

SÉRIE III NÚMERO 5 NOVEMBRO 2017

rpee

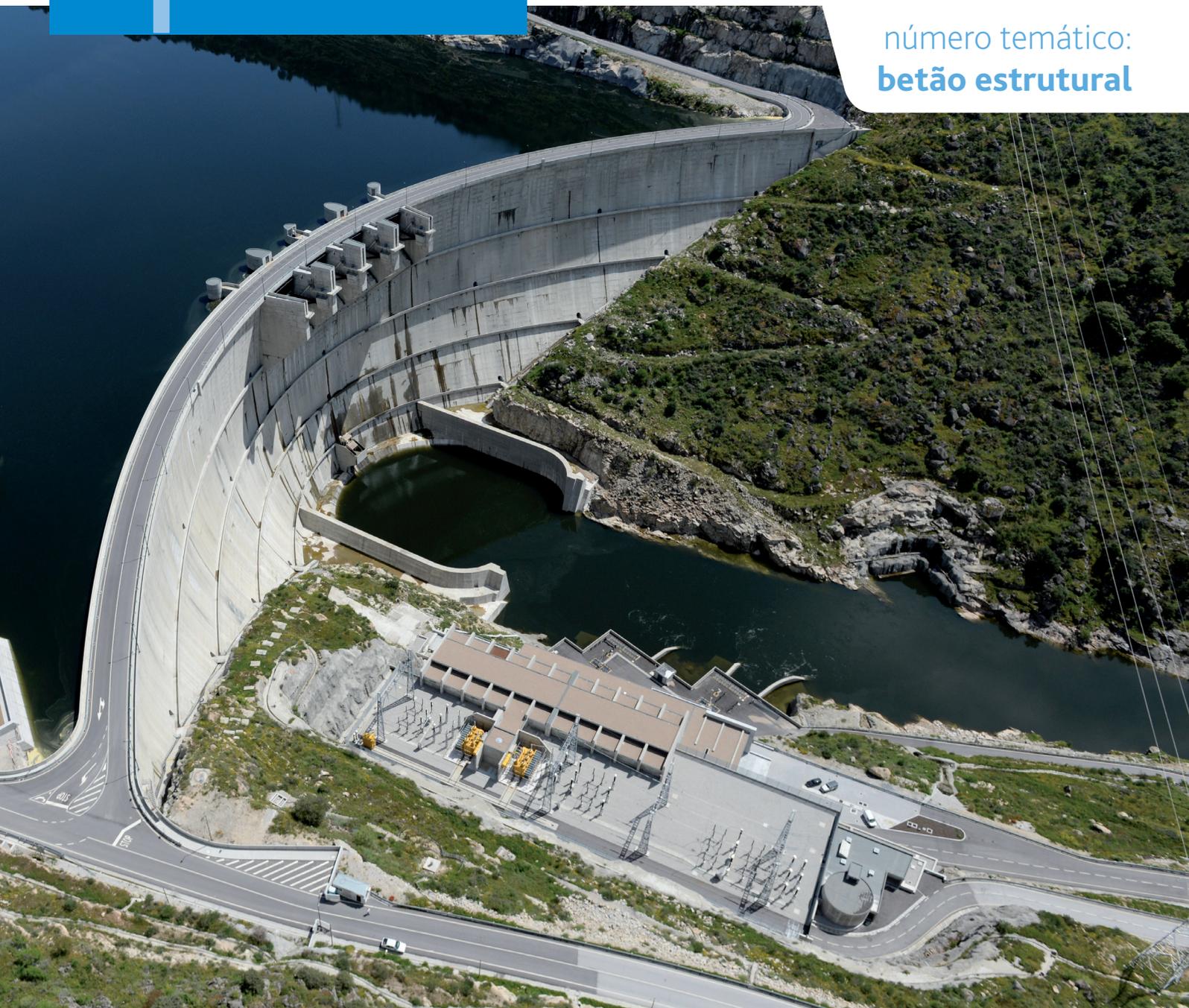
<http://rpee.lnec.pt/>

# revista portuguesa de engenharia de estruturas

*portuguese journal of structural engineering*

Diretor: José Manuel Catarino

número temático:  
**betão estrutural**



ISSN: 2183-8488



LABORATÓRIO NACIONAL  
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa  
de Engenharia de Estruturas



