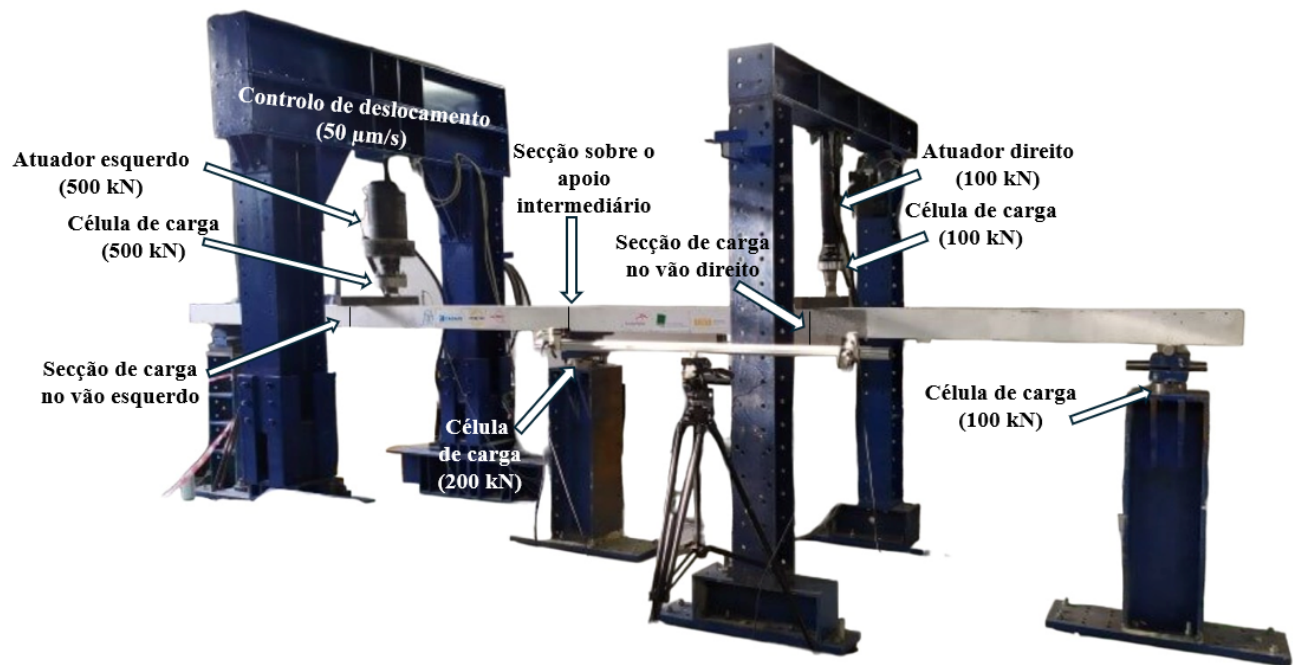


Figura 3 Configuração do ensaio experimental

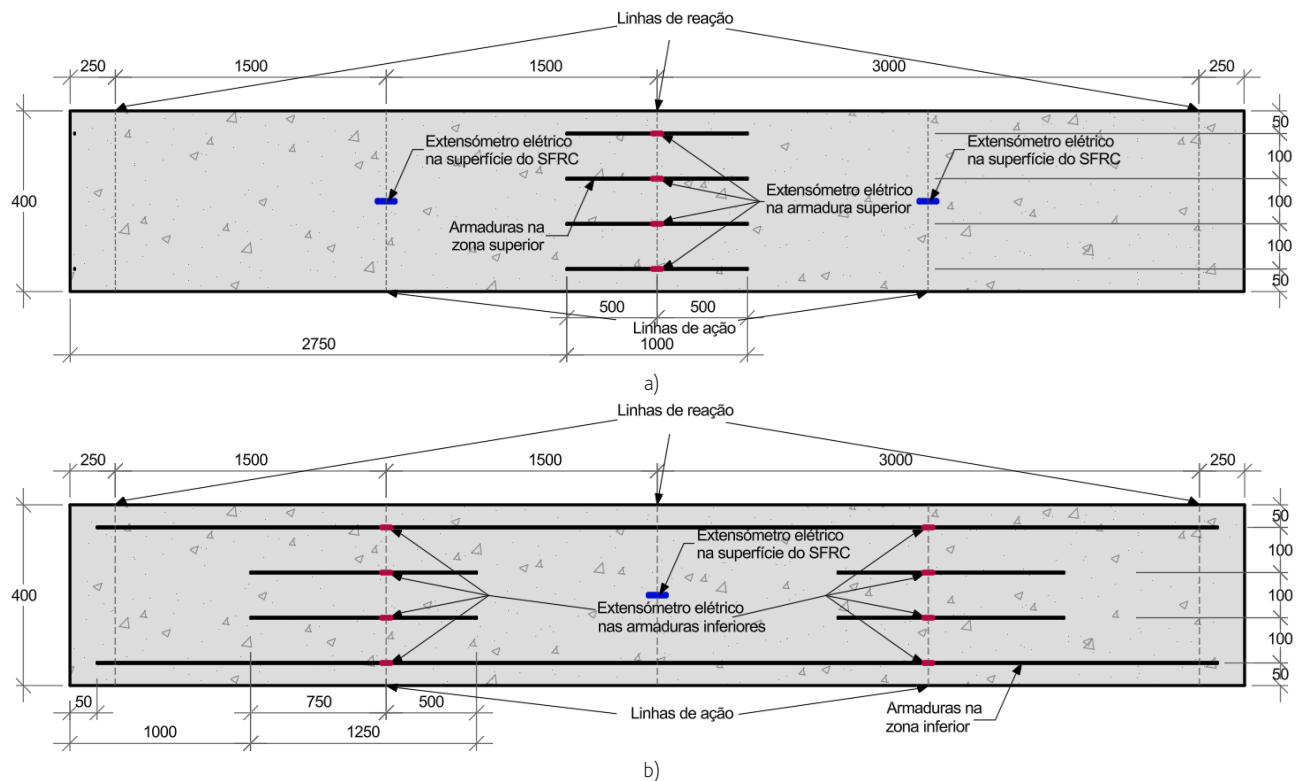


Figura 4 Disposição dos extensómetros elétricos para medir: a) as extensões de compressão na superfície superior da viga nas secções solicitadas e as extensões de tração na armadura longitudinal superior no apoio intermédio; b) as extensões de compressão na superfície inferior da viga no apoio intermédio e as extensões de tração na armadura longitudinal inferior nas secções solicitadas (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 e 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 (Figura 5a) e pós-fendilhada (Figura 5b), assumindo compatibilidade de extensões entre os materiais envolvidos (perfeita aderência) e os diagramas de momentos flectores durante o carregamento (Figura 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 (Figura 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 . Segundo o MC2020, no caso do fator de orientação não ser determinado experimentalmente na estrutura a dimensionar, deve-se utilizar o valor 0,5 para k_0 . Desse modo, os valores médios de resistência à tração efetiva do SFRC para ELS e ELU ($f_{Ftsm,ef}$ e $f_{Ftum,ef}$, respetivamente) são determinadas a partir das seguintes equações:

$$f_{Ftsm} = 0,37 f_{R1m} \quad (1)$$

$$f_{Ftsm,ef} = f_{Ftsm} k_0 \quad (2)$$

$$f_{Ftum,ef} = \left(f_{Ftsm} - \frac{w_u}{2,5 \text{ mm}} (f_{Ftsm} - 0,57 f_{R3m} + 0,26 f_{R1m}) \right) k_0 \quad (3)$$

em que $w_u = 2,5 \text{ mm}$ é a abertura de fenda para ELU.

Os parâmetros k_1 e k_2 indicados na Figura 5 definem o bloco retangular da força de compressão:

$$\begin{aligned} k_1(\epsilon_c) &= 8036293,16460\epsilon_c^3 - 112798,47787\epsilon_c^2 + 527,78400\epsilon_c - 0,00482 \\ k_1(\epsilon_c) &= -1450885,00540\epsilon_c^3 + 9929,67569\epsilon_c^2 + 6,49538\epsilon_c + 0,33462 \end{aligned} \quad (4)$$

em que ϵ_c é a extensão na fibra mais comprimida da secção. A determinação da carga de rotura é efetuada em duas fases, tal como mostrado na Figura 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 secções de carga se alcance o correspondente momento resistente (momento resistente positivo, $M_F^+ = M_r^+$), com a consequente formação de um mecanismo.

3.2 Relação momento-curvatura

Para o cálculo da relação momento-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 respetivos valores de momento fletor foram calculados através do diagrama apresentado na Figura 6, bem como as extensões no aço ($\epsilon_{st,i}$) e no

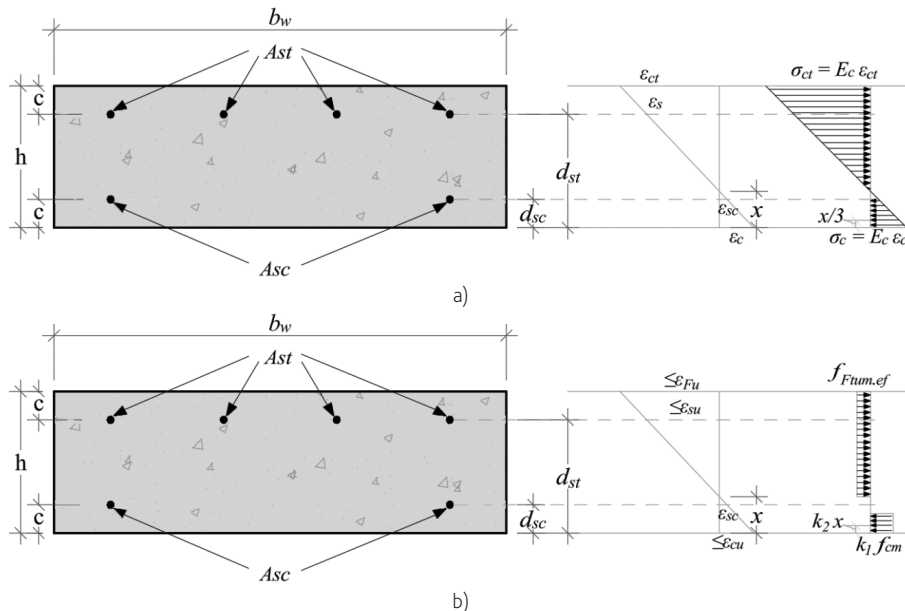


Figura 5 Diagramas de distribuição de extensões e tensões na seção de momento negativo em: a) betão não fissurado; b) SFRC fissurado

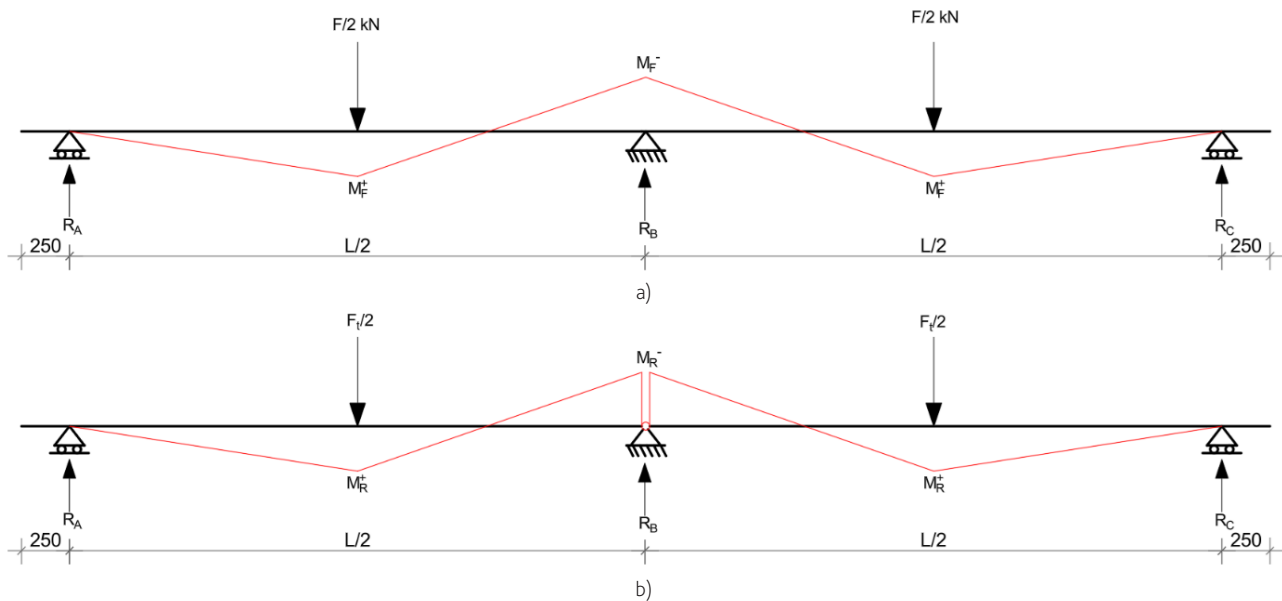


Figura 6 Diagrama de momento fletor: a) Fase 1; b) Fase 2 (dimensões em mm)

betão ($\varepsilon_{c,i}$) utilizando o modelo que permite determinar a resistência à flexão de dada secção (Figura 5), obtendo-se a curvatura χ_i :

$$\chi_i = (|\varepsilon_{st,i}| + |\varepsilon_{c,i}|) / d_{st} \quad (5)$$

em que d_{st} é o braço interno da armadura de tração (Figura 5). Assim, para cada nível de força aplicada, e considerando os dois cenários de carregamento representados na Figura 6, determinou-se a relação $M-\chi$ (Figura 7). 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. Assim, o momento de início de fissuração na secção de momentos positivos e negativo foi calculado utilizando, respetivamente, os valores médio (f_{ctm}) e característico ($f_{ctk,min}$) de resistência à tração do betão determinados de acordo com o MC2020. Da Figura 7 constata-se que esta abordagem permite estimar a relação momento-curvatura das secções monitorizadas com rigor satisfatório.

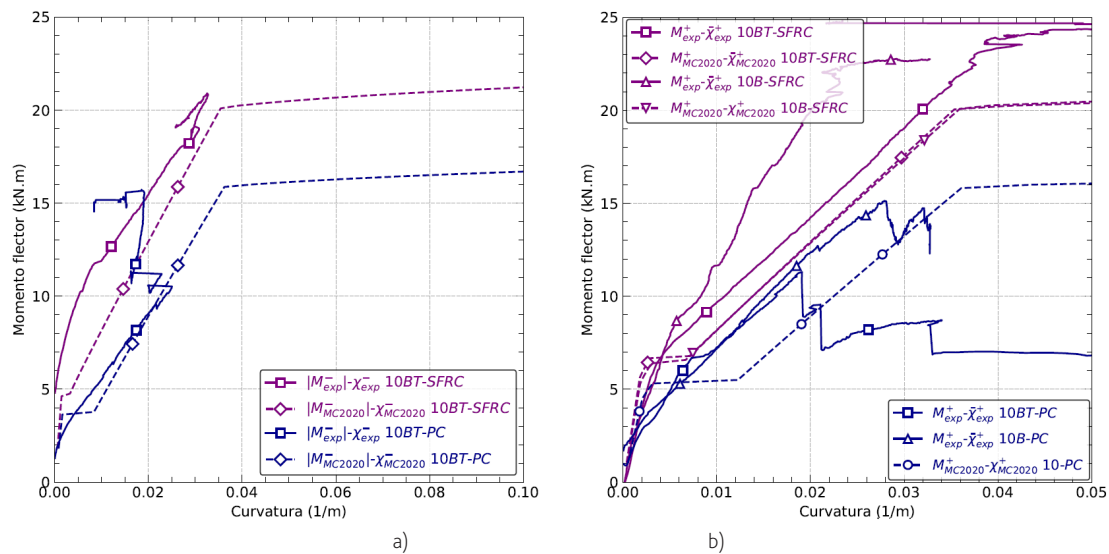


Figura 7 Curvas médias: a) $M^- - \chi^-$; b) $M^+ - \chi^+$

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:

$$EI_i^+ = M_i^+ / \chi_i^+ \quad (6)$$

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

$$u_i = R_{Ai} L/4 - M_i^+ / (EI_i^+) (L/8)(L/12) \quad (7)$$

em que

$$R_{Ai} = (M_{1i}^+ + M_{2i}^+ - M_{3i}^-) / (L/2) \quad (8)$$

com

$$M_{1i}^+ = M_i^+ / (EI_i^+) (L/8)(L/4 + L/12) \quad (9)$$

$$M_{2i}^+ = M_i^+ / (EI_i^+) ((L/4 - x)/2)(x + (2/3)(L/4 - x)) \quad (10)$$

$$M_{3i}^- = M_i^- / (EI_i^-) (x/2)(x/3) \quad (11)$$

4 Resultados e discussão

A Figura 9 apresenta as curvas médias (das duas vigas que formam cada série) força-flecha na secção carregada ($u - F_i$) 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 62,9 kN, enquanto a da série 10BT-PC (sem fibras, 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 previstas analiticamente ($F_{t,MC2020}$) das vigas ensaiadas encontram-se comparadas no Quadro 1.

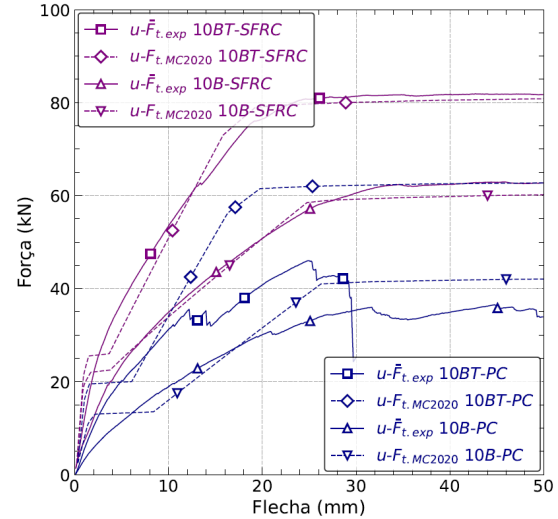


Figura 9 Curvas médias $u - F_t$

Em termos de capacidade preditiva do modelo, os resultados são muito bons nas vigas em SFRC, com erro de 2,0% e 2,7% no valor de $\bar{F}_{t,max}$ nas séries 10BT-SFRC e 10B-SFRC, respetivamente. O erro é superior nas séries PC, principalmente nas vigas 10BT-PC, com previsão numérica de capacidade de carga bem superior à registada experimentalmente. No entanto, estas vigas romperam precocemente devido a deficiente comprimento de ancoragem da armadura de momentos negativos na região sobre o apoio central (Figura 10b, Figura 11e e 11f). A Figura 11 apresenta o padrão de fendilhação na rotura dos protótipos ensaiados.