Grupo  
Português  
de Betão  
Estrutural



SOCIEDADE  
PORTUGUESA DE  
ENGENHARIA  
SÍSMICA



# índice

<b>editorial</b>	<b>3</b>	Nota prévia
	<b>5</b>	Editorial
<b>artigos científicos(*)</b>	<b>7</b>	Comportamento em situação de incêndio de vigas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP instalados em rasgos: ensaios de resistência ao fogo e simulações numéricas João Pedro Firmo ∞ Mário Rui Arruda ∞ João Ramôa Correia
	<b>17</b>	Estudo experimental sobre a resistência ao esforço transversal de lajes de tabuleiros de pontes em betão armado sob ações estáticas e de fadiga Francisco Natário ∞ Miguel Fernández Ruiz ∞ Aurelio Muttoni
	<b>27</b>	Utilização racional de betão de elevada resistência em lajes fungiformes Micael Inácio ∞ André Almeida ∞ Válder Lúcio ∞ António Ramos
	<b>37</b>	Formulação de fenda discreta embebida para análise tridimensional de fratura em materiais quase-frágeis Carlos Octávio ∞ Daniel Dias-da-Costa ∞ Jorge Alfaiate ∞ Eduardo Júlio
	<b>45</b>	Efeito do escorregamento dos varões no recentramento de estruturas de betão armado Paulo Silva Lobo ∞ João Almeida ∞ Luís Guerreiro
	<b>53</b>	Aderência entre varões de aço inoxidável e betão com baixa dosagem de ligante Emanuel Freitas ∞ Hugo Costa ∞ Ana S. Louro ∞ Manuel Pipa ∞ Eduardo Júlio
	<b>63</b>	Reforço ao punçoamento de lajes fungiformes com lâmina complementar de betão Hugo Fernandes ∞ Válder Lúcio ∞ António Ramos
	<b>73</b>	Dimensionamento de armaduras mínimas em lajes restringidas considerando a interação solo-estrutura Carlos Sousa ∞ Rui Faria ∞ Emanuel Felisberto
	<b>81</b>	Aplicação de modelos de campos de tensões para vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural Miguel P. Ferreira ∞ João F. Almeida ∞ Miguel S. Lourenço
	<b>91</b>	Caracterização do comportamento à tração do UHPFRC: influência da dosagem e orientação das fibras Amin Abrishambaf ∞ Mário Pimentel ∞ Sandra Nunes
	<b>99</b>	Monitorização do comportamento dinâmico da Ponte de São João Xu Min ∞ L. Oliveira Santos ∞ Naim Suleyman
	<b>109</b>	Modelos de campos de tensões para betão estrutural – Aplicações ao projeto de reforço de fundações Bernardo Catalão
<b>divulgação</b>		Entidades apoiantes e parceiros

(\*) Sujeitos a revisão por pares académicos

## Diretor

José Manuel Catarino

## Administração

José Manuel Catarino

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes

(APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Manuel Pipa

(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

Aníbal Costa

(SPEE - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

## Coordenação Científica

Helena Cruz

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Humberto Varum

(FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Direção Executiva: Sandra Neves

Secretariado: Marta Rodrigues

Design Gráfico: Helder David

## Fotografia da Capa

Barragem de montante do Aproveitamento

Hidroeléctrico do Baixo Sabor

(Foto cedida pela EDP e tirada por Artefotográfica)

## Administração

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.

Departamento de Estruturas

Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA

tel: (+351) 21 844 32 60 | fax: (+351) 21 844 30 25

rpee@lnec.pt | http://rpee.lnec.pt

## Edição e divulgação eletrónica

LNEC | Divisão de Divulgação Científica e Técnica

Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA

NIPC: 501 389 660

tel: (+351) 21 844 36 95 | fax: (+351) 21 844 30 18

livraria@lnec.pt | www.lnec.pt

ISSN 2183-8488

## Painel de Revisores (\*)

Alfredo Campos Costa

LNEC, Portugal

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes

Univ. Industrial de Santander, Colômbia

André Barbosa

Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa

UA, Portugal

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde

FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portugal

António M. Baptista

LNEC, Portugal

Antonio Mari

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

António Santos Silva

LNEC, Portugal

Artur Pinto

ELSA Laboratory - JRC, Itália

Baldomiro Xavier

Teixeira Duarte, SA, Portugal

Carlito Calil Júnior

Univ. de São Paulo, Brasil

Dinar Camotim

IST, Portugal

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho

Univ. Federal Fluminense, Brasil

Enrico Spacone

Univ. Chieti Pescara, Itália

Fabio Biondini

Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

IST, Portugal

Filipe Teixeira-Dias

Univ. of Edinburgh, Reino Unido

Francisco Antônio Rocco Lahr

Univ. de São Paulo, Brasil

Francisco Javier Crisafulli

Univ. Nacional de Cuyo, Argentina

Galo Valdebenito

Univ. Austral de Chile, Chile

Giorgio Monti

Univ. di Roma, Itália

Giuseppe Mancini

Politecnico di Torino, Itália

Gustavo Ayala

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR Ingenieros Consultores, Espanha

Hugo Rodrigues

IPLeiria, Portugal

Joan Ramon Casas

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

João Casaca

LNEC, Portugal

João Ramôa Correia

IST, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca

UBI, Portugal

Jorge de Brito

IST, Portugal

José Calavera

INTEMAC, Espanha

José Jara

Univ. Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

José Luiz Rangel Paes

Univ. Federal de Viçosa, Brasil

José Turmo

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Juan A. Sobrino

PEDELTA, Espanha

Júlio Flórez-López

Univ. de los Andes, Venezuela

Ka-Veng Yuen

Univ. of Macau, República Popular da China

Lídia Shehata

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Luís Guerreiro

IST, Portugal

Luís Oliveira Santos

LNEC, Portugal

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Univ. Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Manuel Pipa

LNEC, Portugal

Marcial Blondet

Pontificia Univ. Católica del Perú, Peru

Mário Castanheira

LNEC, Portugal

Mario Ordaz

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Mary Mun

LNEC, Portugal

Maurizio Piazza

Univ. di Trento, Itália

Oscar A. López

Univ. Central de Venezuela, Venezuela

Paulo Candeias

LNEC, Portugal

Paulo Lourenço

UM, Portugal

Paulo Roberto Lopes Lima

Univ. Estadual de Feira de Santana, Brasil

Paulo Vila Real

UA, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Rui Calçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Sérgio Hampshire Santos

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Sergio Lagomarsino

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Válder Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

Univ. de São Paulo, Brasil

Vítor Leitão

IST, Portugal

(\*) A Coordenação Científica da rpee poderá recorrer a outros revisores quando necessário

# nota prévia

Este número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) é dedicado ao Betão Estrutural, estando associado ao Encontro Nacional Betão Estrutural 2016 (BE2016), organizado pelo Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE), em conjunto com o Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, na cidade de Coimbra, em novembro de 2016.

Como tem sido feito para os números temáticos, a qualidade científica é assegurada pela colaboração da coordenação da comissão científica da **rpee** com representantes da comissão científica das reuniões a que se referem, neste caso membros dos Órgãos Sociais do GPBE.

A administração da **rpee** deixa aqui expresso o seu agradecimento à comissão constituída pelos colegas Eduardo Júlio, João Almeida, João Ramôa Correia, Joaquim Barros, Manuel Pipa, Rui Faria, Sérgio Lopes e Válder Lúcio, pela sua contribuição para edição do presente número da **rpee**.

A administração da **rpee**

José Manuel Catarino (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Manuel Pipa (GPBE)

Aníbal Costa (SPES)



# editorial

O quinto número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas é dedicado ao tema Betão Estrutural, divulgando à comunidade técnica e científica um conjunto de trabalhos selecionados entre os apresentados no Encontro Nacional Betão Estrutural 2016, organizado pelo Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE), em conjunto com o Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Estes Encontros realizam-se com uma periodicidade bienal desde 1986, sendo o fórum privilegiado de debate de todos os temas ligados ao betão estrutural, como sejam as realizações mais recentes e inovadoras, nas vertentes da construção e reabilitação, materiais e produtos, normalização, projeto e investigação científica.

O betão é de longe o material mais utilizado na indústria da construção, excedendo o seu consumo anual a totalidade do consumo de todos os outros materiais conjuntamente. Deste modo, justifica-se a manutenção de um debate permanente sobre o seu desempenho, considerando-se que, presentemente, as principais preocupações se devem centrar nas questões ligadas à sustentabilidade, durabilidade e resiliência das estruturas de betão armado e pré-esforçado.

O conjunto dos 12 artigos apresentados foi selecionado por uma comissão constituída por 8 membros dos órgãos sociais do GPBE, tendo-se procurado que cobrisse um conjunto alargado de temas, indo de encontro aos interesses do maior número de leitores e dando uma panorâmica do que vai sendo feito no País no domínio do Betão Estrutural.

Eduardo Júlio

João Almeida

João Ramôa Correia

Joaquim Barros

Manuel Pipa

Rui Faria

Sérgio Lopes

Válter Lúcio

Coordenadores do número temático

**betão estrutural**



# Comportamento em situação de incêndio de vigas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP instalados em rasgos: ensaios de resistência ao fogo e simulações numéricas

Fire behaviour of reinforced concrete beams strengthened with CFRP strips installed into slits: fire resistance tests and numerical simulations

João Pedro Firmo  
Mário Rui Arruda  
João Ramôa Correia

## Resumo

Neste artigo apresenta-se um estudo experimental e numérico sobre o comportamento em situação de incêndio de vigas de betão armado (BA) reforçadas à flexão com laminados de polímero reforçado com fibras de carbono (CFRP) instalados em rasgos no betão de recobrimento (técnica NSM). Foram realizados ensaios de resistência ao fogo em vigas reforçadas e protegidas com isolamento térmico de espessura variável ao longo do comprimento. No estudo numérico foram desenvolvidos modelos de elementos finitos 3D para simular os ensaios; foi considerada a variação com a temperatura das propriedades térmicas e mecânicas dos materiais constituintes; a interação CFRP-adesivo-betão foi modelada através de leis bilineares tensão de corte vs. escorregamento, calibradas anteriormente. Os resultados experimentais e numéricos mostraram que é possível explorar a contribuição mecânica do CFRP durante mais de 90 minutos de exposição ao fogo, desde que se aplique isolamento térmico, com espessura maior nas zonas de ancoragem do reforço.

**Palavras-chave:** Reforço de betão armado / Polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) / Comportamento estrutural ao fogo / Simulação numérica / Sistemas de proteção ao fogo

## Abstract

This paper presents experimental and numerical investigations about the fire behaviour of reinforced concrete (RC) beams flexurally strengthened with carbon fibre reinforced polymer (CFRP) strips applied according to the near surface mounted (NSM) technique. The experimental programme included fire resistance tests on NSM-CFRP strengthened RC beams that were protected with thermal insulation with varying thickness along their length. The numerical study comprised the development of 3D finite element models in order to simulate the fire resistance tests; the variation with temperature of the thermal and mechanical properties of the constituent materials was considered; the CFRP-adhesive-concrete interaction was modelled by means of bi-linear bond-slip laws previously calibrated by the authors. Both experimental and numerical results showed that it is possible to exploit the CFRP mechanical contribution for more than 90 minutes of fire exposure, provided that a thicker insulation is applied along the CFRP anchorage zones.

**Keywords:** Strengthening of reinforced concrete / Carbon fibre reinforced polymers (CFRP) / Structural behaviour under fire exposure / Numerical simulation / Fire protection systems

## João Pedro Firmo

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

## Mário Rui Arruda

Investigador  
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
mario.rui.arruda@tecnico.ulisboa.pt

## João Ramôa Correia

Professor Catedrático  
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
joao.ramoa.correia@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.*

FIRMO, J. [et al.] – Comportamento em situação de incêndio de vigas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP instalados em rasgos: ensaios de resistência ao fogo e simulações numéricas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 7-16.