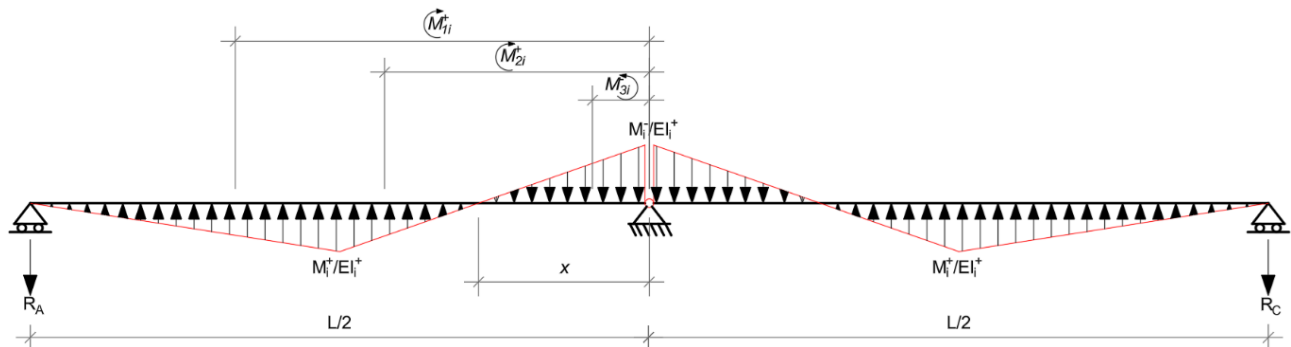


Figura 8 Aplicação do método da viga conjugada

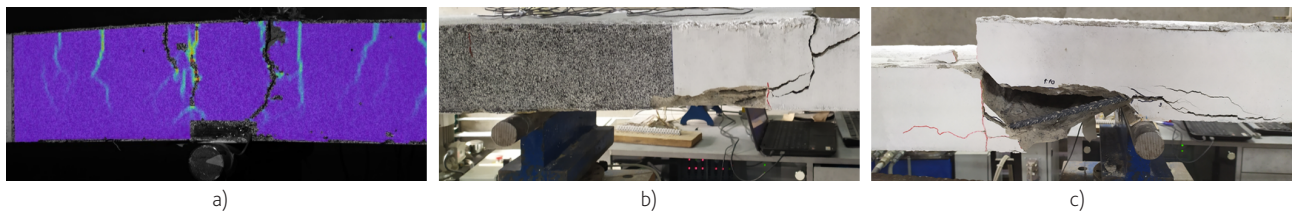


Figura 10 Modos de rotura: a) Flexão; b) Flexão com dano local frágil na zona de apoio intermédio na extremidade da armadura superior; c) Rotura prematura local

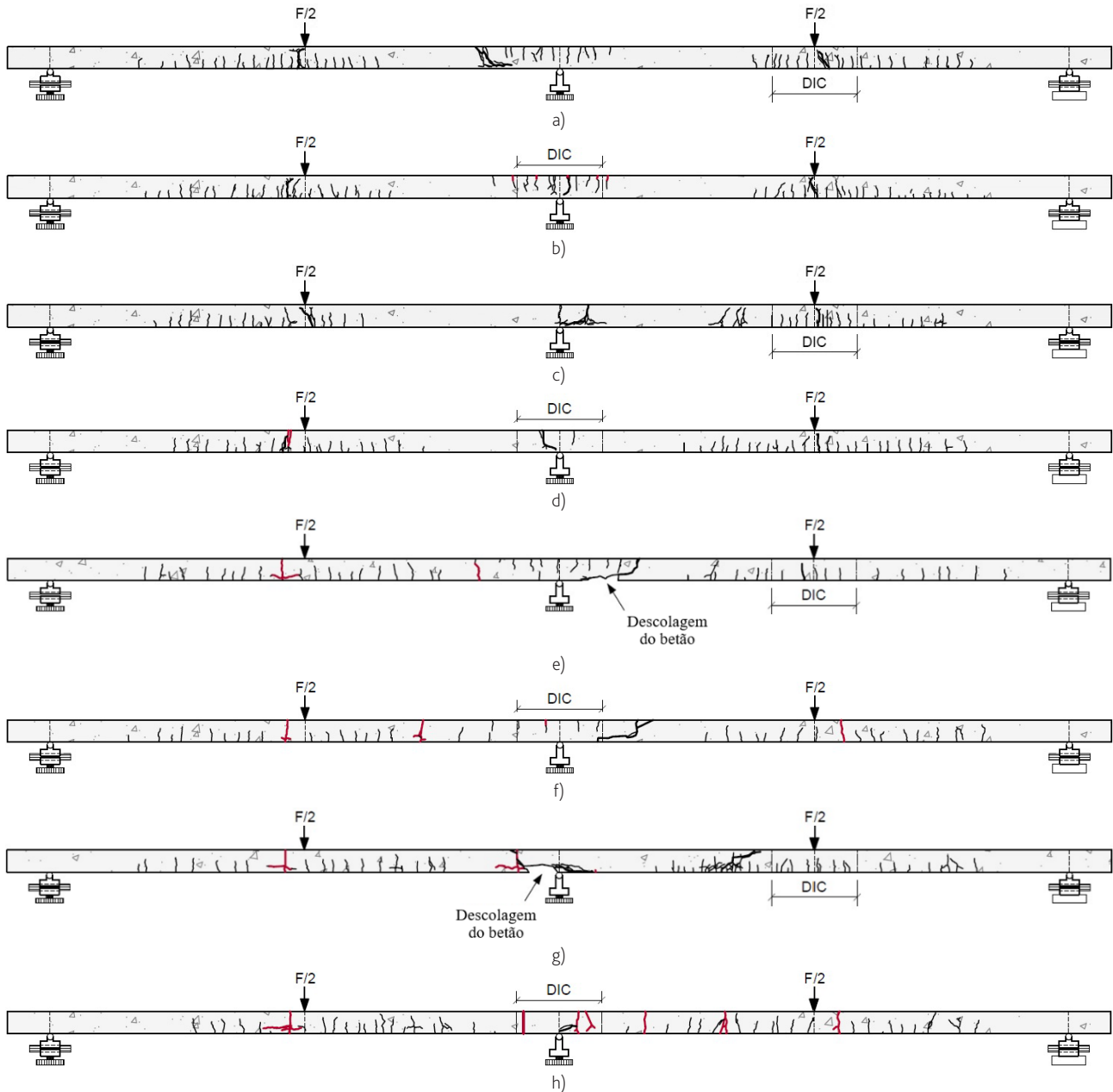


Figura 11 Padrão de fendilhação das vigas; a) 10BT-SFRC2-1; b) 10BT-SFRC2-2; c) 10B-SFRC1-1; d) 10B-SFRC1-2; e) 10BT-PC-1; f) 10BT-PC-2; g) 10B-PC-1; h) 10B-PC-2

5 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 ($\rho_{s,i}$) 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 de SFRC. Embora para as vigas PC tenha sido observado um erro de até 40,4%, isso deveu-se ao modo de rotura das vigas (10B-PC), por deficiente comprimento de ancoragem da armadura de momentos negativos, pois na viga em que o modo de rotura se deu por flexão (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 força-flecha 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" com referência PTDC/ECI-EST/6300/2020. Teve ainda o apoio da 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), com a referência UID/04029/Instituto para a Sustentabilidade e Inovação em Estruturas de Engenharia (ISISE), e no âmbito do Laboratório Associado Produção Avançada e Sistemas Inteligentes ARISE com a referência LA/P/0112/2020. 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] Barros, J.A.O.; Costa, I.G. (2024) – Global resistance methods on the design with nonlinear finite element analysis of hybrid fibre reinforced industrial pavement supported on piles. *fib Symposium ReConStruct Resilient Concrete Structures*, Christchurch, New Zealand, 11-13 November 2024.
- [16] ACI Committee, 2015 – ACI 544.6R-15: Report on Design and Construction of Steel Fiber- Reinforced Concrete Elevated Slab.
- [17] 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>.
- [18] Matthews, Mancini; Walraven, Bigaj-van Vliet; Dieteren, Allaix, *et al.* (2023) – *fib Bulletin 2020. Model Code 2020. International Federation for Structural Concrete (fib)*.
- [19] 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).
- [20] NP EN 12390-3. 2011 – Testing Hardened Concrete. Part 3: Compressive Strength of Test Specimen. Caparica, Portugal: Instituto Português da Qualidade (IPO).
- [21] EN ISO 6892-1:2016 – Metallic materials-Tensile testing - Part 1: Method of test at room temperature. CEN-European Committee for Standardization.
- [22] Barros, J.; Foster, S. (2018) – An integrated approach for predicting the shear capacity of fibre reinforced concrete beams. ., Vol. 174, pp. 346-357. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.071>.

Reforço de estruturas de betão armado por pós-esforço com perfis de aço

Strengthening of reinforced concrete structures by post-stressing with steel beams

Válter Lúcio

Tomás Luz

Rita Gião

Resumo

O pós-esforço, como técnica de reforço, é uma solução interessante pois a sua ação na estrutura existente pode ser pouco intrusiva, reversível e de fácil monitorização, permitindo melhorar a capacidade resistente e o comportamento da estrutura em serviço. Trata-se de uma solução de reforço ativa, pois a sua aplicação introduz esforços e 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, com perfis metálicos pré-esforçados contra a estrutura existente.

Os resultados experimentais obtidos demonstram que o pós-esforço exterior, usando perfis metálicos e varões roscados, 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.

Abstract

The post-stressing, as a strengthening technique, is an interesting solution because its action on the existing structure is only slightly intrusive, reversible and easy to monitor, allowing for improvements in the resistant capacity and behaviour of the structure in service. This is an active strengthening solution, as its application introduces forces and displacements into the existing structure, which contradict those already installed and those that will be applied after strengthening is carried out.

This article presents an experimental work whose objective is to validate the use of a post-stress strengthening technique, with prestressed steel beams against the existing structure.

The experimental results obtained show that external post-stressing, using steel beams and threaded bars, significantly increases the load-bearing capacity of the structure, and reduces deformations and cracking of the reinforced concrete beams. This strengthening system does not alter the resistance of the original structural elements but changes the way how loads are directed to the structure's supports, allowing it to withstand higher loads.

Palavras-chave: Estruturas de betão armado / Reforço com pós-esforço / Reforço com viga metálica e varões roscados / Ensaios experimentais

Keywords: Reinforced concrete structures / Post-stress strengthening / Strengthening with steel beams and threaded bars / Experimental tests

Válter Lúcio

Professor Associado
FCT NOVA Caparica
VERSOR Lda
Lisboa, Portugal
 0000-0002-5864-551X
vjgl@fct.unl.pt

Tomás Luz

Mestre em Engenharia Civil
DST, S.A.
Braga, Portugal
luztomas7899@gmail.com

Rita Gião

Professora Adjunta
ISEL, IPL
Lisboa, Portugal
 0000-0003-0257-3163
ana.giao@isel.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

VÁLTER, L. [et al.] – Reforço de estruturas de betão armado por pós-esforço com perfis de aço. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 28. ISSN 2183-8488. (julho 2025) 47-54.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n28-005>

1 Introdução

A necessidade de reforçar uma estrutura de betão armado pode estar relacionada com 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 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, escolher 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 e os que serão aplicados após a execução do reforço [1-6].

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 as deformações, e aumentando a capacidade resistente do sistema [4-6].

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*. [5] – Figura 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.

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*. [6] – Figura 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 1 Reforço e Reparação do Edifício Visconde de Alvalade. Alçado da viga metálica e pormenor do sistema de aplicação do pós-esforço [5]



Figura 2 Reforço e Reparação do Edifício dos Bombeiros Voluntários da Trafaria. Vista geral e pormenor do sistema de aplicação do pós-esforço [6]



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 1.º 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 Figura 3, através da realização de um ensaio monotónico de 4 pontos, sendo o carregamento imposto através de duas cargas a ¼ de vão – ver Figura 4 – simulando a carga de serviço instalada na estrutura existente e causando danos por fendilhação e deformação excessiva.

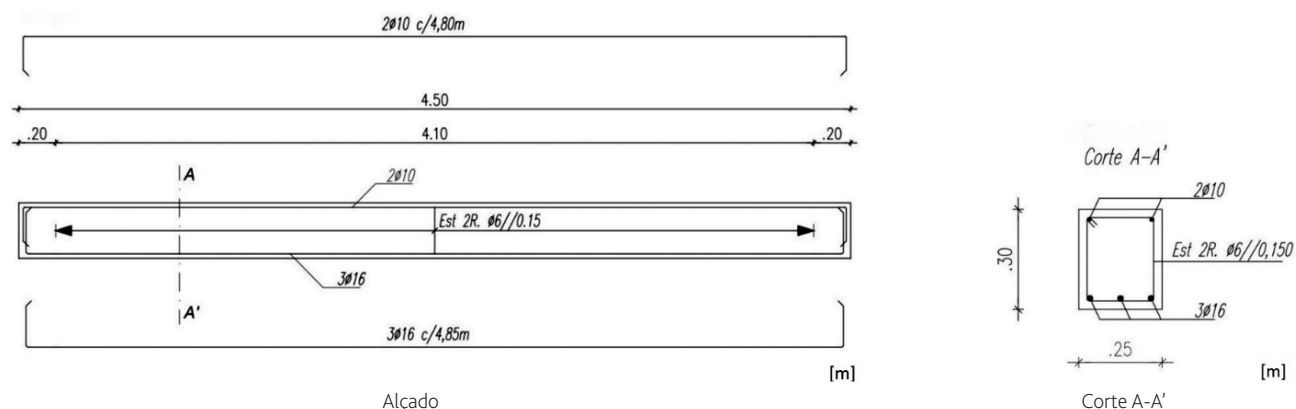


Figura 3 Pormenorização da viga de betão armado [5]

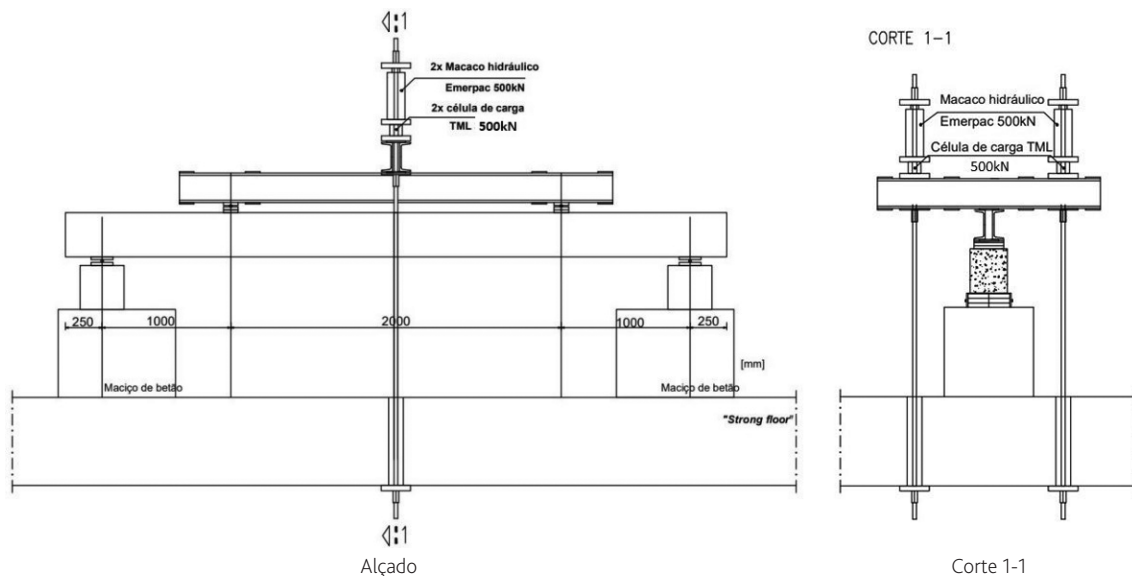


Figura 4 Sistema do 1.º. Ensaio [5]

2.2 Viga Reforçada

No 2.º ensaio pretendeu-se avaliar o comportamento do sistema de reforço proposto, tendo sido montada uma viga metálica HEA240, com um vão de 3,50 m, que permitiu aplicar um pós-esforço à viga de betão armado através de varões roscados colocados a $\frac{1}{4}$ do vão da viga metálica – ver Figura 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 (Figura 4).

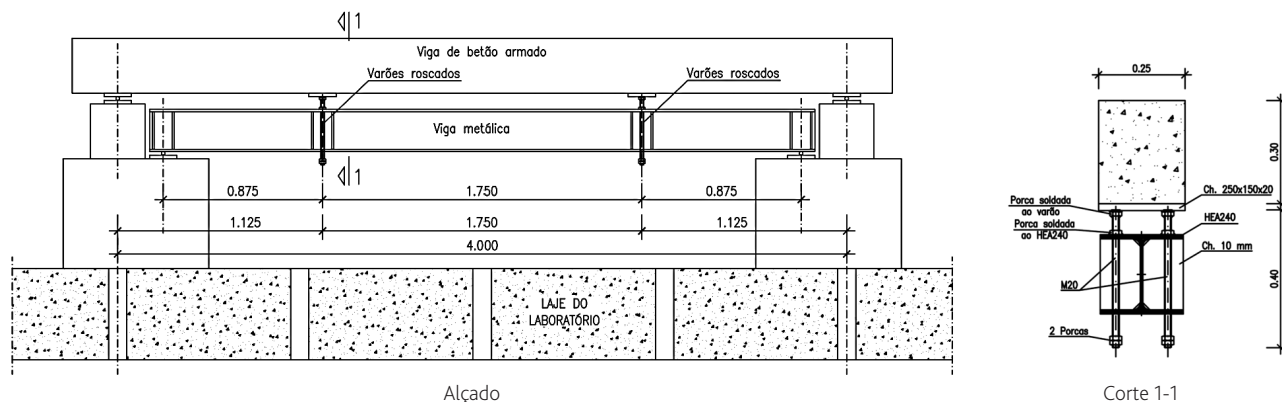


Figura 5 Sistema do 2.º Ensaio [5]

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 Figura 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 17,46 mm para uma carga aplicada de 50 kN em cada um dos dois pontos de carga (Figura 4).

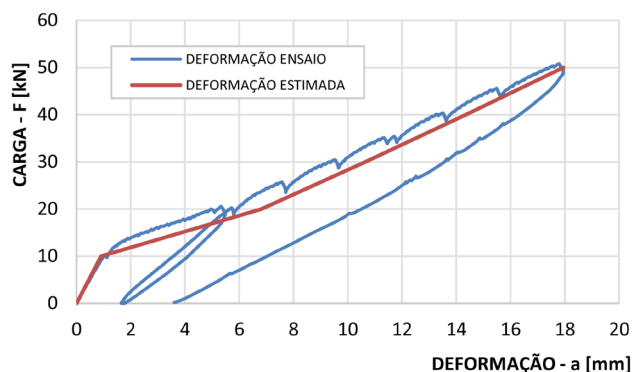


Figura 6 Diagrama carga-deformação a meio vão - 1.º ensaio [5]

A abertura de fendas (w) foi registada através de uma régua de fendas para os valores de carga 10, 20, 30, 40 e 50 kN. 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 10 kN. No ensaio observou-se um espaçamento máximo entre fendas, s_{fmax} , de 0,16 m, não excedendo o espaçamento máximo estimado de 0,195 m. Na Tabela 1 apresentam-se os valores registados durante o ensaio:

Tabela 1 Abertura de fendas da viga de betão - 1.º ensaio [5]

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 $F = 50$ kN na viga de betão armado, foi aplicada a força de pós-esforço, de forma gradual (Figura 7), até se atingir $P = 37,2$ 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 foi terminado aos 125 kN (em cada um dos dois pontos de carga) devido à instabilidade do sistema de ensaio, que comprometia a segurança. A Figura 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 Figura 8 apresenta-se o diagrama carga-deslocamento registado pelo defletómetro instalado a meio vão.

Como se pode observar pelo gráfico da Figura 8, a viga já apresentava deformação residual (3,6 mm) antes do início do 2.º ensaio. Aos 50 kN de carga, a viga apresentava cerca de 18,4 mm de flecha, foi então aplicado o pós-esforço com um valor de $P = 37,2$ kN que permitiu reduzir a força aplicada na viga de betão e a deformação em 3,2 mm, passando a registar um valor de flecha de 15,2 mm. 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 49,8 kN para 68,4 kN, como se pode observar nos gráficos das Figuras 7 e 8.

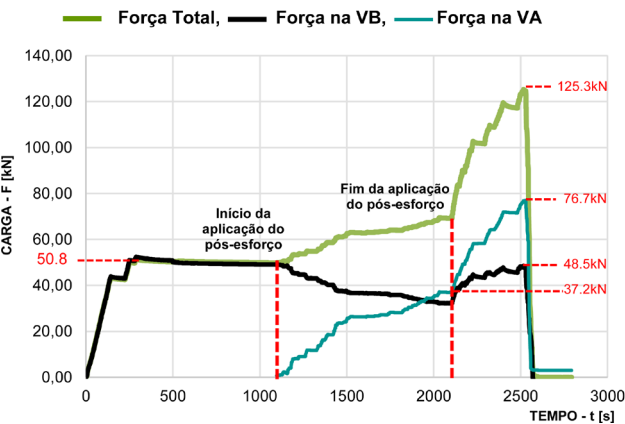


Figura 7 Diagrama carga-tempo – 2.º ensaio [5]. VB – viga de betão armado; VM – viga metálica

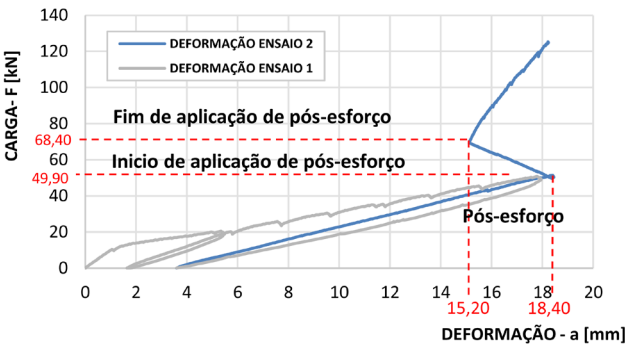


Figura 8 Diagrama carga-deslocamento a meio-vão – 2.º ensaio [5]

Como já foi referido, o ensaio foi interrompido aos 125 kN, tendo sido registada uma deformação a meio vão de 18,2 mm 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 50 kN sem pós-esforço, para uma carga 2,5 vezes superior. Não foram identificadas fendas adicionais na viga de betão armado.

Na Tabela 2 apresentam-se as principais evidências retiradas deste estudo no âmbito da deformação, fendilhação e capacidade resistente.

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 serem conseguidos através de consolas curtas nos pilares de betão (Figura 1), montagem de novos pilares metálicos (Figura 2) ou a suspensão das extremidades da viga de betão, conforme ilustrado na Figura 9.

O nível de reforço a aplicar está relacionado com o tipo de anomalias encontradas nas estruturas. O comportamento do sistema é ilustrado na Figura 10, 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).

Na Figura 10a, 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 serão iguais aos esforços anteriores à instalação 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 Figura 10b, 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

Tabela 2 Comparação global dos resultados

	Situação antes do reforço	Situação após reforço
Deformação	Para uma carga de 50 kN a ¼ de vão, foi obtido um valor de deformação a ½ vão de 18,40 mm.	Através da aplicação de pós-esforço de 37,2 kN, reduziu-se a deformação a ½ vão para 15,20 mm. O valor da deformação de 18,20 mm, apenas se registou com uma carga aplicada de 125 kN.
Fendilhação	Para uma carga de 50 kN a ¼ de vão, foi obtido um valor máximo da abertura de fendas de 0,30 mm	Com a aplicação do reforço não se observou aumento da abertura das fendas em qualquer nível de carga.
Capacidade Resistente	O momento fletor e esforço transversal resistentes, calculados para a viga de betão armado, foram de 80,05 kNm e 84,04 kN, respectivamente.	Com o reforço, o ensaio foi conduzido até ao nível de carga de 125 kN, valor que é bastante superior à carga de rotura da viga de betão armado.