## 1 Introdução e objetivos

O reforço de estruturas de betão armado através da colagem de materiais compósitos de polímero reforçado com fibras de carbono (CFRP) tem apresentado uma utilização crescente nas duas últimas décadas, sobretudo devido às vantagens que esta técnica apresenta em relação às tradicionais, das quais se destaca a elevada resistência à tração, a leveza, a durabilidade e a facilidade de aplicação. Tipicamente, estes sistemas são constituídos por mantas ou laminados de CFRP colados à superfície do elemento a reforçar com recurso a um adesivo epoxídico – técnica de aplicação denominada por EBR (do termo inglês *externally bonded reinforcement*). Mais recentemente, tem sido estudada e aplicada uma técnica alternativa, conhecida como NSM (do inglês *near surface mounted*), em que laminados, barras ou varões de CFRP são introduzidos em rasgos previamente executados no betão de recobrimento e preenchidos com um adesivo – a maior superfície de contacto e o facto de o CFRP se encontrar no interior do betão melhora substancialmente a eficácia da ligação colada, atrasa a ocorrência de descolamentos prematuros e protege o sistema de reforço do vandalismo e da ação do fogo [1]. Apesar de apresentarem um elevado potencial, estes sistemas suscitam preocupações relacionadas com o seu desempenho a temperaturas elevadas (independentemente da técnica de aplicação) [2]. De facto, a resistência, rigidez e propriedades adesivas dos CFRPs são severamente afetadas para temperaturas moderadamente elevadas [3], nomeadamente quando estas se aproximam da temperatura de transição vítrea ( $T_g$ ) da matriz polimérica, que tipicamente varia entre 55 °C e 120 °C. A ligação entre o betão e o CFRP, materializada por adesivos epoxídicos, é igualmente afetada para temperaturas superiores à  $T_g$  do adesivo, que, em geral, é inferior à do CFRP, apresentando valores entre 45 °C e 80 °C. De facto, um estudo realizado pelos autores do presente artigo [4] sobre o comportamento da interface betão-CFRP a temperaturas moderadamente elevadas mostrou que a resistência da ligação entre estes materiais é reduzida em cerca de 70% a 90 °C (técnica de aplicação EBR; a  $T_g$  do adesivo utilizado era 47 °C). Além disso, observou-se o melhor desempenho do sistema de reforço quando aplicado segundo a técnica NSM, tanto a temperatura ambiente (com metade da área de CFRP obtiveram-se resistências 90% superiores) como a temperaturas elevadas (a 90 °C a resistência da ligação foi reduzida em 60%).

Ensaio de resistência ao fogo a elementos de betão armado reforçados com CFRP (e.g. [5,6]) comprovaram a suscetibilidade destes sistemas quando submetidos a um incêndio. Nestes estudos, apesar de não ter sido possível determinar com exatidão o valor da temperatura do CFRP no instante em que a sua ligação ao betão foi afetada, observou-se que o sistema de reforço perdeu a sua eficácia estrutural após poucos minutos de exposição ao incêndio. Estes estudos realçaram ainda a necessidade de desenvolver sistemas de proteção adequados para prolongar o tempo de resistência ao fogo do reforço. De facto, a regulamentação relativa ao dimensionamento de reforços em CFRP (e.g. [2, 7]) refere que a contribuição estrutural destes sistemas deve ser desprezada na combinação de ações que inclua o incêndio, a não ser que se comprove que, mediante a aplicação de sistemas de proteção ao fogo, a  $T_g$  do adesivo não é atingida. Contudo, presentemente, não existem documentos/

recomendações que auxiliem o dimensionamento desses sistemas de proteção ao fogo. Os autores deste artigo têm realizado diversos estudos sobre este tema (e.g. [8, 9]) com o objetivo de desenvolver uma metodologia de dimensionamento de sistemas de proteção ao fogo para elementos de betão armado reforçado com CFRP. Simplificadamente, essa metodologia consiste na aplicação de um material de isolamento térmico com maior espessura nas zonas de ancoragem/extremidade do CFRP, permitindo tirar partido do reforço mesmo quando a ligação ao betão se encontra comprometida pela ação térmica na zona central (menos protegida).

No presente artigo, apresentam-se os principais resultados obtidos numa campanha experimental em que a eficácia da referida metodologia foi avaliada através de ensaios de resistência ao fogo realizados em vigas de betão armado reforçadas à flexão com laminados de CFRP e protegidos com placas de silicato de cálcio. Adicionalmente, foram desenvolvidos modelos de elementos finitos (EF) tridimensionais (3D) das vigas. Estes modelos, além de simularem a sua resposta termomecânica, permitiram quantificar um conjunto de grandezas que, em geral, são impossíveis de medir durante os ensaios. Estes resultados são essenciais para compreender com maior detalhe a eficácia estrutural do sistema de reforço durante a ação de um incêndio e validar a metodologia de proteção ao fogo adotada nos ensaios.

## 2 Descrição do programa experimental

### 2.1 Séries experimentais – descrição dos sistemas de reforço e de proteção ao fogo

A campanha experimental consistiu em ensaios de resistência ao fogo realizados a 4 vigas reforçadas à flexão com dois laminados de CFRP instalados segundo a técnica NSM, cuja geometria é apresentada na Figura 1. Os laminados de CFRP, com 1,10 m de comprimento, foram colocados no interior de 2 rasgos (com 15 mm de profundidade e 5 mm de largura) previamente executados no betão de recobrimento da face inferior das vigas. Sobre o sistema de reforço foram aplicados painéis de silicato de cálcio, cuja espessura variou entre 25 mm e 50 mm. Na nomenclatura adotada para as vigas, o primeiro número identifica a espessura (em mm) dos painéis na zona de ancoragem ( $T$ , Figura 1a) e o segundo a espessura (em mm) na zona central ( $t$ , Figura 1a). Assim, foram ensaiadas as seguintes vigas reforçadas: (i) 0-0; (ii) 25-0; (iii) 25-25 e (iv) 50-25.

Os laminados de CFRP (com denominação comercial S&P Laminates CFK 150/2000) apresentam uma secção transversal de 1,4 mm x 10 mm (espessura x largura); estes laminados foram introduzidos nos rasgos executados no betão de recobrimento, que foram previamente preenchidos com um adesivo epoxídico (denominação comercial S&P Epoxy Resin 220). As temperaturas de transição vítrea do CFRP ( $T_g = 83$  °C) e do adesivo ( $T_g = 47$  °C) foram determinadas através de análises mecânicas dinâmicas (taxa de aquecimento de 1 °C/min) com base no decaimento da curva do módulo de armazenamento. Em ensaios de flexão em 4 pontos de vigas realizados à temperatura ambiente verificou-se que o reforço descrito possibilitou um aumento de 110% da capacidade resistente.

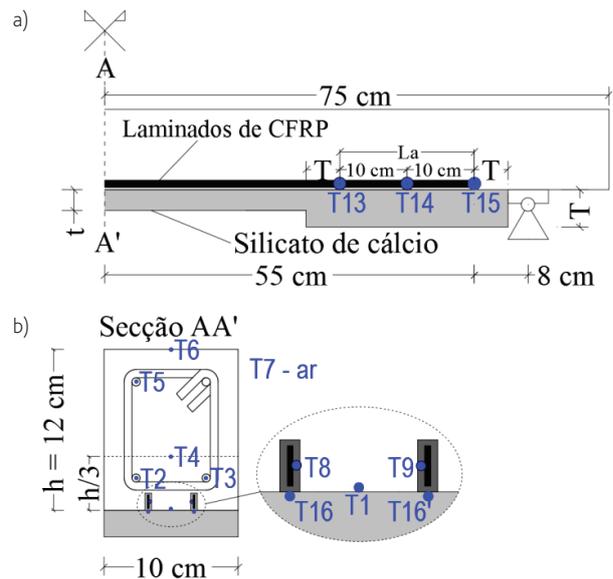


Figura 1 Geometria das vigas reforçadas à flexão com um laminado de CFRP e posicionamento dos termopares: a) vista em alçado; b) detalhe da secção de meio vão

O sistema de proteção ao fogo é constituído por placas de silicato de cálcio, com a denominação comercial *Promatect L500*, apresentando as seguintes propriedades à temperatura ambiente: massa volúmica  $\rho = 450$  kg/m<sup>3</sup>; condutibilidade térmica  $k = 0,083$  W/m.°C; e calor específico  $C_p = 0,82$  J/g °C. A fixação das placas à face inferior das vigas foi efetuada com recurso a mástique refratário e finas chapas de aço em forma de U, aparafusadas às faces laterais das vigas e com afastamento aproximado de 25 cm. Tal como se observa na Figura 1, a espessura da proteção pode variar ao longo do comprimento do reforço. Nas extremidades do laminado, foram aplicadas as placas de maior espessura ( $T$ ) ao longo do comprimento  $T + La + T$  (Figura 1a), em que  $La = 20$  cm corresponde ao comprimento de amarração, calculado de acordo com [2]. Esta metodologia de proteção tem como objetivo possibilitar que se tire partido da contribuição mecânica do reforço através do comportamento tipo "cabo"/"tirante" após a ligação betão-CFRP ser comprometida na zona central (menos protegida).

### 2.2 Sistema de ensaio, instrumentação e procedimento

As vigas foram colocadas simplesmente apoiadas sobre um forno vertical, num esquema de flexão em quatro pontos, como ilustrado na Figura 2. As cargas foram aplicadas por intermédio de uma viga de transmissão, na qual foram suspensos pesos em ambas as extremidades. A ação térmica foi aplicada apenas na face inferior das vigas e ao longo do comprimento do reforço.

As vigas foram instrumentadas com 16 termopares do tipo K (posicionamento na Figura 1) para medição da temperatura ao longo do tempo de exposição ao incêndio. Note-se que os termopares T8 a T15 (Figura 1) foram posicionados a meia altura dos rasgos

efetuados no betão de recobrimento. O deslocamento a meio vão foi monitorizado com recurso a um transdutor de fio, posicionado na face superior da viga.

A primeira fase do ensaio consistiu na aplicação do carregamento gravítico; a segunda fase iniciou-se após o período para estabilização do deslocamento das vigas (30 min) e consistiu na imposição da ação térmica do incêndio padrão definido na norma ISO 834 [10], que especifica uma curva temperatura vs. tempo. Refira-se que a carga gravítica foi mantida constante ao longo dos ensaios. Relativamente ao valor do carregamento aplicado, adotou-se a regra simplificada do Eurocódigo 2, parte 1-2 [11], que sugere a aplicação de 70% do valor da carga de dimensionamento, que, no presente estudo, foi estimada de acordo com [2]. A carga aplicada durante os ensaios (14,8 kN) correspondeu a 37% da carga de rotura obtida à temperatura ambiente e a 144% da carga de dimensionamento de uma viga não reforçada. Este último valor mostra que, para que seja verificada a segurança em situação de incêndio, é necessário incluir a contribuição do reforço para a resistência do elemento estrutural. Estas relações de cargas foram propositadamente adotadas para mostrar que é possível tirar partido da contribuição do sistema de reforço durante tempos de exposição compatíveis com os tipicamente exigidos na regulamentação de segurança contra o fogo em edifícios.