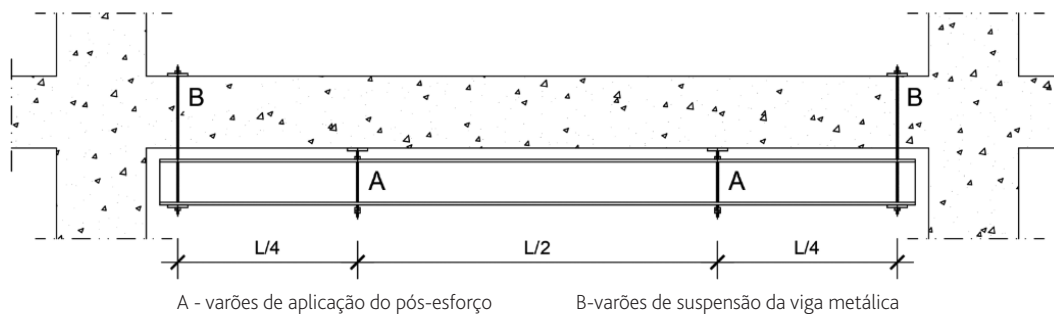


Figura 9 Esquema da montagem viga metálica [5]



Figura 10 Comportamento do sistema (a) sem pós-esforço; (b) com pós-esforço.

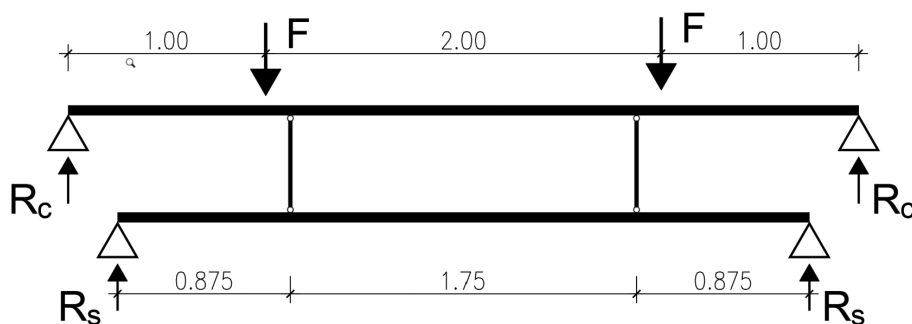


Figura 11 Modelo de comportamento do sistema viga de betão armado + viga metálica para o estado limite de resistência à flexão

deslocamentos da viga de betão e transferindo para a viga de aço algumas das cargas presentes antes do reforço. A viga de aço fica assim sujeita a uma maior carga na fase de utilização do que no caso do reforço sem pós-esforço. Esta solução de reforço é mais eficiente do que a anterior, especialmente em relação aos estados limites de resistência e de fendilhação. Para efeito dos estados limites de resistência, admitindo que ambos os sistemas são suficientemente dúcteis, ambas as soluções 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 facto, a aplicação do pós-esforço e as cargas posteriores provocam uma deformação na viga de aço, sendo que terá de ser verificado à priori se a viga metálica possui resistência suficiente à encurvadura lateral [7].

A título ilustrativo, na Figura 11 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.

Neste exemplo, a força resistente do sistema viga de betão armado + viga metálica pode ser obtida através da Equação 1.

$$F_{\max} = R_c + R_s \quad (1)$$

Sendo $R_c = \frac{M_{rm}}{1,00}$ em que $M_{rm} = 80,05$ kNm corresponde ao momento resistente da viga de betão armado, e $R_s = \frac{M_{ym}}{0,875}$ em que $M_{ym} = 158,0$ kNm corresponde ao momento resistente 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 Equação 2:

$$F_{\max} = \frac{80,05}{1,00} + \frac{158}{0,875} = 261 \text{ kN} \quad (2)$$

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 do sistema de ensaio.

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 de 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 [8].

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 Figura 1 e do trabalho experimental, e 2 pontos a 1/3 do vão no exemplo da Figura 2.

5 Conclusões

O objetivo principal do presente estudo foi a validação experimental da técnica de reforço de vigas, de lajes fungiformes ou vigadas, de betão armado com aplicação de pós-esforço com viga metálica e varões roscados. No caso das lajes fungiformes, esta uma solução pode transformá-las em lajes vigadas, ou em lajes fungiformes com vão reduzidos, solucionando questões relacionadas com os estados limites de deformação e de 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 n.º 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.2012.03.014>
- [4] Abecassis, T. (2007) – Ligações de peças metálicas ao betão com buchas – concepção e pormenorização; SILE2007 – Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais, Universidade Nova de Lisboa, novembro de 2007.
- [5] 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.
- [6] 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.
- [7] 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.
- [8] NP EN 1993-1-8 (2010) – Eurocódigo 3- Projeto de estruturas de aço, Parte 1.8: Projeto de ligações. Instituto Português da Qualidade.

Análise do comportamento estrutural de pilares de betão armado reforçados com CFRP por ensaios cíclicos uniaxiais e biaxiais

Experimental uniaxial and biaxial tests on reinforced concrete columns retrofitted with CFRP

Camila Carobeno

José Melo

António Arêde

Patrício Rocha

Humberto Varum

Resumo

Os pilares são reconhecidos como os componentes mais vulneráveis sob ação sísmica em estruturas porticadas devido sua contribuição essencial no comportamento global e mecanismo de colapso. Sismos recentes demonstram a vulnerabilidade de estruturas em betão armado dimensionadas antes das atuais especificações sísmicas. Nesta perspetiva, destaca-se a utilização de técnicas de reparação de danos e reforço estrutural com polímeros à base de fibras de carbono, material intitulado *CFRP - Carbon Fiber Reinforced Polymer*. Neste trabalho, foi avaliado o comportamento estrutural de pilares de betão armado encamisados internamente com mantas de CFRP, aplicando o reforço entre armadura longitudinal e recobrimento para proteção térmica. Avaliou-se também uma reparação para pilares previamente danificados. Foram adotados protocolos de carga cíclica uniaxial ou biaxial, com esforço axial constante, em seis protótipos, dois controlo, dois reforçados e dois reparados/reforçados. Os resultados são avaliados pelas curvas de comportamento e histerese, ductilidade, evolução de danos e dissipação de energia.

Abstract

Columns are considered the most vulnerable components in structural frames during seismic events because they play a crucial role in the global behavior of the structure and its potential collapse mechanism. Recent earthquakes have highlighted the vulnerability of reinforced concrete structures that were designed previous to current seismic standards. Therefore, repair techniques and retrofit strategies for structural strengthening using carbon fiber-based polymers, a material called CFRP - Carbon Fiber Reinforced Polymer, are noteworthy. In this study, the structural behavior of reinforced concrete columns internally jacketed with CFRP was evaluated, applying the blankets between longitudinal reinforcement and covering for thermal protection purposes. A type of repair for previously damaged columns was also evaluated. Uniaxial and biaxial cyclic loading protocols with constant axial force were adopted for six prototypes: two control, two reinforced, and two repaired/reinforced. The results are evaluated based on capacity and hysteresis curves, ductility, damage evolution, and energy dissipation.

Palavras-chave: Pilares de betão armado / Reforço estrutural / CFRP / Ensaios cíclicos / Ductilidade

Keywords: Reinforced concrete columns / Structural strengthening / CFRP / / Cyclic tests / Ductility

Camila Carobeno

Estudante de Doutoramento
Construct, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0002-3006-7703
up202210458@edu.fe.up.pt

José Melo

Investigador Auxiliar
Construct, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0001-9684-351X
josemelo@fe.up.pt

António Arêde

Professor Associado
Construct, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0002-0901-2214
aarede@fe.up.pt

Patrício Rocha

Professor Adjunto, proMetheus
Instituto Politécnico de Viana do Castelo
Viana do Castelo, Portugal
 0000-0002-6811-0797
procha@estg.ipvc.pt

Humberto Varum

Professor Catedrático
Construct, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0003-0215-8701
hvarum@fe.up.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

CAROBENO, C. [et al.] – Análise do comportamento estrutural de pilares de betão armado reforçados com CFRP por ensaios cíclicos uniaxiais e biaxiais. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 28. ISSN 2183-8488. (julho 2025) 55-64.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n28-006>

1 Introdução

Um dos aspetos principais na análise do comportamento estrutural é determinar os mecanismos de colapso desenvolvidos e consequentemente os componentes elementares e suas respetivas 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 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 são caracterizados por terem elevada resistência à tração e módulo de elasticidade, aliado a uma baixa densidade, têm sido amplamente empregues 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 perspetiva, 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 suscetíveis 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 que é 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 [5] 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 20 cm ao longo do comprimento principal, exceto na zona do atuador lateral em que os estribos foram reforçados considerando um espaçamento de 10 cm . O recobrimento é de $2,5 \text{ cm}$ e a ancoragem realizada com ganchos a 90° .

Cada provete tem como condição de apoio o encastramento numa sapata quadrada de betão armado com 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 Figura 1 ilustra o detalhamento 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 $3,0 \text{ m}$ para

distância entre pisos, o respectivo valor será $1,50 \text{ m}$. No entanto, com vista à instalação dos atuadores foram acrescidos 20 cm de modo a totalizar pilares de $1,70 \text{ m}$ de comprimento. No entanto a cota de aplicação da carga lateral é $1,50 \text{ m}$.

O betão utilizado possui resistência média à compressão de $f_{cm} = 18,8 \text{ MPa}$ com coeficiente de variação de $7,01\%$ (3 provetes cilíndricos de acordo com a norma EN 206[6]), sendo a armadura longitudinal caracterizada por tensão de cedência média $f_{ym} = 409,7 \text{ MPa}$ e tensão de rotura de $f_{um} = 533,5 \text{ MPa}$ com coeficientes de variação de $0,37\%$ e $0,05\%$, respetivamente (ensaio de 3 provetes de acordo com a norma EN ISO 6892-1[7]). 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.

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 $4\text{-}16 \text{ mm}$ em dosagem $7,5 \text{ kg}$ de gravilha por cada saco de 25 kg de argamassa. As propriedades mecânicas desta argamassa de reparação estrutural alterada foram

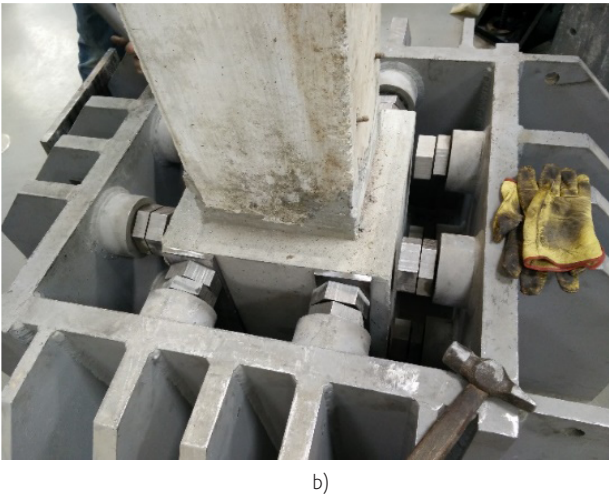
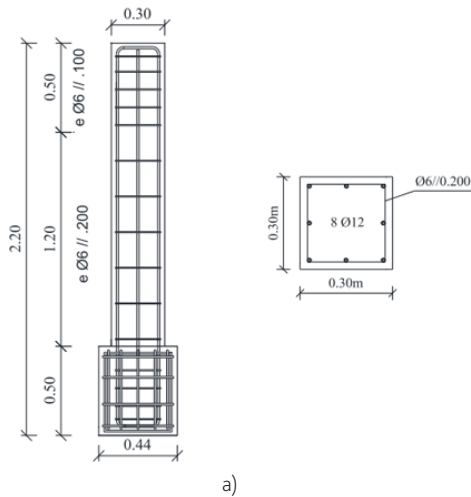
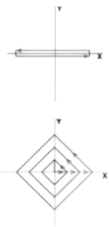


Figura 1 Propriedades dos provetes: a) geometria; b) encastramento

Quadro 1 Características dos protótipos avaliados

Nomenclatura	Estado	Reforço	Carregamento
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



alcançadas por ensaios à compressão de acordo com a norma EN 206[6] em 3 provetes cilíndricos cujo resultado médio obtido foi de 70,5 MPa e módulo de elasticidade médio de 30,8 GPa, com coeficientes de variação de 9,48% e 7,12%, respetivamente. 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 $f_{tu} = 4300$ MPa, extensão de rotura de 1,8%, módulo de elasticidade de $E_f = 340$ GPa e espessura de $t_f = 0,131$ mm.

2.2 Técnicas de reparação e reforço

O processo de reparação foi realizado na zona de rótula plástica de 50 cm 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 [8]. 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 50 cm 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 pela norma italiana CNR-DT200/2004 [9] como pelo Eurocódigo 8-3/2004 [10]. 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 50 cm avaliado neste trabalho para os dois métodos de encamisamento contínuo.

A repartição das camadas de reforço foi determinada 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 17 cm; b) o segundo nível ficou espaçado de 12 cm do primeiro e foi formado por 2 camadas de CFRP com uma largura de 8 cm; c) o terceiro nível ficou distanciado de 8 cm do segundo nível e consistiu numa única camada de CFRP com 5 cm 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 25 mm; 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 Figura 2 apresenta de forma resumida as etapas do processo de reparação e reforço dos pilares. O reforço foi efetuado no interior do laboratório.

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 um atuador de capacidade de ± 500 kN ± 150 mm que realiza reação num pórtico metálico. Na direção Y foi empregue um atuador de capacidade de ± 200 kN ± 100 mm fixo a uma parede de reação. Na vertical



Figura 2 Processo de reparação e reforço com esquema das cintas em metros

o atuador tem capacidade de ± 750 kN e foi ligado a 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 e sujeitos a uma solicitação axial constante de 350 kN. A lei de deslocamentos adotada para ação horizontal uniaxial foi realizar com três ciclos completos para cada amplitude. Já para ações horizontais biaxiais foram impostos deslocamentos laterais cíclicos com três ciclos para 10 deslocamentos de pico e consequentes incrementos de 5 mm de modo a formar uma órbita de deslocamentos em formato de losango. Ambas as leis de deslocamentos foram baseadas em [11]. A Figura 3 ilustra a configuração do ensaio adotada.

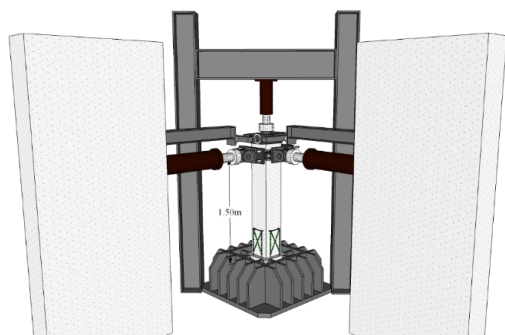


Figura 3 Configuração do ensaio (setup) dos pilares com carregamento biaxial e esforço axial

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 Figura 4 compara as relações força-deslocamento entre os pilares sob carregamento uniaxial e a respetiva envolvente: de controlo (PD01-N01), reforçado (PD01-N04-S) e reparado/reforçado (PD01-N01-RS). Enquanto que a Figura 5 ilustra a comparação das relações força-deslocamento entre os pilares sob carregamento biaxial e a respetiva envolvente: de controlo (PD12-N03), reforçado (PD12-N05-S) e reparado/reforçado (PD12-N03-RS).

Além das curvas de comportamento apresentadas nas Figuras 4 e 5, o Quadro 2 sintetiza os principais resultados obtidos nos ensaios a partir da identificação de seis parâmetros. São estes: força máxima $F_{\max}$ (módulo da média dos máximos positivo e negativo), força e deslocamento de cedência (F_y e Δ_y), deslocamento correspondente ao ponto último Δ_u (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 [12].

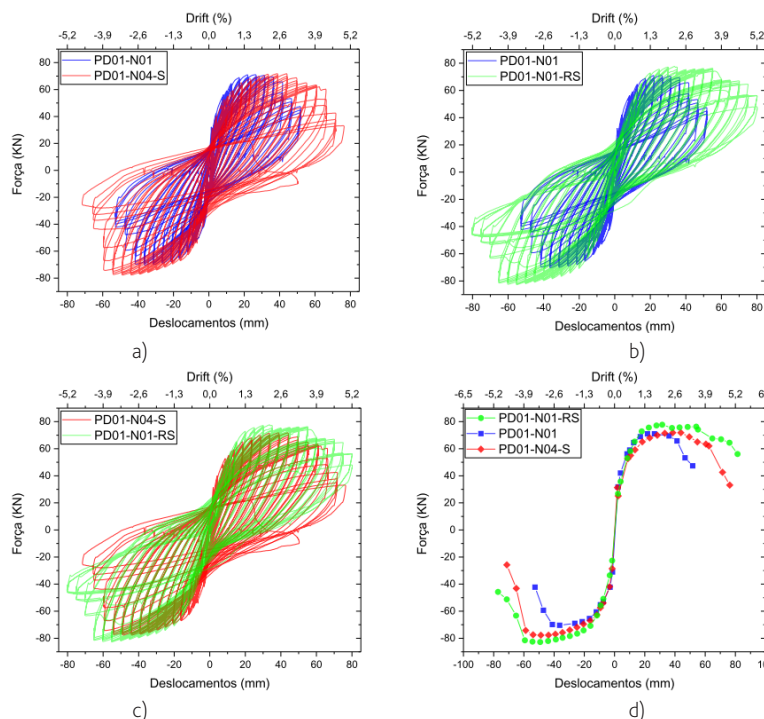


Figura 4 Relação força-deslocamento obtida nos ensaios uniaxiais: a) controlo x reforçado; b) controlo x reparado/reforçado; c) reforçado x reparado/reforçado; d) envolvente

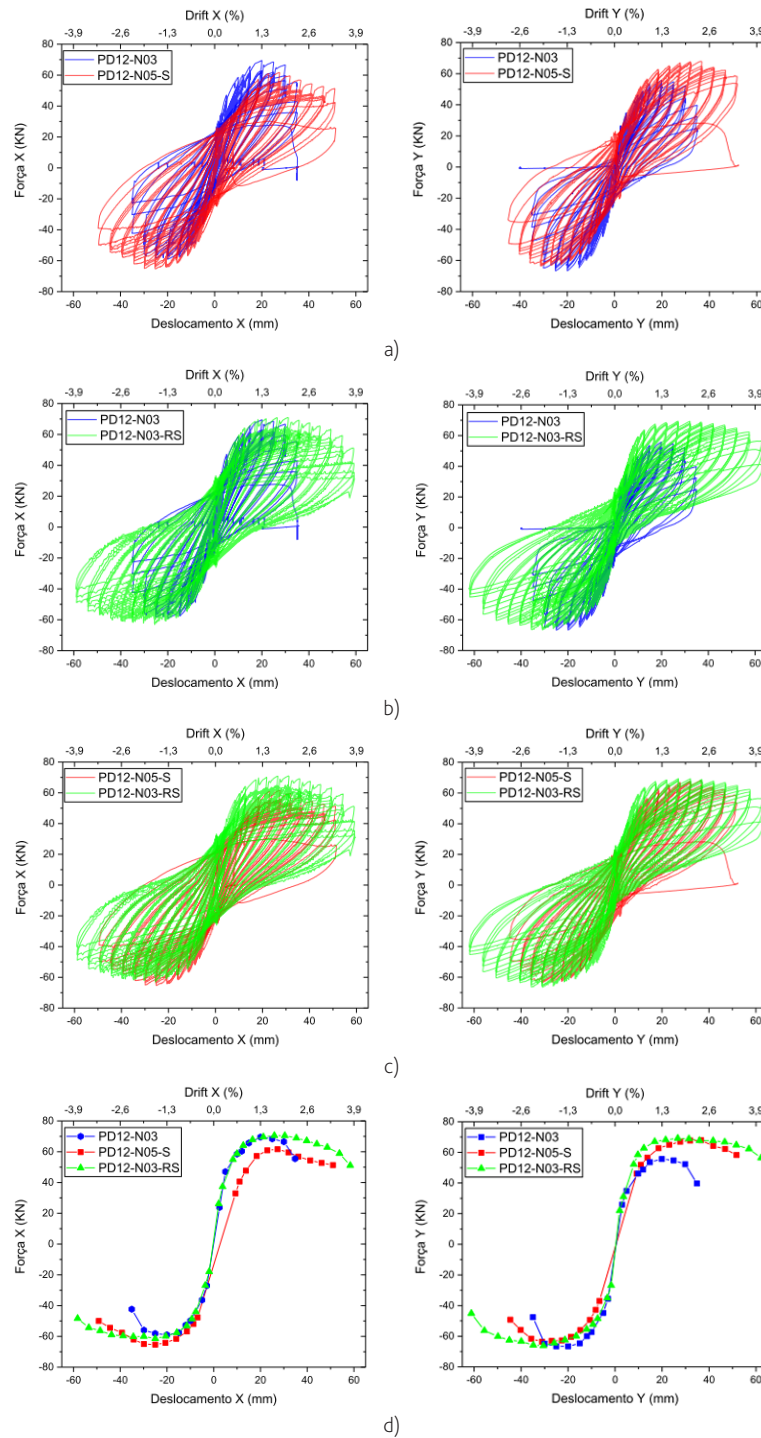


Figura 5 Relação força-deslocamento obtida nos ensaios biaxiais: a) controlo x reforçado; b) controlo x reparado/reforçado; c) reforçado x reparado/reforçado; d) envolvente

Quadro 2 Resultados sintetizados da campanha experimental

Nomenclatura	Direção	$F_{m\acute{a}x}$ [kN]	F_y [kN]	Δ_y [mm]	Δ_{μ} [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 cedência sofre pouca alteração em relação aos protótipos de controlo, indicando insignificativa alteração da rigidez inicial e pré cedência dos pilares. Complementarmente aos resultados experimentais tabelados das curvas de comportamento, as envolventes apresentadas para ambos os 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, a 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 da estrutura reflete-se na maior 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 do dobro de energia que o pilar de controlo considerando toda a duração do ensaio. 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 mais 160% e o reparado/reforçado mais 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 monitorização 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 conseqüente 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 imposto 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 solicitação.

O encamisamento por mantas CRFP retardou o início do destacamento do betão, para ensaios uniaxiais de 35 mm para 55 mm e, para biaxiais de 30 mm para 45 mm. O esmagamento do betão não ocorreu em pilares reforçados. Em termos de ductilidade, verifica-se que o ponto de cedência não sofreu significativa alteração, no entanto, o deslocamento final variou consideravelmente, isto é, sob ensaio uniaxial foi de 55 mm do controlo para 75 mm no reforçado e 80 mm no reparado/reforçado. Já para o ensaio biaxial os respetivos valores foram de 35 mm do controlo para 60 mm do reforçado e 65 mm 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 50 mm para o controlo e 75 mm 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 [12], 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 Figura 6 ilustra o dano observado no final de cada ensaio.

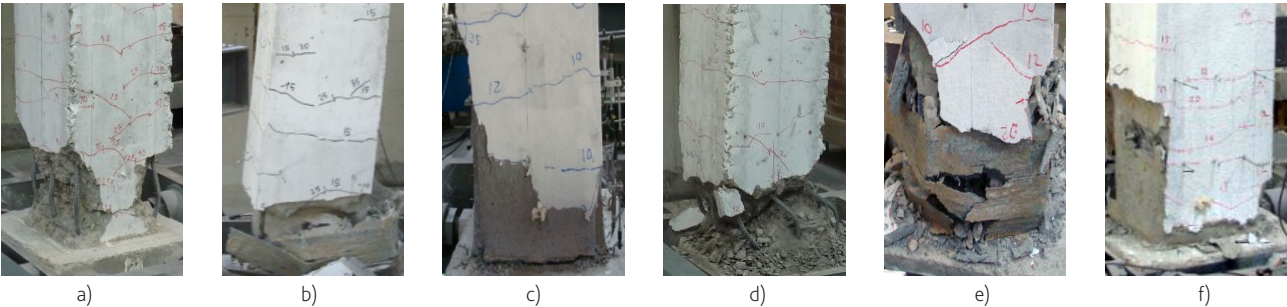


Figura 6 Estados de danos ao final de cada ensaio: a) PD01-N01; b) PD01-N04-S; c) PD01 N01-RS; d) PD12-N03; e) PD12-N05-S; f) PD12-N03-RS.

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 com encamisamento das mantas CFRP proporcionou o aumento da capacidade dúctil dos pilares sem significativas alterações em sua resposta resistente à 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 reparação avaliada não apenas restituiu as propriedades iniciais do pilar como conferiu um melhor desempenho, indicando a 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 – UID/04708 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P./ MCTES, através de fundos nacionais. Foi também financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), no âmbito do projeto 2022.05721.PTDC com DOI 10.54499/2022.05721.PTDC (<https://doi.org/10.54499/2022.05721.PTDC>).

A primeira autora é financiada pela Fundação para a Ciência e Tecnologia através de bolsa de doutoramento com referência 2024.03721.BD. Agradece-se ao mestre Pedro Jardim Pereira pelo trabalho desenvolvido 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] Pereira, Pedro. (2016) – Avaliação experimental da resposta cíclica em flexão biaxial com esforço normal de pilares de betão armado reforçados com FRP. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas
- [6] NP EN 206. 2000 – Concrete – Specification, performance, production and conformity (Portuguese Version). Portuguese Quality Institute, Portugal.
- [7] NP EN ISO 6892-1. 2009 – Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test at room temperature. European Committee for Standardization, Belgium.
- [8] 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.
- [9] 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.
- [10] 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.
- [11] 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.
- [12] 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.

Aplicação da Análise de Componentes Principais na monitorização da integridade estrutural

Structural health monitoring with Principal Component Analysis

Tiago Coelho

Min Xu

Luís Oliveira Santos

Resumo

Com o avanço tecnológico, a monitorização estrutural passou a gerar grandes volumes de dados em tempo real, exigindo tratamento estatístico robusto para deteção de danos. No Laboratório Nacional de Engenharia Civil, foi desenvolvida uma metodologia de análise estatística para o pré-processamento desses dados, permitindo identificar sensores com comportamentos anómalos, eliminar redundâncias e reconhecer padrões ao longo do tempo. Esta comunicação apresenta a aplicação dessa metodologia a séries temporais de diferentes grandezas físicas registadas por sensores integrados na Ponte 25 de Abril. O processo inclui análise estatística univariada e multivariada, bem como a Análise de Componentes Principais, visando melhorar a fiabilidade da monitorização estrutural.

Abstract

With technological advancement, structural monitoring has begun to generate large volumes of real-time data, requiring robust statistical processing for damage detection. At the National Laboratory for Civil Engineering, a statistical analysis methodology was developed for the pre-processing of such data, enabling the identification of sensors with anomalous behaviour, the elimination of redundancies, and the recognition of behavioural patterns over time. This paper presents the application of this methodology to time series of various physical quantities recorded by sensors integrated into the “25 de Abril” Bridge monitoring system. The process includes univariate and multivariate statistical analysis, as well as Principal Component Analysis, aiming to improve the reliability of structural monitoring.

Palavras-chave: Pontes / Monitorização estrutural / Análise de Componentes Principais

Keywords: Bridges / Structural health monitoring / Principal Component Analysis

Tiago Coelho

Mestrado em Engenharia Civil
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
 0000-0002-8083-873X
tcoelho@lnec.pt

Min Xu

Investigadora Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
 0000-0002-1063-6198
xumin@lnec.pt

Luís Oliveira Santos

Investigador-Coordenador
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
 0000-0003-2591-2842
luisosantos@lnec.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

COELHO, T. [et al.] – Aplicação da Análise de Componentes Principais na monitorização da integridade estrutural. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III, n.º 28. ISSN 2183-8488. (julho 2025) 65-74.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n28-007>

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 Abril¹, aplicando as técnicas de análise estatística descritiva, com ênfase na Análise de Componentes Principais.

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.

¹ Obra gerida pela Infraestruturas de Portugal, S.A.

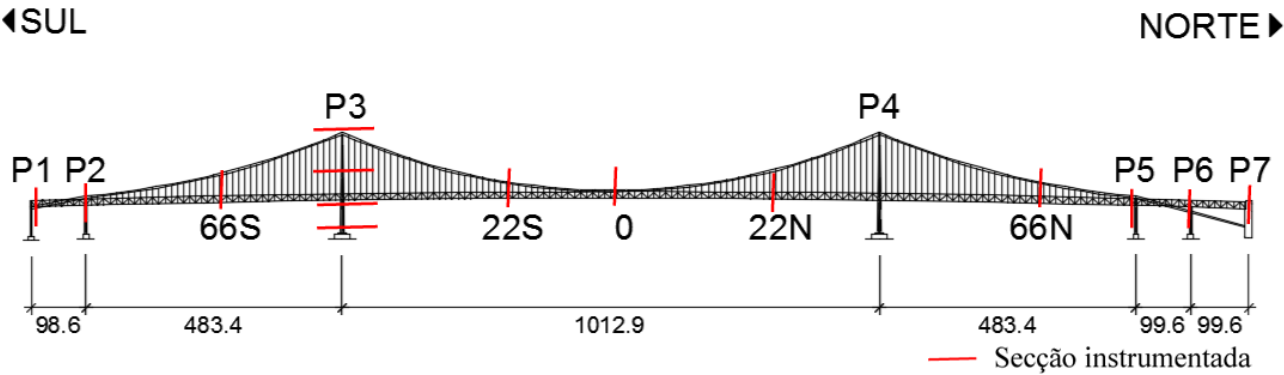


Figura 1 Ponte 25 de Abril

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.

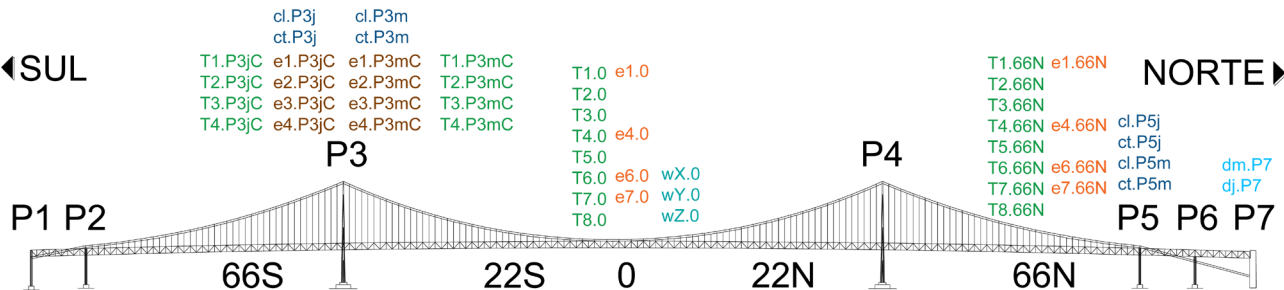


Figura 2 Localização dos sensores em análise

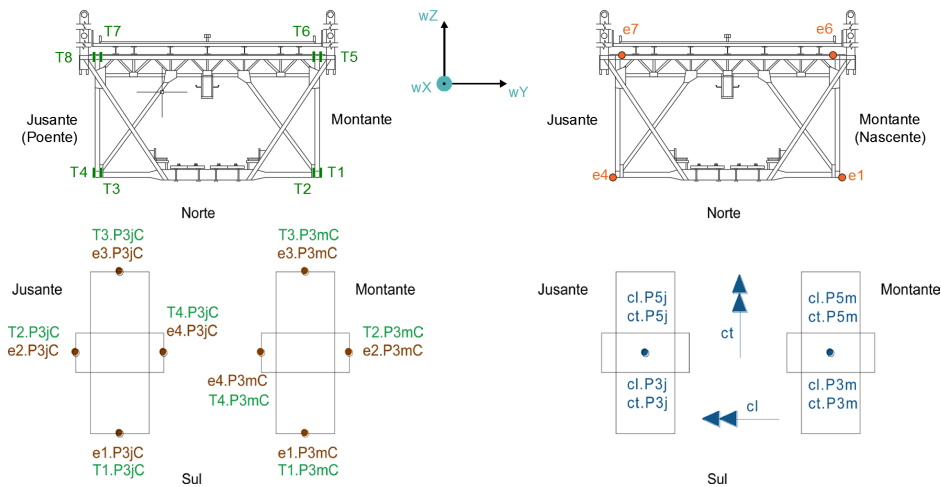


Figura 3 Disposição dos sensores no tabuleiro e pilares

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 de uma 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.

Como resultado, serão identificadas as componentes principais das ações e das respostas estruturais, permitindo efetuar uma RLM com um número reduzido de variáveis independentes, as componentes principais.

Por último, será efetuada uma segunda análise que passa por avaliar a eficácia da utilização da Análise de Componentes Principais na caracterização e remoção de ações e efeitos ambientais independentes utilizando apenas as variáveis correspondentes às respostas estruturais [3-6]. Esta abordagem tem por base o facto de que, por vezes, a caracterização dos efeitos ambientais não é suficientemente abrangente e eficaz e existe a necessidade de aplicar métodos robustos de análise estatística para os caracterizar.

4.2 Análise bivariada

A análise estatística bivariada permite determinar relações entre diversas grandezas e identificar padrões, calculando coeficientes de correlação entre pares.

Na Figura 4 está presente a matriz de correlações entre todas as variáveis, na qual se pode verificar que as temperaturas têm valores de correlação elevados entre si. Por sua vez, os extensómetros situados na corda inferior da viga do tabuleiro, os deslocamentos longitudinais e algumas rotações apresentam igualmente valores de correlação elevados com as temperaturas. É possível também observar alguns grupos de correlação elevada tais como, os extensómetros da corda inferior do tabuleiro com os deslocamentos longitudinais e rotações longitudinais e também os extensómetros das laterais da torre P3 com a sua rotação transversal.

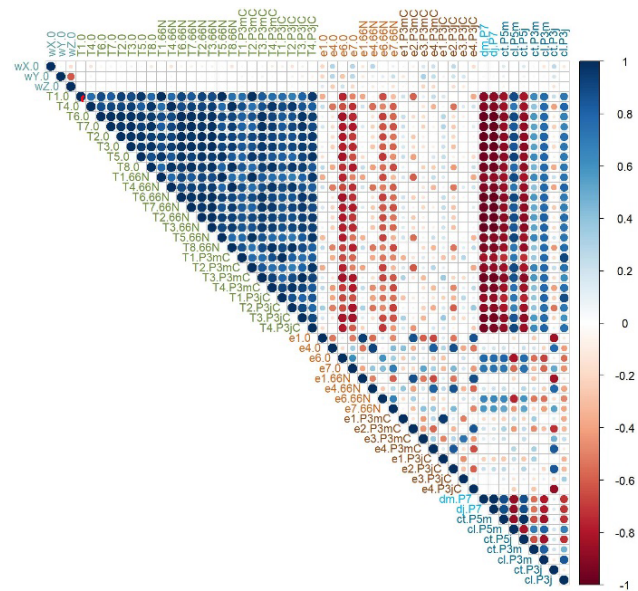


Figura 4 Matriz de correlações de todas as variáveis

No que respeita às variáveis da velocidade do vento, verifica-se que não existe qualquer correlação com as restantes. De facto, a ação do vento sobre a estrutura é considerada uma ação dinâmica, enquanto, as restantes variáveis representam o comportamento quase-estático da estrutura. Assim, as velocidades do vento serão excluídas das análises seguintes.

As temperaturas medidas nas diferentes secções da estrutura fornecem uma representação do campo térmico ao longo da mesma. Os coeficientes de correlação acima de 0,70 indicam uma distribuição de temperatura praticamente homogênea, sendo que as diferenças entre as variáveis se devem à localização dos sensores (altura da secção e exposição solar). Verifica-se que a maioria dos elevados valores de correlação, superior a 0,99, correspondem à mesma localização do sensor nas secções 0 e 66N e também na torre P3, do lado montante e jusante. Deste modo, foram removidas 10 variáveis redundantes com coeficiente de correlação superior a 0,99, mais especificamente todas a variáveis da secção 66N e duas da torre P3, secção C.

4.3 Regressão linear múltipla

Como se verificou, as variáveis das respostas estruturais apresentam uma correlação significativa com as variáveis relativas a 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 Equação (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.

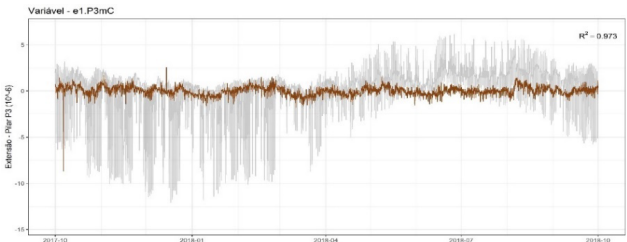


Figura 5 Remoção do efeito da temperatura na variável *e1.P3mC*

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

Sensor	R_a^2	Sensor	R_a^2	Sensor	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 Equação (2).

Na Figura 6a 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 6b), 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.

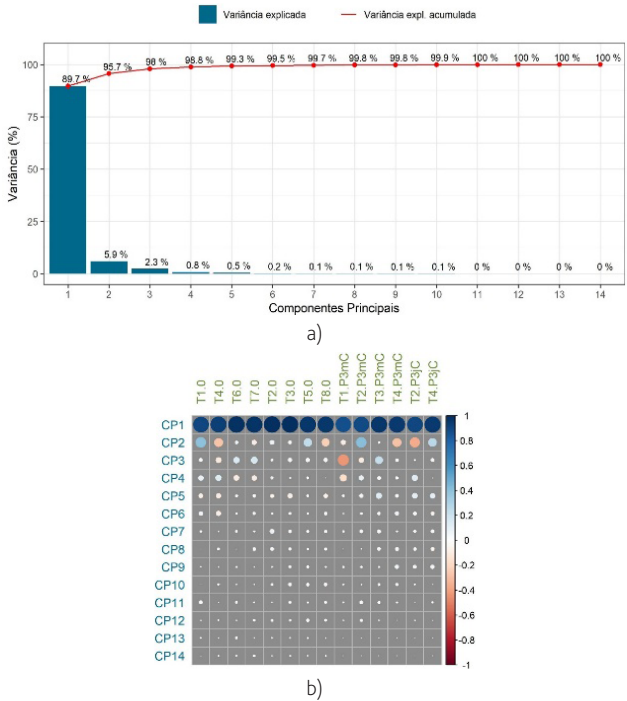


Figura 6 a) Variância explicada (ações impostas) e b) matriz correlação entre as CP e as ações impostas

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 Equação (1), designado por RLM_CP. Este resultado foi comparado com o do modelo RML_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 7a. Na Figura 7b 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%.

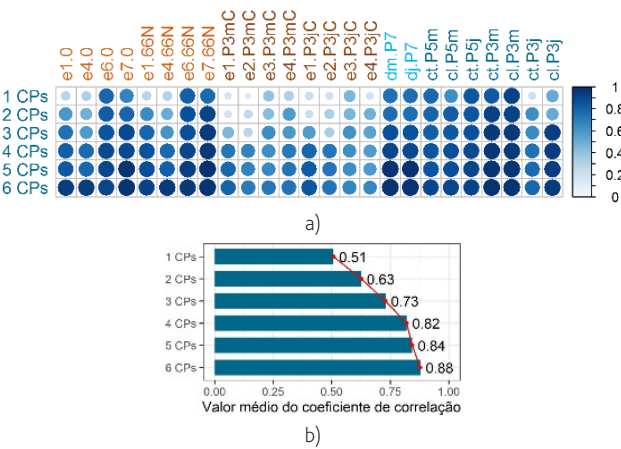


Figura 7 a) Matriz de correlação entre os resíduos da RLM com temperaturas e RLM com componentes principais
b) Valor médio do coeficiente de correlação

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 dois 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.

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

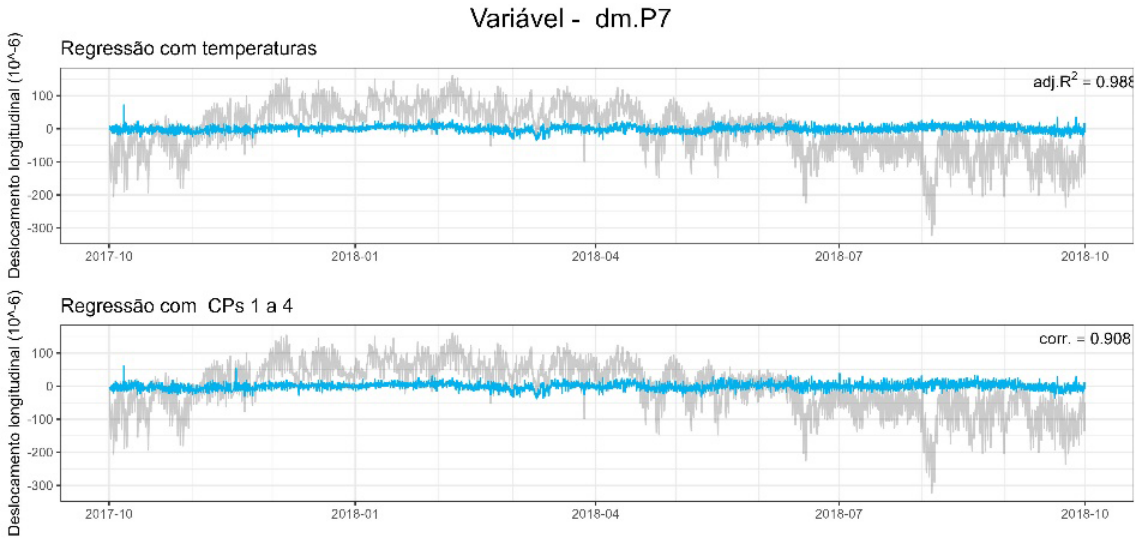


Figura 8 Comparação entre resíduos da RML_T com RLM_CP, exemplo da variável *dm.P7*

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 jussante 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 da tarde e os negativos com os de manhã. Valores com CP2 próximo de zero representam os registos relativos ao período da noite. Uma análise adicional revela que a CP1 apresenta a variação sazonal de temperatura, enquanto a CP2 e CP3 se relacionam a variação diária.