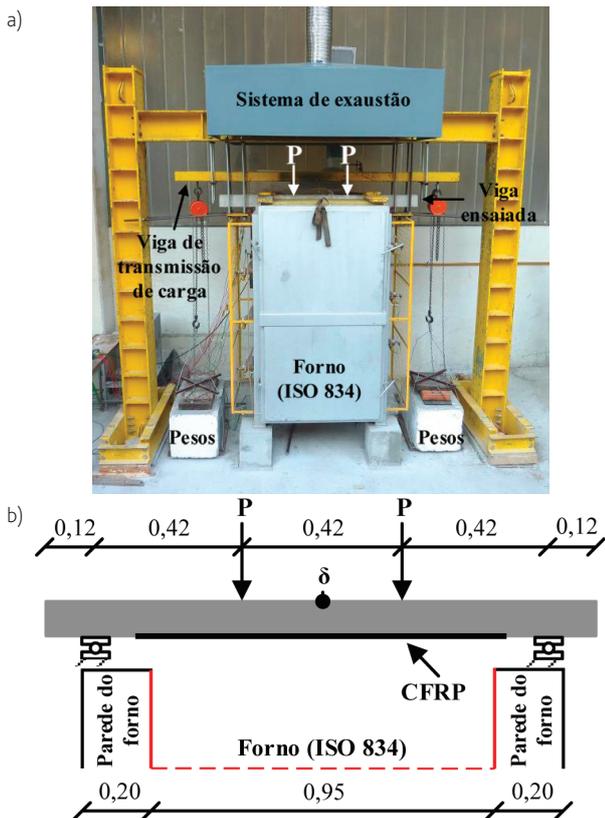


Figura 2 Sistema de ensaio: a) vista geral do esquema de ensaio; b) posicionamento das cargas

### 3 Resultados dos ensaios de resistência ao fogo

#### 3.1 Distribuição de temperaturas

Na Figura 3a) exemplifica-se a distribuição de temperaturas ao longo do tempo obtida na viga 25-0. Como esperado, a temperatura do adesivo na secção central da viga (termopar T8) foi consideravelmente superior às registadas na zona de ancoragem (T13 a T15), onde foi aplicada a proteção de 25 mm. Note-se que após 20 minutos de ensaio a temperatura no adesivo (T8) aumentou a uma taxa consideravelmente superior; este comportamento deverá estar relacionado com a fendilhação do betão na zona onde foi colocado este sensor. As temperaturas nas armaduras de tração (T2) apresentaram valores relativamente reduzidos (sempre inferiores a 350 °C), pelo que durante este ensaio a degradação das suas propriedades mecânicas poderá considerar-se reduzida.

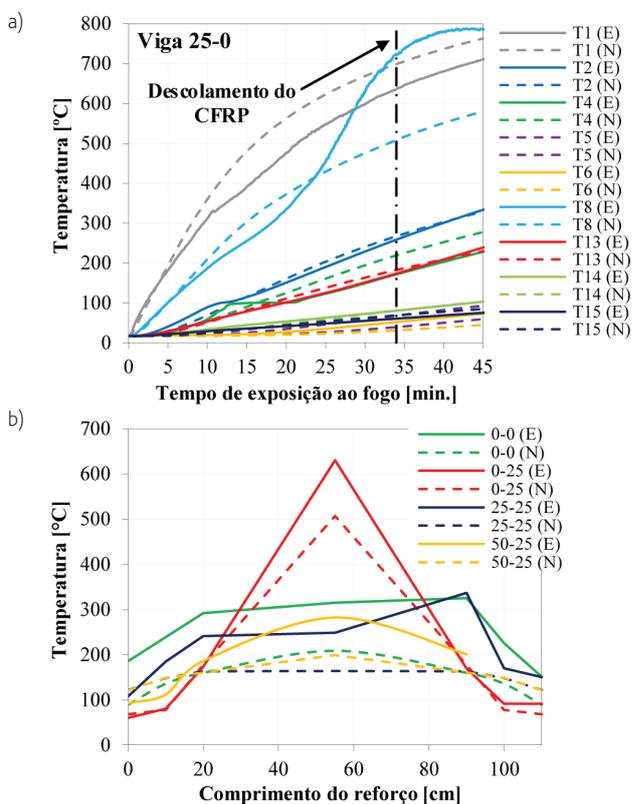


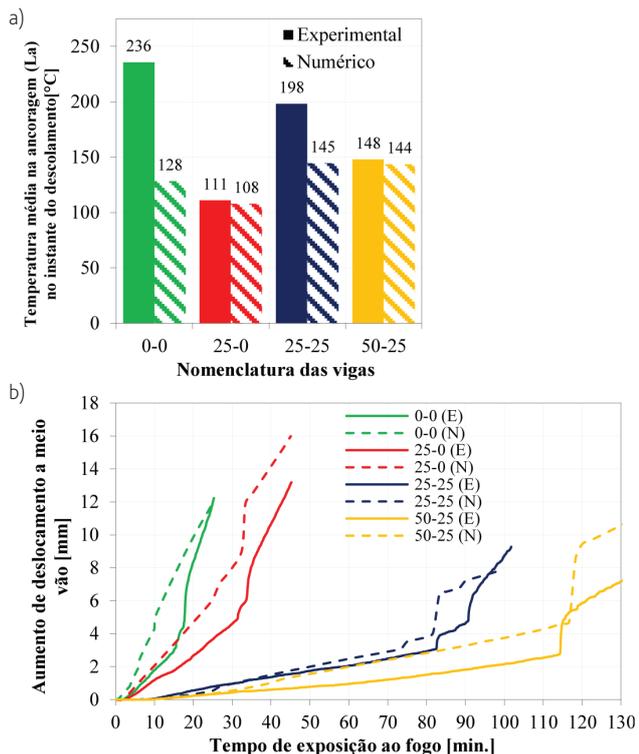
Figura 3 a) Evolução das temperaturas ao longo do tempo de exposição na viga 25-0; b) temperaturas no adesivo no instante do descolamento do laminado (todas as vigas ensaiadas) (E-experimental; N-numérico)