Definido o modelo de componente principais, procedeu-se à reconstituição do quadro de dados com as variáveis originais da resposta estrutural, através do processo inverso da ACP, removendo

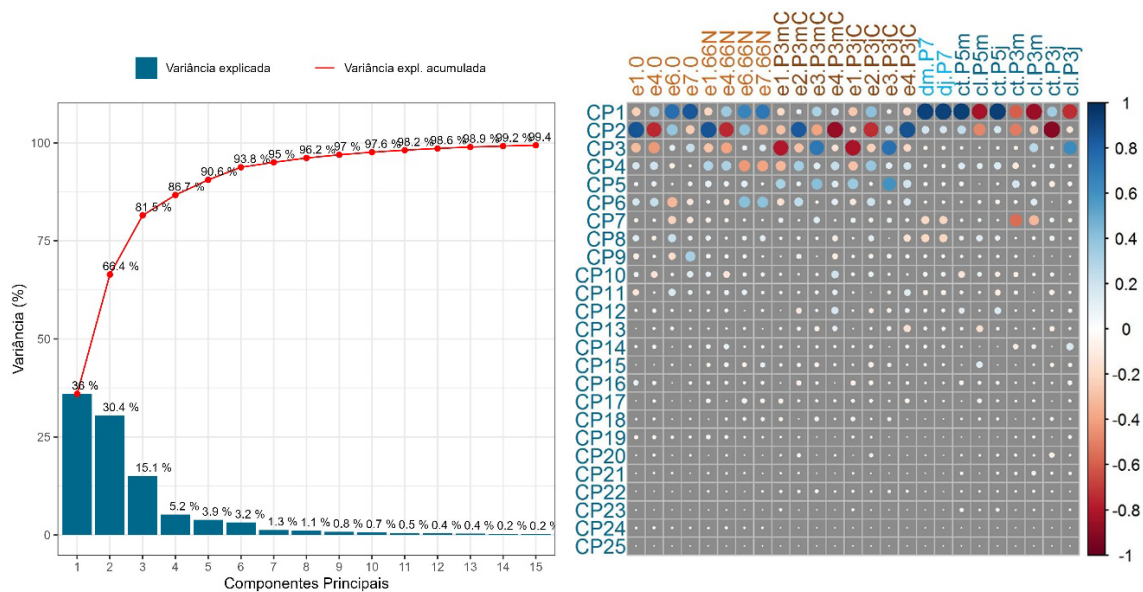


Figura 9 Variância explicada: ACP das respostas estruturais

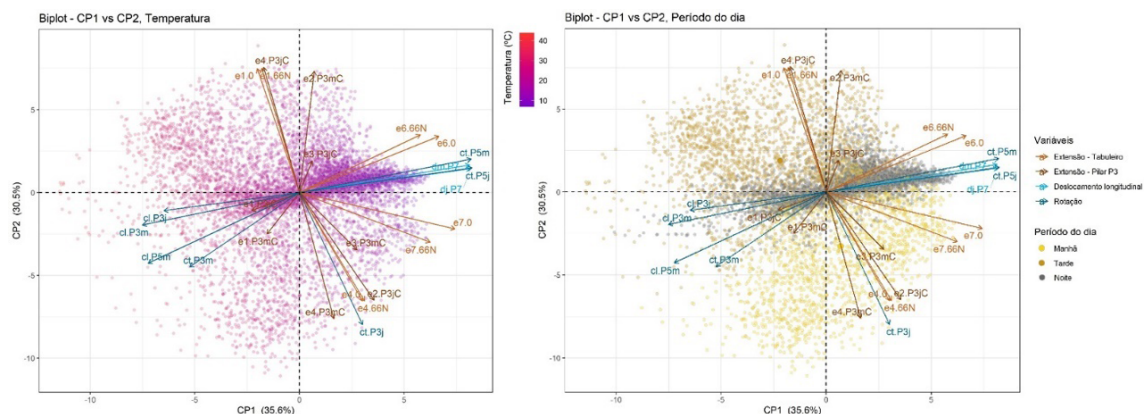


Figura 10 *Biplot* no plano 1-2 relativo às respostas estruturais, identificação dos registos pela temperatura média (esquerda) e pelo período do dia (direita)

componentes principais associadas às ações impostas à estrutura. A eficácia do modelo ACP é comparada com o modelo RLM utilizando as temperaturas, através do coeficiente de correlação de *Pearson* entre o quadro de dados reconstituído e os erros residuais obtidos no modelo RLM_T.

Esta análise foi efetuada através de um processo iterativo no qual se foram alterando as componentes principais a remover. Foram testados modelos com combinações de componentes principais da CP1 até CP14, uma vez que a partir da CP15 a correlação com as componentes principais das variáveis de temperatura é baixo (Figura 11). Na Figura 11, é também possível observar valores de correlação elevados entre as primeiras 4 CP das respostas e as CP de temperatura.

O resultado deste processo iterativo encontra-se exposto na Figura 12, na qual se apresentam, por ordem crescente, as dez combinações com um coeficiente de correlação médio mais elevado.

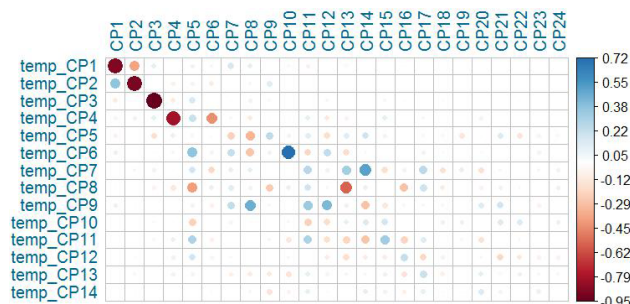


Figura 11 Matriz de correlação entre componentes principais das temperaturas e das respostas estruturais

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*).

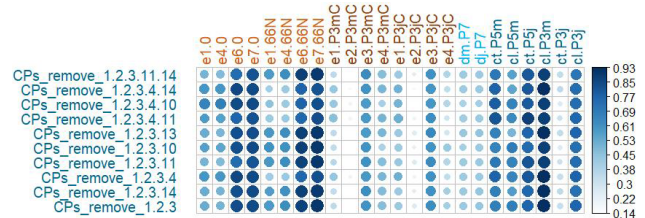


Figura 12 Matriz de correlação entre resíduos da RLM com temperaturas e quadro de dados reconstituído com várias combinações de CPs

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

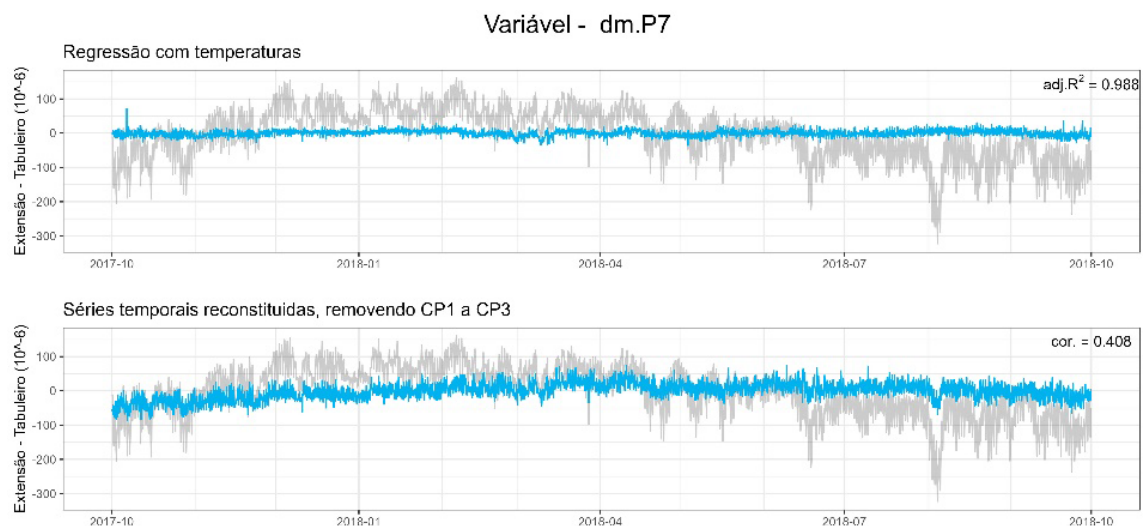


Figura 13 Comparação entre resíduos da RLM e o quadro de dados reconstituído para *dm.P7*

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.; Crémone, 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] Rousselet, 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

Comportamento à flexão até à rotura de ligação de continuidade inovadora para pontes pré-fabricadas

Flexural behaviour up to failure of an innovative continuity connection for precast bridges

Rui Valente
Letícia Corrêa
Mário Pimentel
Carlos Sousa

Resumo

Este trabalho de investigação apresenta os resultados de uma campanha experimental que visa o estudo de um novo conceito para pontes pré-fabricadas ferroviárias. 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, flechas e aberturas de fendas. 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.

Abstract

This research paper presents the results of an experimental campaign aimed at studying a new concept for prefabricated railway bridges. The proposed solution consists of prefabricated beams made of high-performance fibre-reinforced concrete (HPFRC). The continuity between adjacent spans is materialised using an Ultra-High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composite (UHPFRC) slab. The main issue addressed is the bending behaviour in the continuity region. The behaviour of the innovative connection is assessed by means of bending tests. A conventional reinforced concrete (RC) solution is also tested under identical conditions so that the results can be used as a benchmark for comparison. The results are discussed using calculation methodologies that have been developed and that reflect the contributions of the fibres to the flexural strength.

The results of the bending test campaign for the innovative and conventional solutions show that the reinforced UHPFRC slab solution (R-UHPFRC) offers greater bending stiffness, resulting in lower curvatures, deflections and crack widths. However, the UHPFRC induces localisation of deformations at the moment of yielding of the slab's longitudinal reinforcement, leading to a significant reduction in ductility that could be exploited for the redistribution of bending moments. The calculation methodologies satisfactorily reproduce the maximum load and the ultimate deformation.

Keywords: Ligação contínua / Campanha experimental / UHPFRC / Rotura de flexão / Pré-fabricação

Palavras-chave: Continuous connection / Experimental campaign / UHPFRC / Flexural failure / Prefabrication

Rui Valente

PhD
CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia,
Universidade do Porto
Porto, Portugal
 0000-0003-2984-092X
up201206018@edu.fe.up.pt

Letícia Corrêa

MSc
CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia,
Universidade do Porto
Porto, Portugal
 0000-0003-0892-3523
up201800082@edu.fe.up.pt

Mário Pimentel

PhD
CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia,
Universidade do Porto
 0000-0001-8626-6018
mjsp@reit.up.pt

Carlos Sousa

PhD
CONSTRUCT-LABEST, Faculdade de Engenharia,
Universidade do Porto
Porto, Portugal
 0000-0001-7741-666X
cfsousa@fe.up.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

VALENTE, R. [et al.] – Comportamento à flexão até à rotura de ligação de continuidade inovadora para pontes pré-fabricadas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 28. ISSN 2183-8488. (julho 2025) 75-82.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n28-008>

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.

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 excecional 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 8.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 30×40 mm². A deformação média dos quatro LVDTs foi considerada representativa da deformação uniaxial de cada provete. A Figura 1a mostra as curvas tensão-deformação para as 6 amostras testadas. Resultados equivalentes são fornecidos na Figura 1b em termos de deformação longitudinal média.

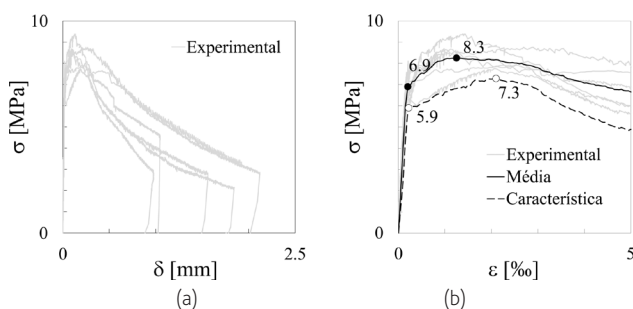


Figura 1 Curvas tensão-deformação média e característica para o UHPFRC

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 $0,6'' = 15,7$ 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

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 2a), enquanto o protótipo C-F-2 utiliza vigas em HPFRC e uma laje de continuidade em R-UHPFRC (Figura 2b). 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.

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 1.ª 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 2.ª fase de betonagem. A Figura 3a mostra a 2.ª 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 2.ª fase. Neste caso, uma 3.ª fase de betonagem foi conduzida para o segmento de laje UHPFRC, como se mostra na Figura 3b.

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.

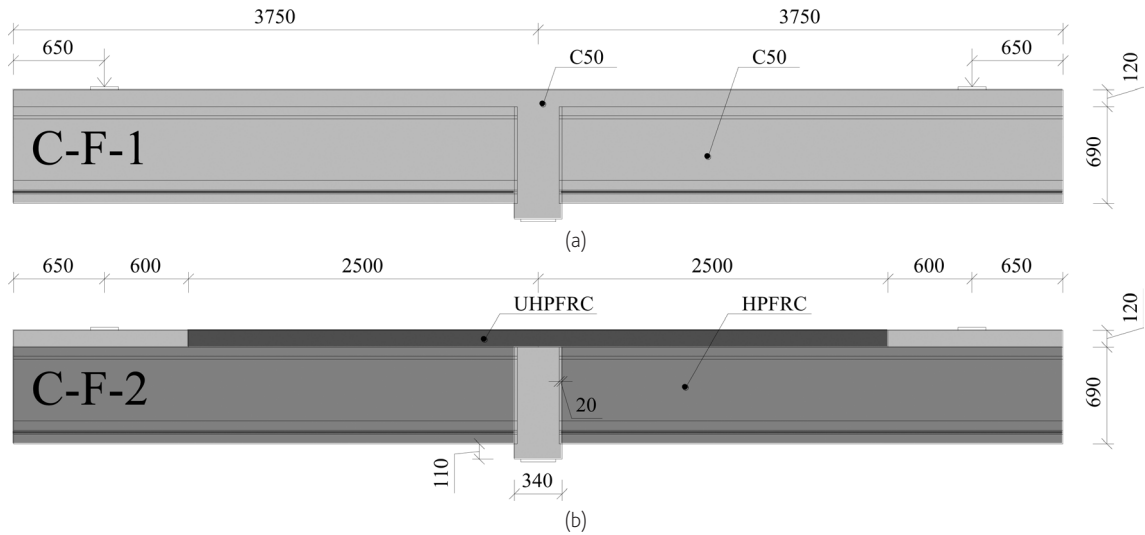


Figura 2 Protótipo com solução de continuidade em BA (C-F-1) e R-UHPFRC (C-F-2)



Figura 3 2.ª fase de betonagem (C-F-1) e 3.ª fase de betonagem (C-F-2)

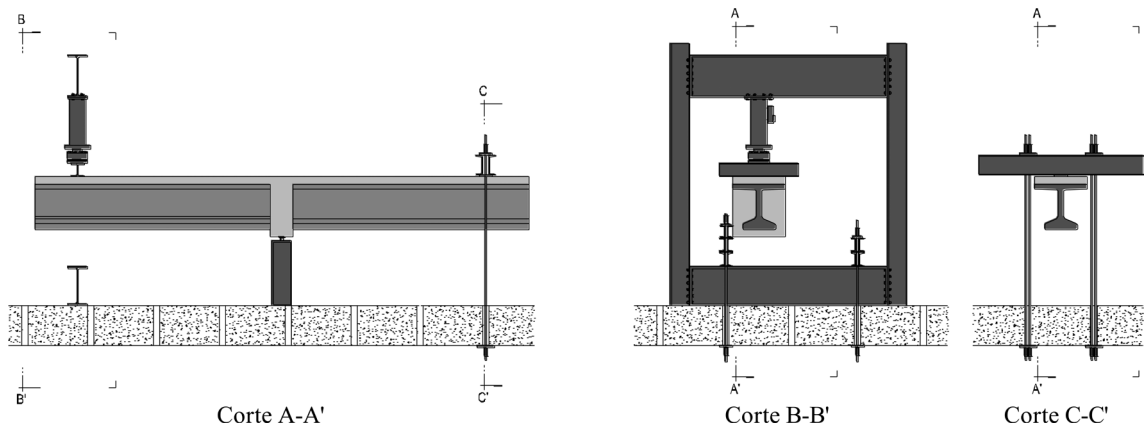


Figura 4 Arranjo experimental

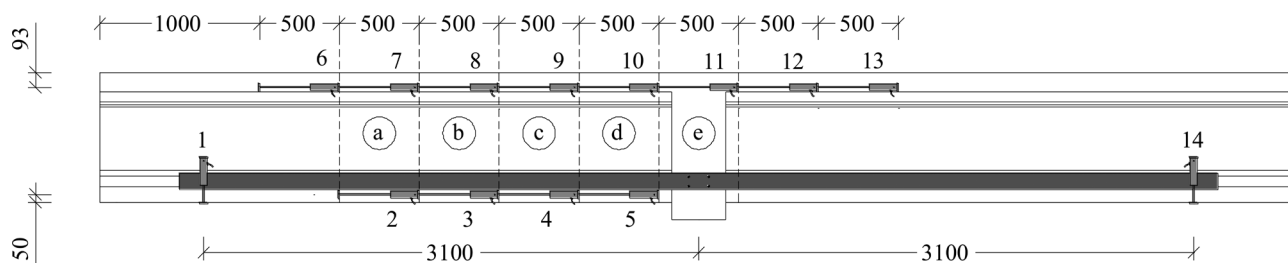


Figura 5 Esquema de instrumentação para medição de deslocamentos [mm]

Portanto, a região de continuidade é submetida a um diagrama de momentos fletores triangular simétrico.

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 dos seus comprimentos de medição.

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.

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.

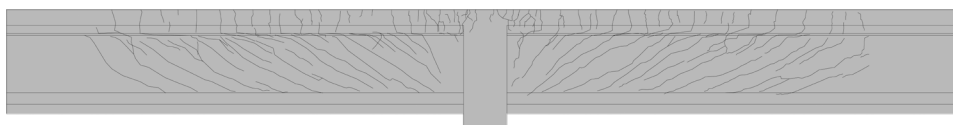


Figura 6 C-F-1 Padrão de fendas no final do teste experimental

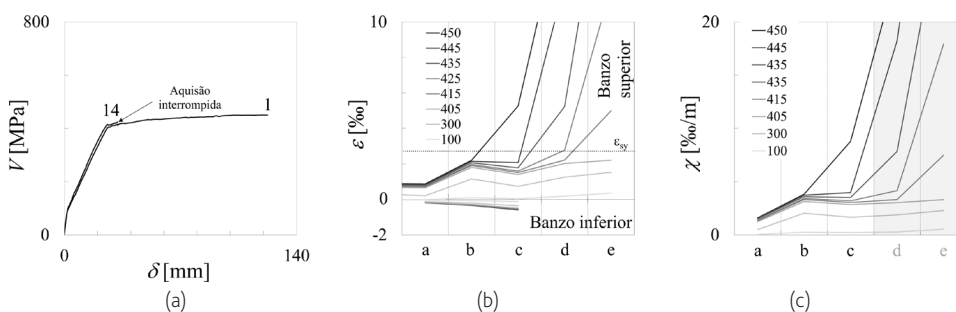


Figura 7 C-F-1 – Resultados: (a) flechas, (b) deformações longitudinais dos banzos e (c) curvaturas.

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 curvatura da região sombreada 'd' na Figura 7c é representada com base no pressuposto da deformação de compressão nula. O mesmo procedimento é realizado para a região 'e' em que não existe LVDT que meça a deformação de compressão longitudinal na região do diafragma.

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.

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 no 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 'e' (c). Embora as deformações na zona de localização continuem 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.

4.3 Comparação

A Figura 10a 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 10b, 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 8 C-F-2 – Padrão de fendas no final do teste experimental

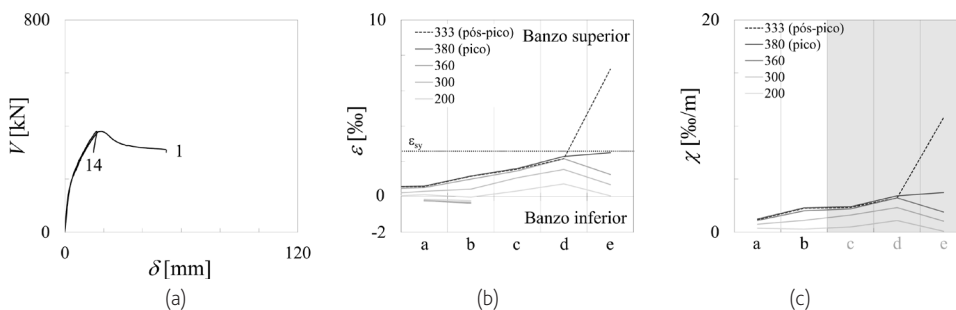


Figura 9 C-F-2 – Resultados: (a) flechas, (b) deformações longitudinais dos banzos e (c) curvaturas

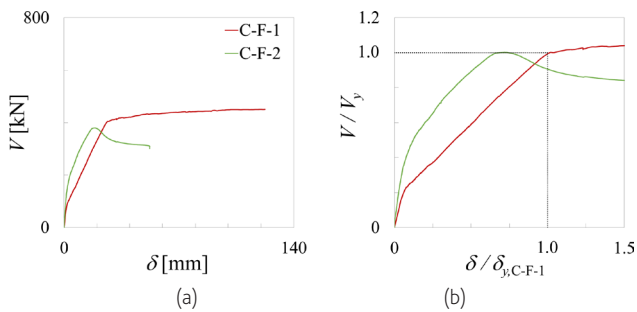


Figura 10 Efeito da solução de laje de continuidade na deformação

5 Análise

A comparação entre as resistências calculadas e experimentais é indicada na Figura 11a 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.

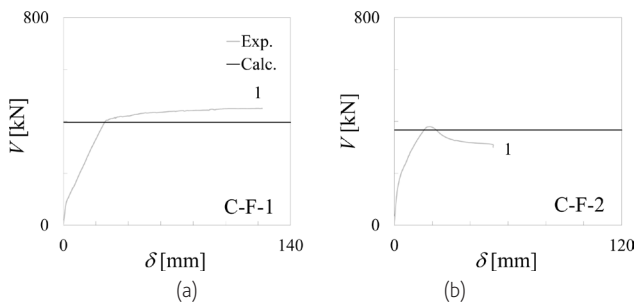


Figura 11 Comparação entre resistências experimentais e calculadas a partir de análise seccional para (a) C-F-1 e (b) C-F-2

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.

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.

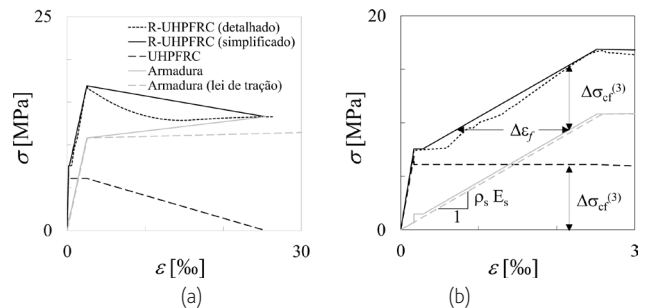


Figura 12 Leis constitutivas de tração totais (a) e pré-pico (b) para a laje R-UHPFRC

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 13a compara as curvas experimentais e calculadas. Para o cálculo utilizando o modelo detalhado, foi

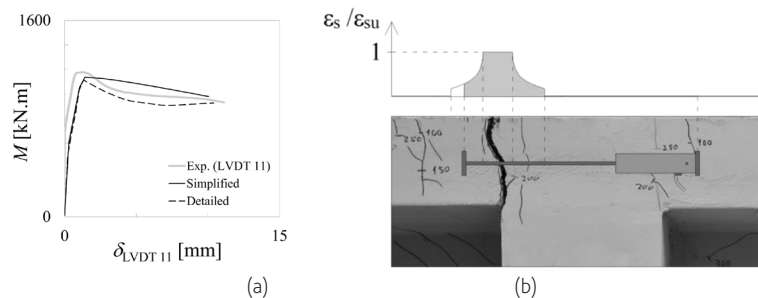


Figura 13 Análise da zona de localização de deformações

utilizado 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.

Na Figura 13b 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 13a 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 flettores. Isto pode ser um requisito em determinadas aplicações estruturais. No entanto,

no caso das pontes ferroviárias a redistribuição de momentos flettores 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 – UID/04708 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P./ MCTES, através de fundos nacionais.

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., Pimentel, M.; Sousa, C. – *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.; Pimentel, M. – *Tensile Response of Reinforced Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composites: Modeling and Design Recommendations*. ACI Structural Journal, 2023. 120(1): p. 13.

Avaliação experimental de subestruturas de apoio pré-fabricadas de tabuleiros de pontes

Experimental evaluation of fully precast support substructures for bridge decks

Lucas Carvalho
Mário Pimentel
Pedro Delgado
António Arêde

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. Contudo, subsistem incertezas quanto à adequação de estruturas pré-fabricadas em zonas de sismicidade moderada a alta, agravadas pela ausência de diretrizes específicas nas normas europeias atuais de dimensionamento sísmico. Esses fatores desincentivam a implementação deste tipo de estruturas em zonas sísmicas, restringindo os benefícios que a industrialização proporciona. Para dar resposta a essa questão, este trabalho visa desenvolver soluções para o uso da pré-fabricação integral de subestruturas de pontes em zonas de maior intensidade sísmica, com arranjos construtivos otimizados para as ligações pilar-travessa, convenientes para o uso da pré-fabricação, e adequados para implementação em zonas sísmicas. Este artigo descreve os primeiros resultados obtidos da campanha experimental delineada com objetivo de validar o método de dimensionamento proposto e demonstrar a viabilidade destas soluções.

Abstract

Industrialization in the bridge construction sector through prefabrication has proven essential for optimizing construction processes, meeting tight deadlines, and improving costs. However, uncertainties remain regarding the structural reliability of prefabricated structures when applied in moderate to high seismic regions, being aggravated by the absence of specific structural provisions in current European design standards. These issues raise questions about the use of such structures in seismic zones, limiting their application and, consequently, the benefits that prefabrication can provide. This work aims to develop solutions for fully prefabricated bridge substructures, with optimized construction arrangements in the column-to-cap-beam connections that are suitable for prefabrication and appropriate for implementation in seismic regions. This paper presents the first results of an experimental campaign conceived to validate the proposed design methodology and demonstrate the feasibility of these solutions.

Palavras-chave: Subestrutura de pontes / Estruturas pré-fabricadas / Ligação travessa - coluna / Comportamento sísmico / Ensaio experimental

Keywords: Bridge substructure / Prefabricated structures / Column-to-cap-beam connection / Seismic behavior / Experimental tests

Lucas Carvalho

Estudante de Doutoramento
CONSTRUCT, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0003-2776-7888
lucasc@fe.up.pt

Mário Pimentel

Professor Auxiliar
CONSTRUCT, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0001-8626-6018
mjsp@fe.up.pt

Pedro Delgado

Professor Coordenador, proMetheus
Instituto Politécnico de Viana do Castelo
Viana do Castelo, Portugal
 0000-0002-4024-0442
pdelgado@estg.ipv.pt

António Arêde

Professor Associado com Agregação
CONSTRUCT, FEUP
Porto, Portugal
 0000-0002-0901-2214
aarede@fe.up.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

CARVALHO, L. [et al.] – Avaliação experimental de subestruturas de apoio pré-fabricadas de tabuleiros de pontes. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 28. ISSN 2183-8488. (julho 2025) 83-94.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n28-009>

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, a redução da duração de interrupções de tráfego e das necessidades de mão de mão-de-obra. Nos Estados Unidos da América, este conceito tem sido amplamente explorado, sendo designado como método ABC (*Accelerated Bridge Construction*) [1], [2]. No contexto resistência sísmica, 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, na medida em que persistem incertezas quanto ao seu desempenho perante sismos de intensidade moderada a alta. Para isto contribui o facto de as normas europeias de dimensionamento terem sido desenvolvidas com enfoque em soluções de estruturas executadas *in-situ*, tornando as disposições construtivas estabelecidas em muitos casos 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]-[12], com o objetivo de garantir um comportamento monolítico, emulativo do das estruturas executadas *in-situ*, permitindo a conformidade com as normas vigentes. Foram desenvolvidos estudos sobre o mecanismo de transferência de forças entre ligações colunas-travessa e colunas-fundações [13]-[19], 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 (22 m + 4 x 30 m + 22 m) 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

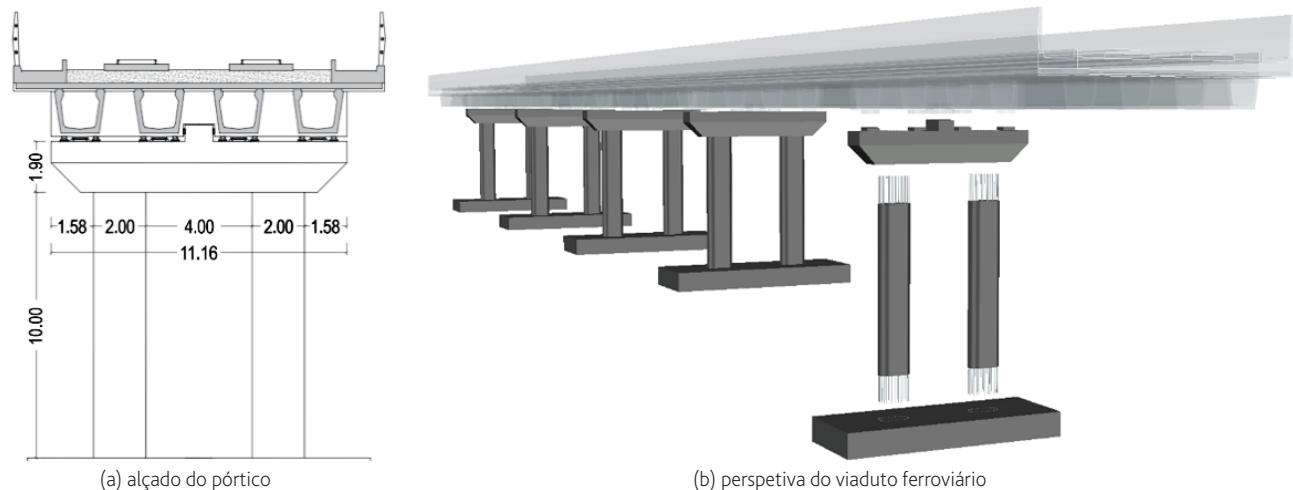


Figura 1 Sistema de duas colunas e uma travessa

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.

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 bainhas metálicas corrugadas 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 bainhas metálicas corrugadas distribuídas de acordo com o arranjo os varões longitudinais dos pilares, permitindo um processo simplificado de montagem em obra. Estas bainhas são posteriormente preenchidas com *grout* para a ancoragem dos referidos varões. 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 [13] e [14].

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 é realizado por meio de quatro protótipos em escala reduzida de 1:3.6 (Figura 2). Os modelos contemplam apenas meia altura dos pilares, sendo a sua base rotulada, aproveitando a circunstância de, na subestrutura real da ponte se prever nessa secção um momento devido à ação sísmica transversal praticamente nulo. Os modelos reduzidos foram 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.

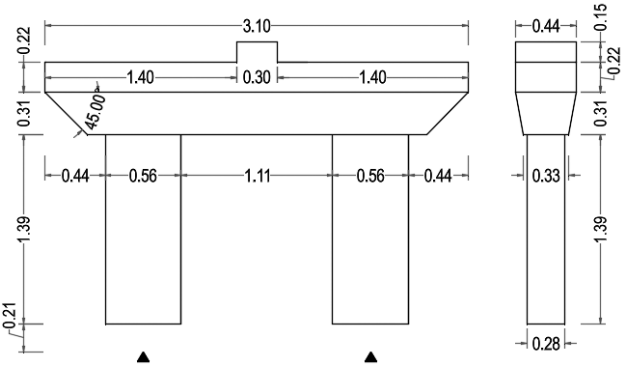


Figura 2 Geometria dos protótipos: CIP, PE0/PE1 e PE2

Quadro 1 Comparação global dos resultados

Nome	CIP	PE0/ PE1	PE2
Cenário sísmico	1	1	2
Método de dimensionamento	EC8	EC8/ MET	EC8/ MET
Método de construção	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 [13], [14]. O arranjo de armaduras dos pilares e da travessa pode ser observado nas Figuras 3 e 4 respetivamente.

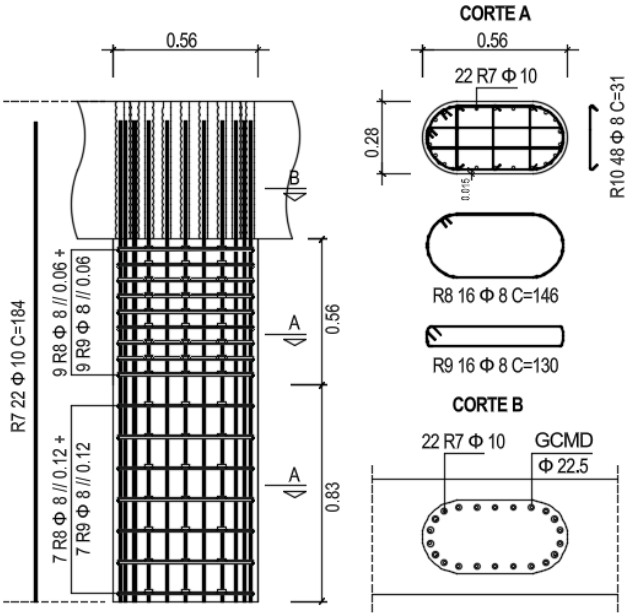


Figura 3 Arranjo de armaduras dos pilares do protótipo PE0

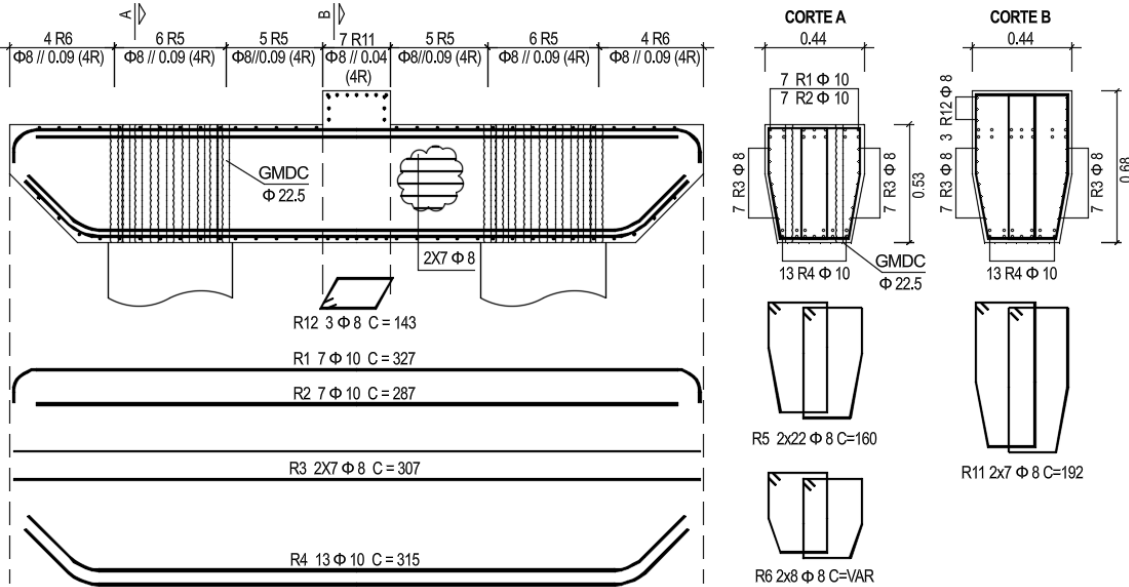


Figura 4 Arranjo de armaduras da travessa e dos nós pilar-travessa do protótipo PE0

3.2 Materiais

Os valores das propriedades mais relevantes dos materiais utilizados na construção dos protótipos de teste são os listados no Quadro 2. O betão referenciado no Quadro 2 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 2 Propriedades dos materiais

Material	$f_{c,cube}$ (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ε_u (%)	E_s (MPa)
Concrete	70**	–	–	–	–
SikaGrout-340	95***	–	–	–	–
SikaGrout-30	90***	–	–	–	–
Reinforcement $\phi 8$	–	666*	725*	4,75*	177860*
Reinforcement $\phi 10$	–	539*	639*	13,40*	180874*

* valor médio

** valor médio obtido de 21 ensaios realizados aprox. aos 130 dias após a betonagem

*** valor declarado



(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

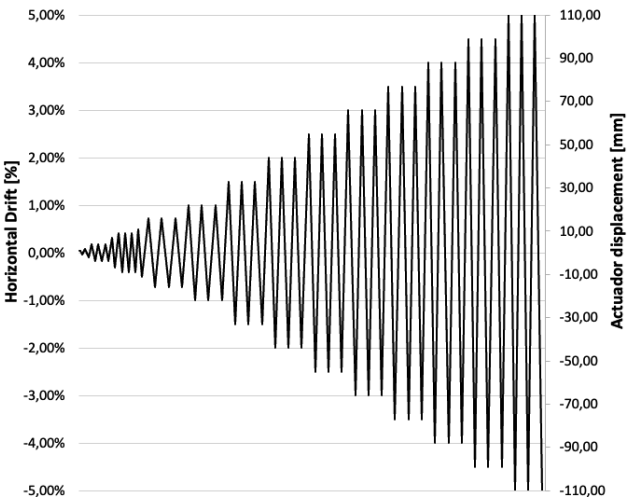


Figura 6 Protocolo de carga

3.4 Configuração de teste

Na Figura 7 apresenta-se a configuração do ensaio e na Figura 8 algumas fotografias ilustrativas. Para simular a rotação na base, visto que os protótipos contemplam apenas metade da altura dos pilares, as bases dos pilares 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 aos pilares, com o objetivo de simular a carga vertical descarregada pelo tabuleiro durante a ação sísmica, é realizada com o auxílio de barras *Dywidag* pré-esforçadas. A força resultante dessas ações atinge um valor total de 800 kN (400 kN em cada pilar), distribuída em quatro pontos na travessa, visando representar os aparelhos 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.

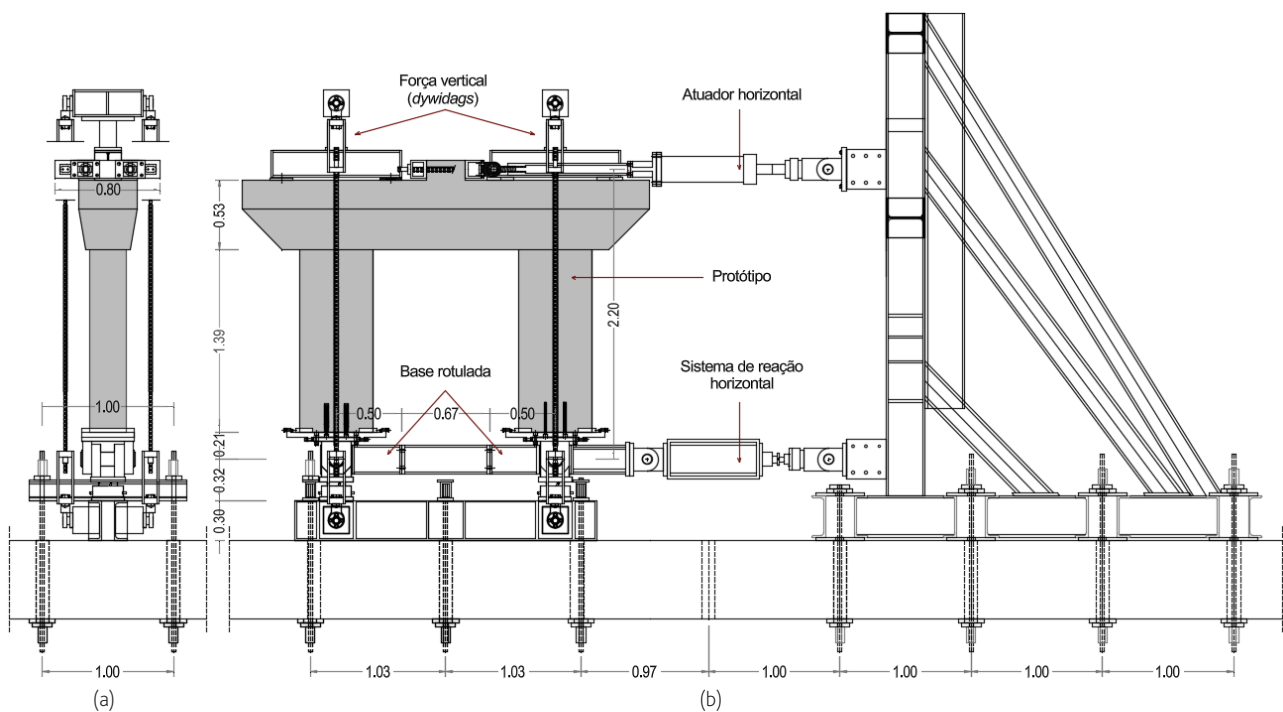
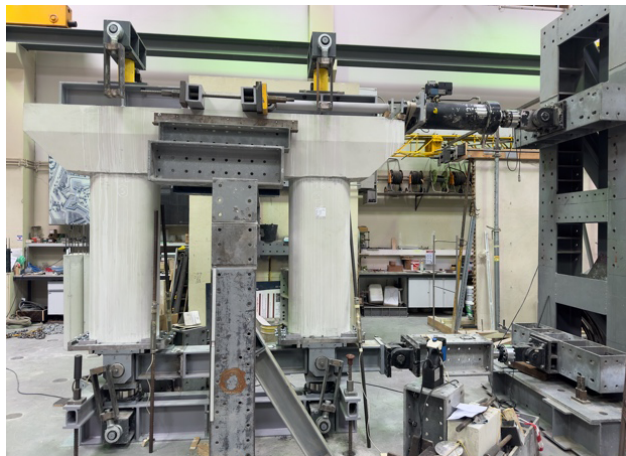


Figura 7 Configuração de teste: (a) vista lateral; (b) vista frontal



(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 arranjo experimental

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 dos pilares e travessa, permitindo a medição de deslocamentos em diversos pontos da estrutura. 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.

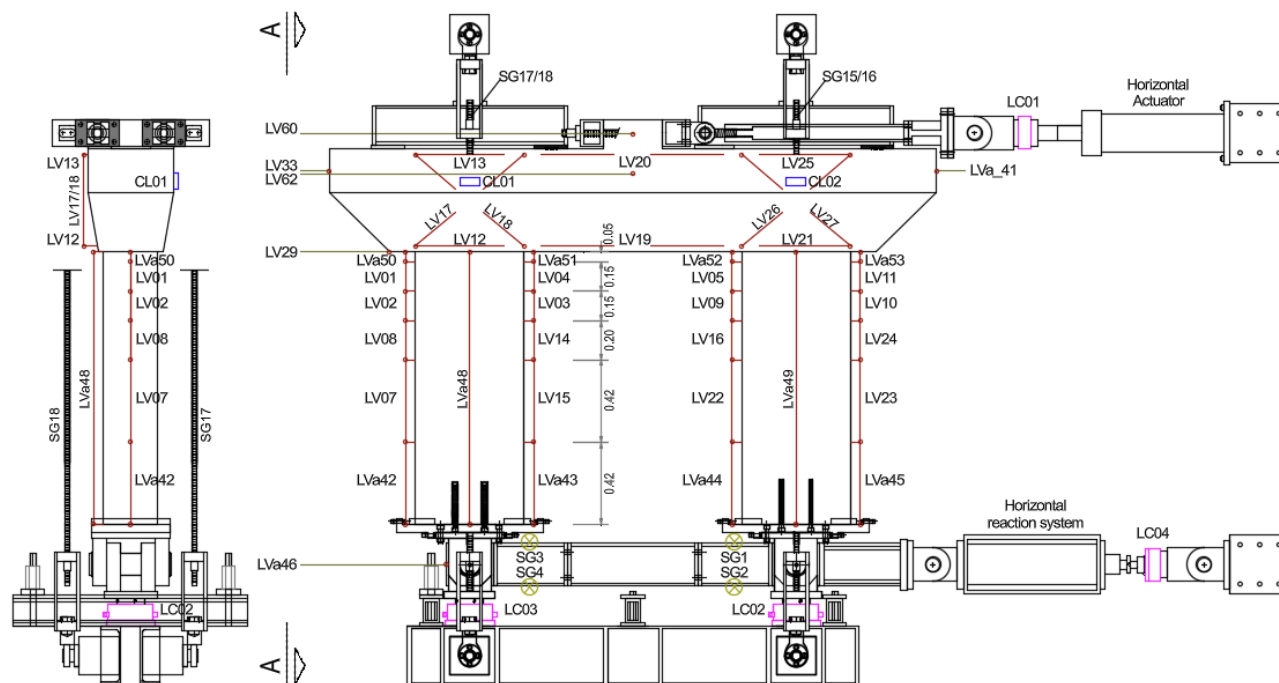


Figura 9 Sistema de monitorização dos protótipos a serem ensaiados, onde: LC-células de carga; LV-transdutores de deslocamento; CL-clinómetros e SG-extensómetros

4 Resultados experimentais

4.1 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 essencialmente como um corpo rígido, concentrando o dano 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.