Na Figura 3b) ilustram-se as distribuições de temperatura no adesivo ao longo do comprimento do reforço no instante do seu descolamento (este instante foi determinado com base na Figura 4b, como será referido na secção 3.2). A distribuição de temperaturas na viga 25-0 destaca-se das restantes por apresentar valores mais elevados na zona central, onde não foi aplicado qualquer sistema de

proteção. Por sua vez as temperaturas médias no adesivo na zona de ancoragem no instante do descolamento do reforço (Figura 4a), apesar de apresentarem alguma dispersão, são consideravelmente superiores à  $T_g$  do adesivo, variando entre 111 °C ( $2,4 T_g$ ) e 236 °C ( $5,0 T_g$ ). Este resultado mostra que o valor da temperatura limite considerado nos regulamentos (igual à  $T_g$  do adesivo) é bastante conservativo quando se recorre à técnica de reforço NSM.

### 3.2 Evolução do deslocamento a meio vão

A Figura 4b) ilustra a evolução do deslocamento a meio vão das vigas em função do tempo de exposição ao fogo. Como esperado, as temperaturas elevadas causaram a perda de rigidez de todos os materiais constituintes, refletindo-se num aumento do deslocamento ao longo do tempo. Nas vigas protegidas com placas de silicato de cálcio ao longo de toda a extensão do reforço (vigas 25-25 e 50-25), a temperatura aumentou mais lentamente e, conseqüentemente, a taxa de aumento de deslocamento foi inferior à registada nas restantes. Na Figura 4b) observa-se que as curvas registaram um aumento acentuado do deslocamento, o qual está associado ao descolamento do reforço. A perda de eficácia estrutural dos laminados de CFRP teve como consequência a diminuição instantânea da rigidez das vigas, pelo que, a partir desse instante, o declive das curvas foi superior.

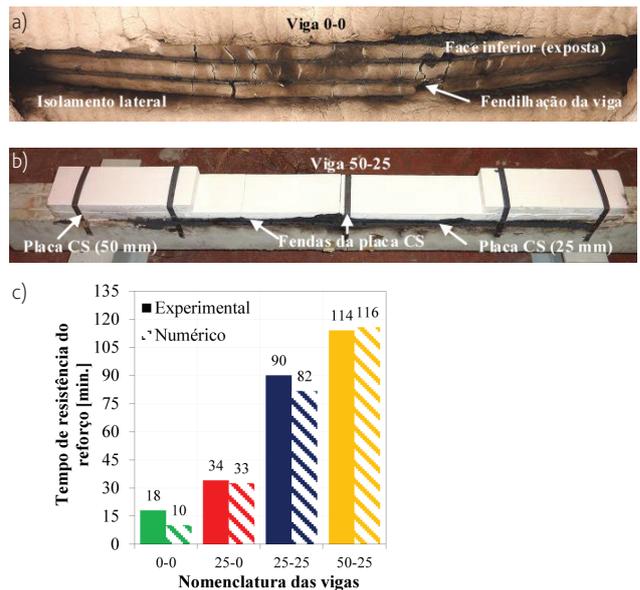


**Figura 4** a) Temperaturas médias na zona de ancoragem ( $L_a$ ) no instante do descolamento; b) aumento de deslocamento a meio vão em função do tempo de exposição (E-experimental; N-numérico)

No caso das vigas desprotegida (0-0) e com proteção apenas na zona de ancoragem (25-0), após o descolamento dos laminados, as respetivas curvas de deslocamento exibiram um declive superior ao das restantes; nas vigas 25-25 e 50-25 as placas de silicato de cálcio aplicadas em todo o comprimento continuaram a isolar termicamente o elemento mesmo após a rotura do reforço e, por esse motivo, o declive das curvas é inferior ao das vigas referidas anteriormente.

### 3.3 Modo de rotura e tempo de resistência do reforço

Nas Figuras 5a) e 5b) apresentam-se, respetivamente, as faces inferiores das vigas 0-0 e 50-25 após os ensaios de resistência ao fogo. Na primeira viga (Figura 5a) é possível observar a coloração negra devida à ignição e decomposição térmica do CFRP. Constatou-se igualmente a destruição/decomposição do adesivo de colagem em grande parte do comprimento do reforço. Apesar de a observação visual do modo de rotura do reforço ter sido dificultada pelo facto de os laminados de CFRP se encontrarem inseridos em rasgos no betão, concluiu-se que a perda de eficácia estrutural do reforço ocorreu por deslizamento dos laminados no interior dos rasgos. A Figura 5b) mostra que apesar de o sistema de proteção estar fendilhado, a fixação mecânica impediu o seu destacamento, prolongando a eficácia do reforço durante todo o ensaio.