Na curva histerética apresentada na Figura 10 são evidenciados através de símbolos coloridos, cinco eventos notáveis do comportamento estrutural observado durante o ensaio, a que correspondem as fotografias apresentadas na Figura 11. O primeiro ponto representa o último ciclo antes da cedência das armaduras nos pilares. Este evento ocorre para um *drift* de 1,38%, no qual a estrutura já apresenta um padrão de fissuração generalizado, inclusivamente na travessa, e a perda de rigidez lateral torna-se

evidente. O segundo ponto, correspondente a um *drift* de 2,08%, é marcado pelo esmagamento na interface coluna-travessa, com o início do destacamento do recobrimento do betão na interface do pilar direito. Neste estágio, o mecanismo plástico está totalmente formado no topo das colunas: a maioria das armaduras longitudinais atinge a cedência, enquanto as armaduras de confinamento cumprem a sua função de evitar uma rotura frágil. A estrutura atinge a sua resistência máxima para um *drift* de 2,77%, apresentando danos significativos ao longo de todo o seu comprimento; a interface coluna-travessa exibe uma evolução notável de degradação, apresentando danos importantes. O patamar de cedência termina para um *drift* de 3,46%. A partir deste ponto, a estrutura já não suporta acréscimo de cargas horizontais, perdendo gradualmente a sua capacidade resistente à medida que o deslocamento lateral aumenta. Nesta fase, a degradação da estrutura é severa, com destacamento do recobrimento de betão e exposição das armaduras de confinamento em ambas as interfaces pilar-travessa. O último ponto apresentado na Figura 10 corresponde ao colapso da estrutura, que ocorre para um *drift* de 4,40%. Nesta fase, a estrutura está severamente degradada, incluindo a exposição e rotura de algumas armaduras longitudinais dos pilares nas zonas das rótulas plásticas.

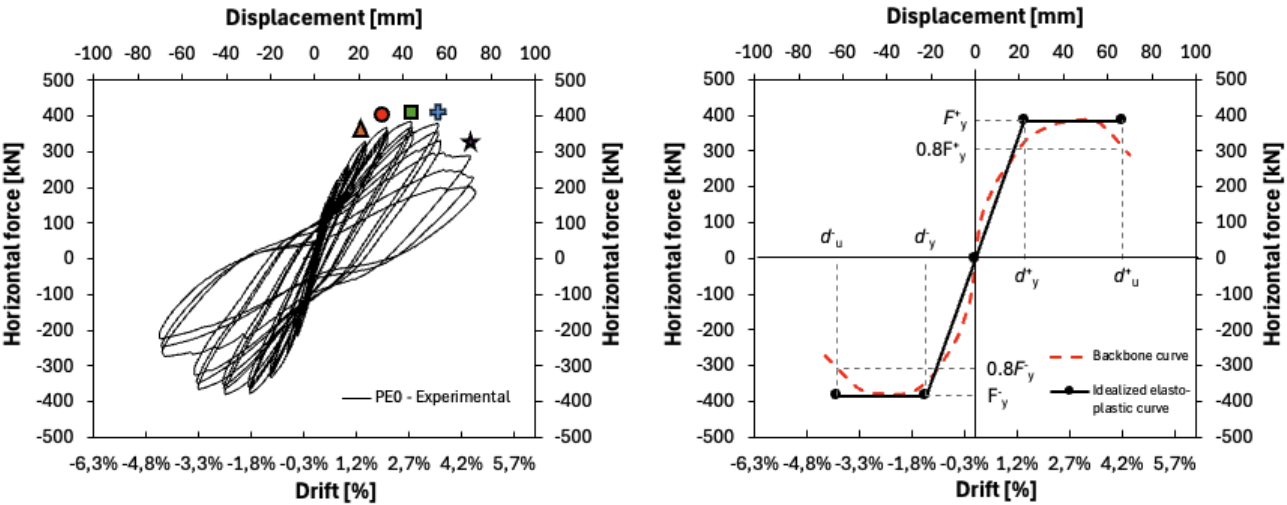
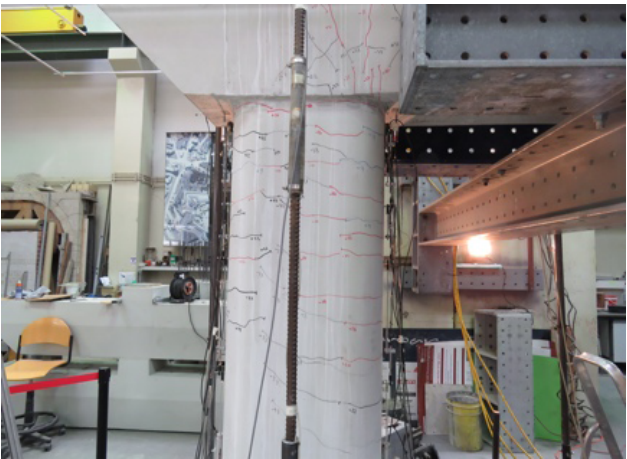


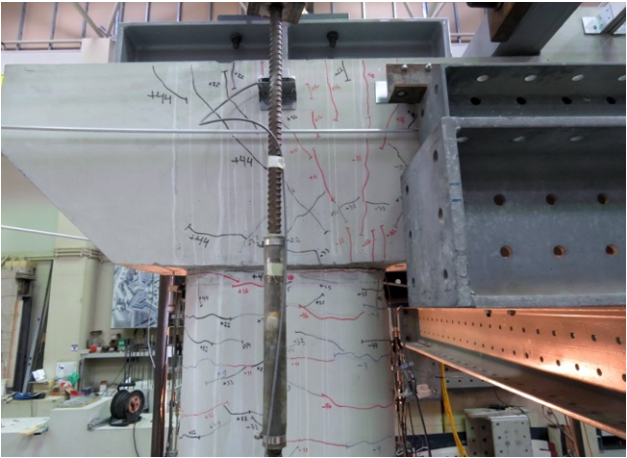
Figura 10 Resposta histerética – força vs. deslocamento / drift – PE0



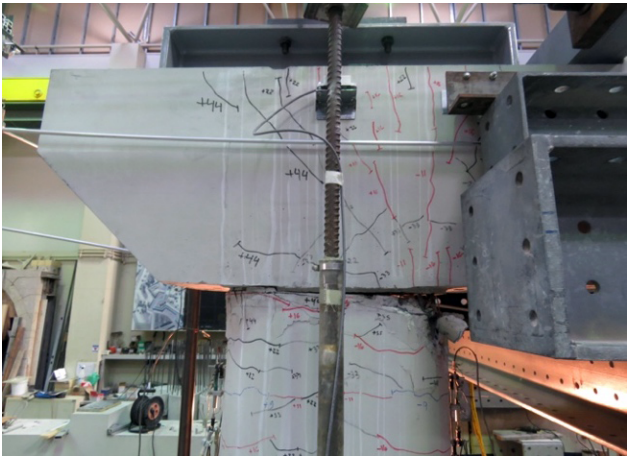
(a) 2,08% de drift



(b) 2,77% de drift



(c) 3,46% de drift



(d) 4,84% de drift

Figura 11 Evolução do dano e modo de rotura na zona do nó pilar-travessa esquerdo

5 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, tendo sido apresentados os resultados do ensaio sobre protótipo PEO.

O protótipo PEO 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. Desta forma ficou comprovado que a ligação pilar-travessa, que viabiliza a pré-fabricação integral do sistema, não condiciona a resistência sísmica da subestrutura. A propagação do dano teve início com a formação de pequenas fissuras no topo dos pilares, onde, com o aumento da *drift*, veio a ser observada a formação das rotulas plásticas. Com o aumento da solicitação 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 esmagamento e destacamento 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 PEO aponta para a adequabilidade do método de dimensionamento utilizado e apresentado nas referências [13] e [14], 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.

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/04708/2020DOI10.54499/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 Investigação em Materiais, Energia e Ambiente para a Sustentabilidade, 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] Popa, V.; Papurcu, A.; Cotofana, D.; Pascu, R. (2015) – Experimental testing on emulative connections for precast columns using grouted corrugated steel sleeves. *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 13, no. 8. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9715-9>
- [6] Tullini, N.; Minghini, F. (2020) – Cyclic test on a precast reinforced concrete column-to-foundation grouted duct connection. *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 18, no. 4, pp. 1657–1691. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00766-2>
- [7] Ameli, M.; Pantelides, C. (2017). Seismic Analysis of Precast Concrete Bridge Columns Connected with Grouted Splice Sleeve Connectors. *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, no. 2, 2017. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001678](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001678)
- [8] Xu, W.; Ma, B.; Duan, X.; Li, J. (2021) – Experimental investigation of seismic behavior of UHPC connection between precast columns and footings in bridges. *Eng. Struct.*, vol. 239. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112344>
- [9] Rahman, R.; Dirar, S.; Jemaa, Y.; Theofanous, M.; Elshafie, M. (2018) – Experimental Behavior and Design of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints Strengthened with Embedded Bars. *Journal of Composites for Construction*, vol. 22, no. 6. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000883](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000883)
- [10] Wang, Z.; et al. (2018) – Quasi-static cyclic tests of precast bridge columns with different connection details for high seismic zones. *Eng. Struct.*, vol. 158, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.12.035>
- [11] Li, T.; Qu, H.; Wang, Z.; Wei, H.; Jiang, S. (2018) – Seismic performance of precast concrete bridge columns with quasi-static cyclic shear test for high seismic zones. *Eng. Struct.*, vol. 166. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.03.086>
- [12] 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>
- [13] 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
- [14] 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>

- [15] Park, R.; Paulay, T. (1975) – Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons Ltd.
- [16] Priestley, N.; Seible, F.; Calvi, M. (1996) – Seismic Design and Retrofit of Bridges. 1st ed. John Wiley & Sons Ltd.
- [17] Ingham, J.; Priestley, N.; Seible, F. (1997) – Cyclic response of bridge knee joints with circular columns. Journal of earthquake engineering, Vol. 2, No.3. 357-390. Taylor & Francis.
<https://doi.org/10.1080/13632469809350327>
- [18] Srithran, S.; Priestley, N.; Seible, F. (1999) – Enhancing Seismic Performance of Bridge Cap beam-to-column Joints Using Prestressing. PCI Journal. 74-91. <https://doi.org/10.15554/pcij.07011999.74.91>
- [19] Srithran, S.; Ingham, J. (2003) – Application of strut-and-tie concepts to concrete bridge joints in seismic regions. PCI Journal. 56-90. <https://doi.org/10.15554/pcij.07012003.66.90>

Identificação de alterações nas condições de apoio de uma ponte ferroviária

Detection of changes in the behaviour of structural bearings in a railway bridge

Pedro Oliveira
Luís Oliveira Santos
Luís Freire
Nuno Lopes

Resumo

A Monitorização da Integridade Estrutural permite avaliar o desempenho das estruturas em serviço com base na medição de grandezas relevantes, através de sistemas sensoriais instalados nas estruturas. A condição estrutural da obra pode ser determinada com recurso a métodos estatísticos, que permitem extrair informação sensível a danos a partir dos dados medidos.

Em pontes, utiliza-se frequentemente a identificação modal estocástica para analisar as características dinâmicas da estrutura, já que alterações na massa, rigidez ou condições de apoio afetam suas propriedades modais.

Este artigo apresenta uma aplicação prática numa ponte ferroviária, onde as alterações nas condições de apoio foram detetadas através das frequências naturais de vibração da estrutura. As propriedades modais foram obtidas experimentalmente com o método SSI-COV. A classificação da condição estrutural foi determinada através de testes estatísticos aplicados às séries de resíduos, após remover os efeitos operacionais e ambientais. Estudos numéricos complementares permitiram identificar a localização do dano.

Abstract

Structural Health Monitoring aims to assess the performance of structures in service by measuring relevant quantities through sensor systems installed on the structures. The structural condition of the structure can be assessed through statistical methods that allow the extraction of damage-sensitive information from the measured data.

In bridges, stochastic modal identification is frequently used to analyse the dynamic characteristics of structure, as variations in mass, stiffness, or support conditions affect its modal properties.

This paper presents a practical application on a railway bridge, where changes in the bearing conditions were detected through natural vibration frequencies. The modal properties were experimentally identified using the SSI-COV method. Structural condition assessment was carried out through statistical tests applied to the residual errors of data normalization process. Complementary numerical studies were performed to identify its location.

Palavras-chave: Ponte ferroviária / Monitorização estrutural / Detecção de dano

Keywords: Railway bridge / Structural health monitoring / Damage detection

Pedro Oliveira

Mestre em Engenharia Civil
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
 0000-0003-4117-267X
pmoliveira@lnec.pt

Luís Oliveira Santos

Investigador-Coordenador
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
 0000-0003-2591-2842
luisosantos@lnec.pt

Luís Freire

Mestre em Engenharia Civil
Infraestruturas de Portugal, S.A.
Lisboa, Portugal
luis.freire@infraestruturasdeportugal.pt

Nuno Lopes

Mestre em Engenharia Civil
Infraestruturas de Portugal, S.A.
Lisboa, Portugal
nuno.lopes@infraestruturasdeportugal.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

OLIVEIRA, P. [et al.] – Identificação de alterações nas condições de apoio de uma ponte ferroviária. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 28. ISSN 2183-8488. (julho 2025) 95-102.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n28-010>

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 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 caracterizar a temperatura do ar e dos elementos estruturais e as ações ferroviárias. Em termos de repostas, o sistema permite caracterizar 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 2735 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.

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).

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 termistores 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



Figura 1 Ponte vista geral de jusante

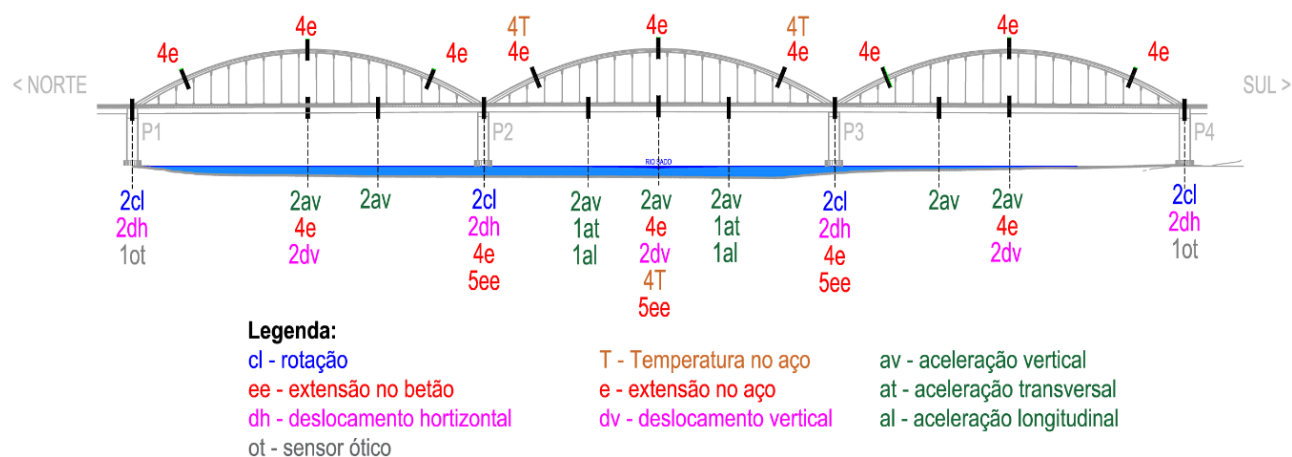


Figura 2 Plano geral de monitorização

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.

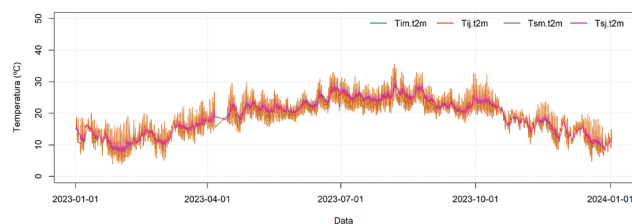


Figura 3 Séries temporais de temperatura no caixão metálico na secção de meio vão do tramo central

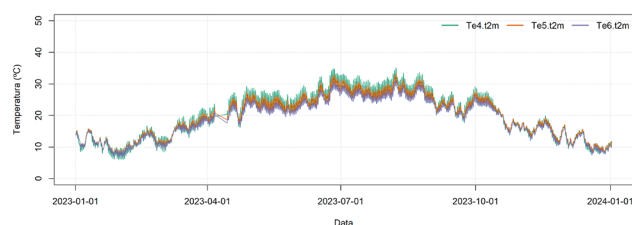


Figura 4 Séries temporais de temperatura na laje de betão na secção de meio vão do tramo central

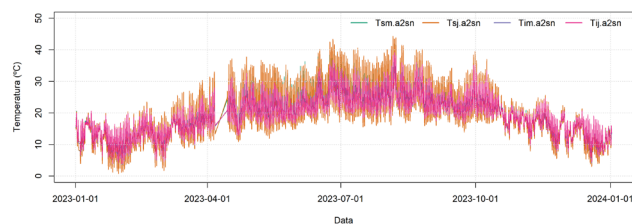


Figura 5 Séries temporais de temperatura no arco na secção de sexto de vão do tramo central

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.

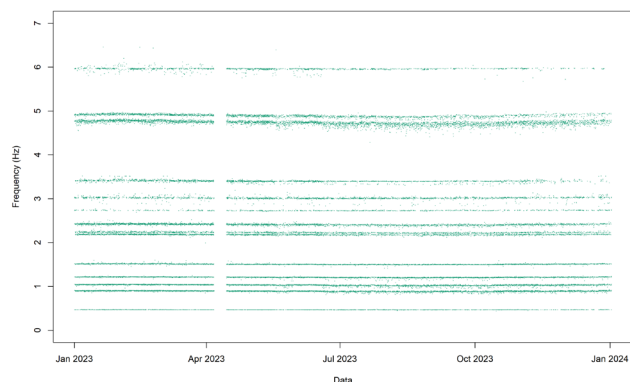


Figura 6 Séries temporais da frequência natural dos modos de vibração da ponte

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.

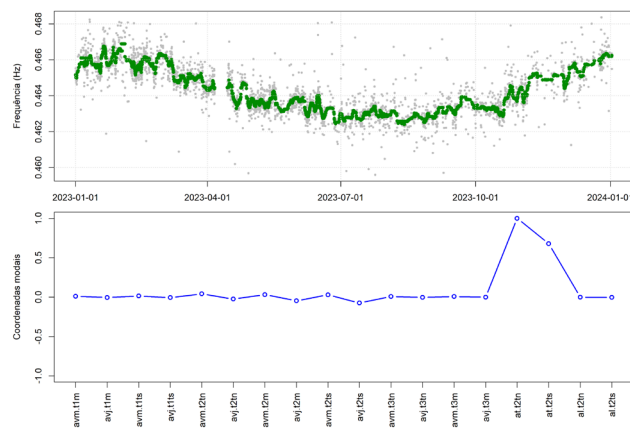


Figura 7 Frequência natural do 1.º modo identificado e respetiva configuração modal (modo transversal)

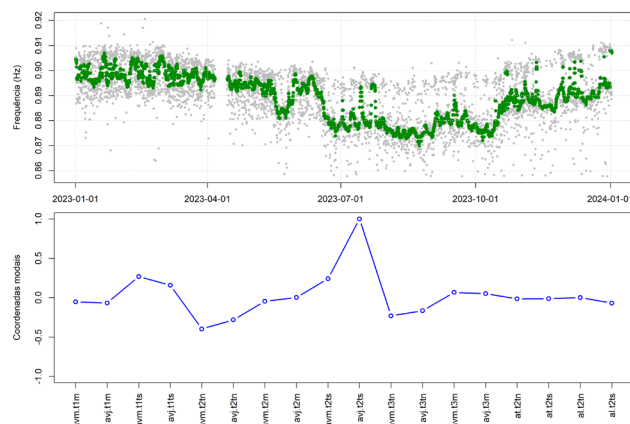


Figura 8 Frequência natural do 2.º modo identificado e respetiva configuração modal (modo vertical)

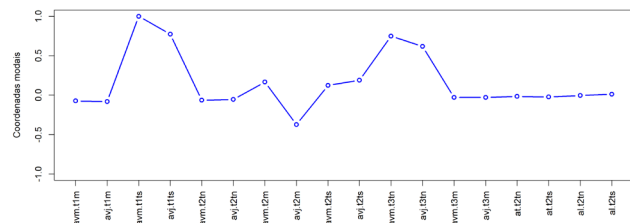


Figura 9 Frequência natural do 3.º modo identificado e respetiva configuração modal (modo vertical)

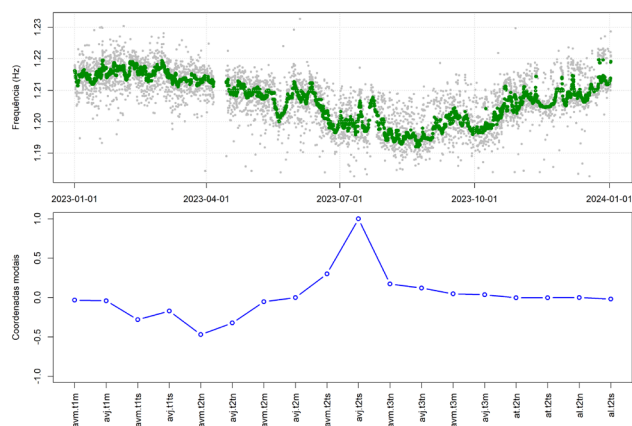


Figura 10 Frequência natural do 4.º modo identificado e respetiva configuração modal (modo vertical)

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 (2.º, 3.º e 4.º) apresentam valores que ultrapassam os limites de confiança, sensivelmente a partir de maio de 2023, o que pressupõe alteração no comportamento da estrutura.

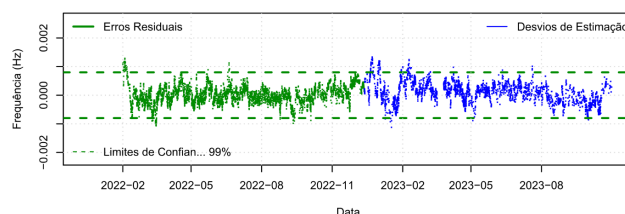


Figura 11 Séries temporais dos desvios de estimação da 1.ª frequência natural identificada

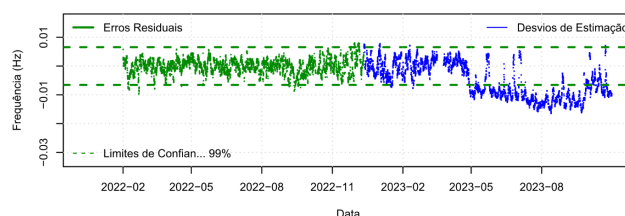


Figura 12 Séries temporais dos desvios de estimação da 2.ª frequência natural identificada

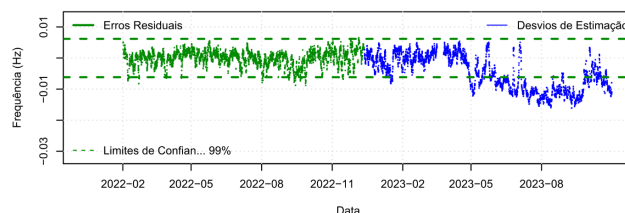


Figura 13 Séries temporais dos desvios de estimação da 3.ª frequência natural identificada

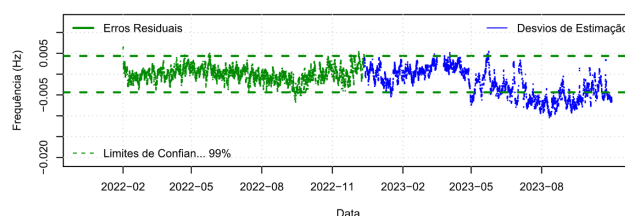


Figura 14 Séries temporais dos desvios de estimação da 4.ª frequência natural identificada

5 Identificação da alteração estrutural através do modelo numérico

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.

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

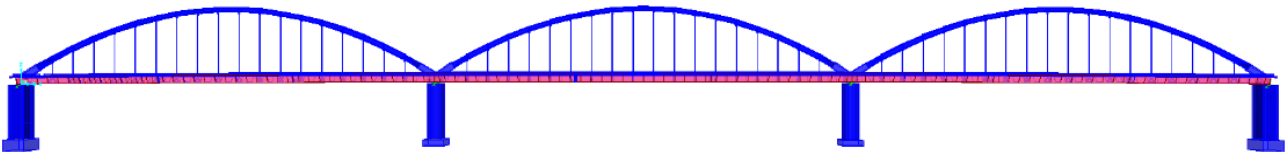
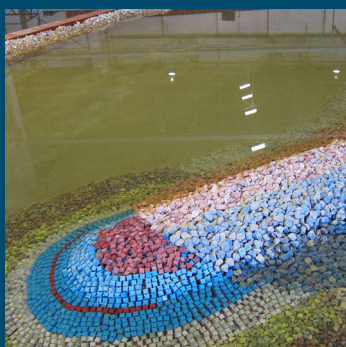
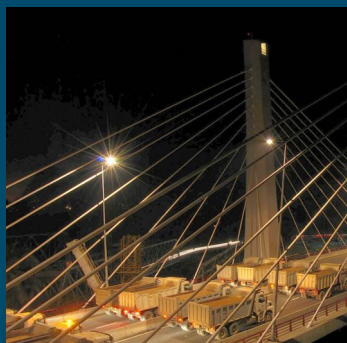


Figura 15 Modelo numérico da Ponte ferroviária sobre o rio Sado desenvolvido e calibrado pelo LNEC

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] Sun, Z.; Nagayama, T.; Su, D.; Fujino, Y. – "A Damage Detection Algorithm Utilizing Dynamic Displacement of Bridge under Moving Vehicle," *Shock and Vibration*, 2016.
- [2] Wu, B.; Wu, G.; Yang, C.; He, Y. – "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] An, Y.; Ou, J. – "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] Rama Mohan Rao, A.; Lakshmi, K. – "Damage diagnostic technique combining POD with time-frequency analysis and dynamic quantum PSO," *Meccanica*, vol. 50, no. 6, pp. 1551-1578, 2015.
- [5] Rodrigues, J. – "Identificação Modal Estocástica: Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil," 2004.
- [6] Magalhães, F.; Cunha, A.; Caetano, E. – "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] Ubertini, F.; Gentile, C.; Materazzi, A.L. – "Automated modal identification in operational conditions and its application to bridges," *Eng Struct*, vol. 46, pp. 264-278, 2013.
- [8] Santos, J.P. – "Smart Structural Health Monitoring Techniques for Novelty Identification in Civil Engineering Structures," 2014.



investigação

inovação

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em Lisboa, Portugal, criado em 1946, é um instituto público de Ciência e Tecnologia (C&T), com o estatuto de Laboratório de Estado, que desenvolve investigação em todos os domínios da Engenharia Civil, o que lhe confere uma perspetiva única e multidisciplinar.

O LNEC desenvolve atividades de Investigação, Desenvolvimento e Inovação - I&D&I - ligadas à engenharia civil, essencialmente nos domínios das obras públicas, da habitação e urbanismo, do ambiente, da indústria dos materiais, componentes e outros produtos para a construção. A atividade do LNEC visa, no essencial, a qualidade e segurança das obras, a proteção e reabilitação do património natural e construído e a modernização e inovação tecnológica no sector da construção.

Ao longo da sua existência, o LNEC tem desenvolvido a sua atividade em mais de 40 países de todos os continentes, tanto em estudos de I&D&I, com predominância na União Europeia, como em estudos e pareceres orientados para a consultoria tecnológica avançada. Esta atividade de consultoria tecnológica tem incidido num conjunto muito diversificado de obras, nomeadamente: edifícios, pontes, barragens, portos, praias, obras subterrâneas e infraestruturas de transportes, bem como aspetos relacionados com recursos hídricos e ambiente.

cooperação

divulgação





Nova imagem ATIC

A ATIC iniciou o ano de 2025 com uma **nova identidade gráfica**, resultado de uma operação de *rebranding* que reflete a visão inovadora e sustentável da associação para o futuro.

A nova imagem inclui um logótipo renovado, uma paleta de cores modernizada e um refresh completo do website, garantindo uma comunicação mais clara, mais dinâmica e mais próxima dos seus stakeholders.

O símbolo central da nova identidade é composto por duas peças que se unem para formar uma nova figura no centro, um conceito que simboliza a colaboração entre parceiros como a CIMPOR e a SECIL, a criatividade no uso do cimento e a sustentabilidade, refletindo o compromisso da ATIC em construir um futuro mais inovador e equilibrado.

Visualmente, os triângulos que compõem o logótipo apontam para a direita, transmitindo movimento e progresso, enquanto a forma triangular, por si só, remete para a estabilidade e o equilíbrio, atributos fundamentais de uma associação que se posiciona como um ícone de confiança no setor.

"2025 marca o início de uma nova era para a ATIC. A nova identidade gráfica é a ponte entre o nosso legado e o futuro que queremos construir: sólido, sustentável e inovador. Este rebranding é mais do que estética, é um compromisso visual com a transformação do setor cimenteiro em Portugal e no mundo", sublinha Cecília Meireles, secretária-geral executiva da ATIC.

Esta mudança estratégica reflete a missão da ATIC em ser um ponto de referência para a inovação e sustentabilidade na indústria cimenteira.

Para mais informações, convidamos a visitar o [website](#) e a página de [LinkedIn](#) da ATIC.



IABSE

International Association for
Bridge and Structural Engineering



The Essence of Structural Engineering for Society

IABSE Congress Ghent 2025

27 - 29 August 2025

Mais informações em: <https://www.iabse.org/Ghent2025>

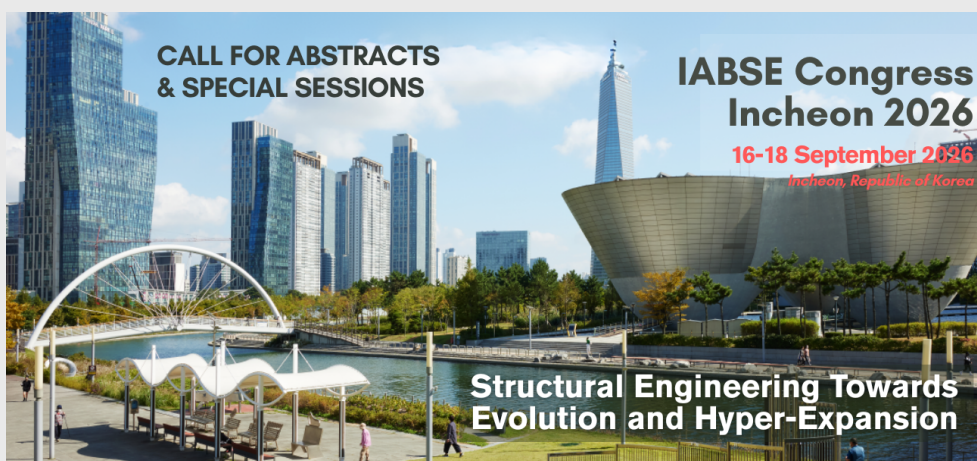


**IABSE SYMPOSIUM
COPENHAGEN 2026**
Tivoli Hotel & Congress Center

21-24 April 2026

**Bridging Advanced Technologies -
Structural Innovation**

Mais informações em: <https://iabse.org/copenhagen2026>



**CALL FOR ABSTRACTS
& SPECIAL SESSIONS**

**IABSE Congress
Incheon 2026**

16-18 September 2026
Incheon, Republic of Korea

**Structural Engineering Towards
Evolution and Hyper-Expansion**

Submissão de resumos até 15 de setembro de 2025

Mais informações em: <https://www.iabse.org/Incheon2026>

Próximos eventos



7th *fib* Congress

Lisbon - 2026

Structural Concrete 2050
Towards Carbon Neutrality, AI Design, and Robotic Construction

Lisbon, June 15-19, 2026

www.fiblisbon2026.pt



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



TÉCNICO
LISBOA

fib Congress 2026

The *fib* Congress 2026 will be held in Lisbon, Portugal, from 15 to 19 June 2026, aiming to highlight the ultimate goal of sustainability and the opportunities that emerging technologies will bring to concrete structures, under the motto “*Structural Concrete 2050: Towards Carbon Neutrality, AI Design, and Robotic Construction*”.

World-renowned keynote speakers will address key topics, including conceptual design, the robustness of prefabricated structures, seismic retrofitting of existing buildings, 3D-printing, and AI-driven applications. Delegates from around the world, holding diverse professional backgrounds, will present the latest scientific and technological innovations, as well as the most impressive projects in structural concrete, bridging research and practice.

Main Topics:

Topic 1 Materials for Structural Concrete

Topic 2 Construction and Prefabrication

Topic 3 Design & Analysis

Topic 4 Existing Concrete Structures

Topic 5 Projects, Works and Case Studies

Topic 6 Codes, standards, pre-norms & guidelines

Abstracts

Submit your abstract (max. 300 words) via the congress website: www.fiblisbon2026.pt

Sponsorship and Exhibition

The 7th *fib* Congress will provide maximum visibility of your company to all relevant actors involved in concrete technology and design, by bringing together renowned scientists, distinguished structural designers and consultants, top project and on-site managers, experienced engineers from both public and private entities, and leading professionals from construction and prefabrication companies, among others.

Sponsoring the 7th *fib* Congress provides opportunities for networking, brand visibility, and recognition according to the type and level of sponsorship.

Young engineers will have dedicated sessions organized by the *fib*-YMG, while students will participate in a competition designed to challenge both their skills and the knowledge of their supervisors. Additionally, leading companies in the concrete construction industry will showcase their products and services at the sponsors' technical exhibition. Participants will also have the opportunity to join one of two technical visits: (a) to an existing cable-stayed bridge in Lisbon or (b) to an under-construction arch bridge in Porto.

June is a wonderful time to visit Portugal, with its pleasant weather making it an excellent opportunity to extend your stay through the weekend. Visitors can explore Lisbon's most iconic landmarks or they can visit the charming nearby towns of Sintra and Cascais or Óbidos and Nazaré.

Important Dates and Deadlines

Deadline for special session proposals 30 July 2025

Deadline for abstracts submission 15 August 2025

Deadline for abstract acceptance 15 October 2025

Deadline for papers submission 31 January 2026

Deadline for papers acceptance 15 March 2026

Early bird registration 30 April 2026

Program and Registration

All information can be found on the congress website: www.fiblisbon2026.pt

The technical exhibition is located in both foyers, directly in front of the auditorium and adjacent rooms where plenary and parallel sessions will take place. This strategic location will also host coffee breaks and lunches, making it the ideal location for companies to showcase their products and services.

Sponsorship options are available at the Congress website. We are also open for customizable sponsorship options designed according to your company's goals and requests. For personalized opportunities, please feel free to reach out to us.

For enquiries and Sponsorship registration, please contact us at info@fiblisbon2026.pt.



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA



A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) foi criada em 1973, com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica.

A SPES é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e coletivas, com os propósitos de fomentar o desenvolvimento da engenharia sísmica, sismologia e prevenção e defesa contra os sismos em Portugal, promovendo a divulgação da informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e na sociedade, assegurar a representação portuguesa nas Associações Europeia e Internacional de Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

Av. do Brasil, 101 1700-066
Lisboa • Portugal
Tel. (+351) 21 844 32 91
spes@lnec.pt
<http://spessismica.pt/>



Sismar, o podcast da SPES. Para descomplicar e dar resposta a questões sobre o risco sísmico em Portugal.

Sismar



spessismica.pt/sismar-podcast/

SPES





Instituto para
a Construção
Sustentável



Missão

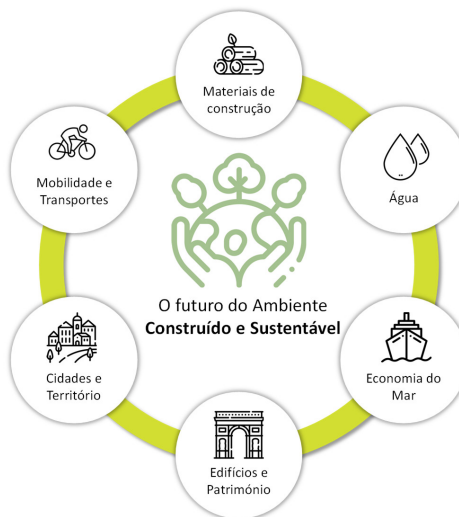
O **ICS** é uma associação privada, científica e técnica, sem fins lucrativos, tendo como missão estabelecer a **ligação** entre a **academia**, a **indústria** e a **sociedade** nas áreas da **Engenharia Civil** e áreas conexas para a promoção da Construção Sustentável, através da transferência de novos conhecimentos e de tecnologias inovadoras que resultem de atividades de investigação, desenvolvimento e inovação, prestação de serviços avançados de consultoria, assistência técnica, ensaios e formação específica.



Domínios de atividade

O **ICS** tem como visão ser uma interface científica e tecnológica multidisciplinar reconhecida pela sua capacidade de responder a **desafios sociais** e complexos nos seguintes **domínios**:

Materiais Ecoeficientes; Água e Economia do Mar; Edifícios e Património; Cidades e Território; Mobilidade e Transportes; Circularidade e Eficiência Energética; Digitalização e Sistemas Avançados de Produção; Riscos, Segurança e Resiliência.



R. Dr. Roberto Frias, s/n
Campus da FEUP
Edifício G – Piso 1
4200-465 Porto

+351 22 508 1856
+351 22 508 2190
+351 22 508 1907
+351 22 041 4877

www.fe.up.pt/ics
ics@fe.up.pt

Tekla **IDEA StatiCa**

construsoft

Soluções Construsoft para betão estrutural



Desde a modelação 3D até ao cálculo de elementos estruturais, com os softwares Tekla Structures e IDEA StatiCa é garantida qualidade, segurança e produtividade.

Otimize o seu fluxo de trabalho, reduzindo erros e melhorando a colaboração entre equipas

www.construsoft.pt
info@construsoft.pt

Fale connosco!



Let's co



Sistema
**CONSOLIDAÇÃO
E REFORÇO ESTRUTURAL**

SB 568

Microbetão para
reforço estrutural

CAMPO DE EMPREGO

- Reforço estrutural
- Excelente trabalhabilidade
- Elevada resistência mecânica ≥ 40 MPa
- Disponível em Saco e Silo



FASSA BORTOLO



www.fassabortolo.com

Consolidação e reforço estrutural

Betão armado, paredes
de enchimento,
alvenarias resistentes

As combinações das matrizes Kerakoll com os tecidos em fibra de aço e em fibra de basalto constituem os inovadores sistemas de reforço estrutural de baixa espessura, que oferecem múltiplas vantagens tais como: simplicidade de aplicação e comportamento resistente, módulo de elasticidade menor e tenacidade superior aos dos sistemas compósitos de reforço estrutural mais comuns.



kerakoll

Máxima Resistência Menor Peso

Betões leves estruturais **Leca**[®]

- Redução do peso próprio, da estrutura e fundações
- Menor carga sísmica e maior segurança
- Elevado desempenho e resistência mecânica
- Solução globalmente mais económica
- Cura interna melhorada e retração reduzida
- Maior durabilidade e estabilidade
- Excelente comportamento térmico
- Elevada resistência ao fogo



TORRE DE PICOAS

 www.leca.pt


SAINT-GOBAIN



Elastocolor Pittura

Mapelastic Guard Zero

Mapegrout Easy Flow Zero

Mapeshield I 30/20

Mapefix EP 100

Mapefer 1k Zero

Betão hidro-escarificado

SOLUÇÕES PARA REPARAÇÃO E PROTEÇÃO DE BETÃO





É TUDO **OK**
COM A **MAPEI**

Para mais informações em mapei.pt



ISOLAMENTO DE BASE

Falhar não é opção!

- A forma mais eficaz de proteger infra-estruturas críticas a sismos
- Operacionalidade garantida e comprovada
- Baixo custo em relação ao valor da estrutura

Apoio local da Pretensa

- Representante **FIP MEC** em Portugal
- Juntas de dilatação Sísmicas
- Monitorização Estrutural



PRETENZA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314
4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL
☎ +351 229 416 633 ✉ comercial@pretensa.com.pt
www.pretensa.com.pt



Pêndulo FIP-D

HDRB

LRB

S&P C-Anchor



S&P C-Anchor é uma ancoragem em fibra de carbono de elevada resistência e não corrosiva, concebida para ser laminada in-situ com resinas S&P.

Foi desenvolvido com uma secção em compósito pré-curada para facilitar a instalação em obra e aumentar a qualidade.



para saber mais ! ➡



SIKA® VISCOCRETE®

Inovação em Adjuvantes de Alto desempenho para Betão

A gama Sika® ViscoCrete® baseia-se em polímeros de nova geração (policarboxilatos modificados) e representa uma referência em adjuvantes superplastificantes para betão. Desenvolvida para responder às exigências da construção moderna, esta tecnologia garante elevada redução de água, maior trabalhabilidade e durabilidade do betão.

Permite a produção de betões fluídos, autocompactáveis (SCC) e de elevado desempenho (UHPC), assegurando uma consistência e resistência superior, mesmo nas condições mais exigentes.

PRINCIPAIS VANTAGENS:

- Elevada redução da água de amassadura;
- Manutenção da trabalhabilidade por mais tempo;
- Compatível com vários tipos de cimento e agregados;
- Aumenta a densidade e durabilidade do betão;
- Contribui para uma construção mais sustentável;

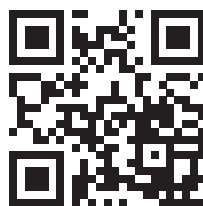


SAIBA MAIS EM
WWW.SIKA.PT

A CONSTRUIR CONFIANÇA



COM O APOIO DE:



<http://rpee.lnec.pt/>