**Figura 5** Modos de rotura do reforço a) na viga 0-0 e b) na viga 50-25; c) tempos de resistência ao fogo do reforço

Na Figura 5c), onde se apresentam os tempos de resistência ao fogo do reforço (tempo de exposição até ao descolamento dos laminados), constata-se, como esperado, que a aplicação dos sistemas de proteção conduziu a um aumento significativo nos tempos de resistência, obtendo-se em duas das vigas tempos de resistência do reforço superiores a 90 minutos (compatível com a grande maioria das exigências regulamentares). Comparando o

tempo de resistência do reforço da viga 25-0 (34 min) com o da viga 25-25 (90 min), constata-se a importância da aplicação da proteção na zona central do reforço. Não obstante, observa-se que o aumento da espessura na zona de ancoragem conduziu a um incremento do tempo de resistência do reforço não desprezável (de 90 min na viga 25-25 para 114 min na viga 50-25); este resultado mostra que a utilização desta metodologia de proteção poderá permitir uma poupança substancial de material e de custos.

### 3.4 Comparação com resultados anteriores em vigas EBR

A Figura 6 compara os principais resultados da presente campanha experimental com os obtidos anteriormente em ensaios de resistência ao fogo realizados em vigas constituídas pelos mesmos materiais (incluindo a proteção ao fogo), mas sendo o sistema de reforço instalado de acordo com a técnica EBR (descrição detalhada disponível em [12]). Como se observa na Figura 6a, o descolamento do sistema de reforço EBR ocorreu para temperaturas na ancoragem significativamente inferiores às obtidas nas vigas NSM, sendo apenas ligeiramente superiores à  $T_g$  do adesivo de colagem (variando entre  $1,1 T_g$  e  $1,4 T_g$ ). O pior comportamento ao fogo da técnica de reforço EBR é evidente na Figura 6b, onde se constata que para todos os sistemas de proteção testados, os tempos de resistência do sistema EBR são consideravelmente inferiores aos obtidos nas vigas equivalentes reforçadas com o sistema NSM. A Figura 6b evidencia ainda que o aumento de espessura do isolamento nas zonas de ancoragem é uma medida de proteção mais eficaz nas vigas EBR do que nas NSM – comparando as vigas 0-0 (desprotegidas) com as 25-0, o aumento relativo no tempo de exposição ao fogo até ao descolamento do reforço é superior na técnica EBR. Além disso, observa-se que no sistema NSM o isolamento térmico aplicado na zona central do reforço conduz a um aumento significativo do tempo de resistência (de 34 min na viga 25-0 para 90 min na viga 25-25), enquanto no sistema EBR esse aumento é praticamente desprezável (de 15 min na viga 25-0 para 18 min na viga 25-25). Este resultado deverá estar relacionado com os diferentes mecanismos de transferência de tensões entre a zona central e as ancoragens do reforço – são necessários mais estudos que permitam compreender melhor este comportamento.

Os resultados apresentados nesta secção, além de comprovarem o melhor desempenho ao fogo da técnica de reforço NSM, permitem concluir que os critérios de dimensionamento da espessura do sistema de proteção nas zonas de ancoragem que permitam tirar partido do comportamento “tipo cabo” devem ser distintos nas técnicas EBR e NSM: enquanto na técnica EBR o valor da  $T_g$  do adesivo de colagem parece ser um valor indicativo apropriado para a temperatura limite a atingir durante o tempo de exposição pretendido, na técnica NSM  $2 \times T_g$  parece ser um valor mais adequado.

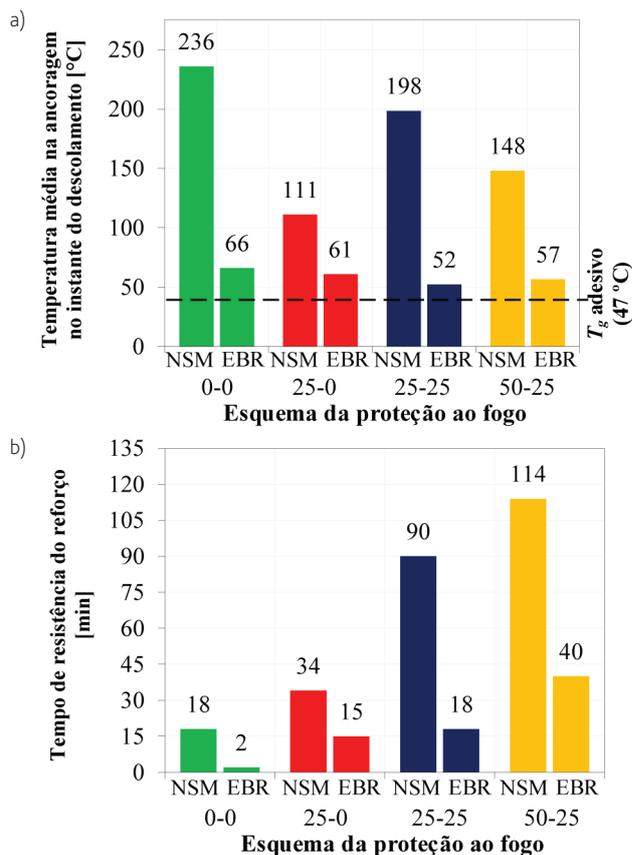


Figura 6 Comparação do comportamento ao fogo dos sistemas de reforço NSM e EBR (resultados anteriores disponíveis em [12]): a) temperatura média ao longo do comprimento de ancoragem no instante de descolamento do reforço; b) tempo de resistência do sistema de reforço

## 4 Simulação numérica

### 4.1 Descrição dos modelos

O estudo numérico apresentado neste artigo consistiu na simulação do comportamento termomecânico das vigas descritas anteriormente quando sujeitas à ação simultânea de um carregamento gravítico e do incêndio padrão. Além de simular o comportamento observado experimentalmente, estes modelos tiveram como objetivos (i) compreender com maior detalhe a eficácia estrutural do sistema de reforço durante a ação do fogo e (ii) validar a metodologia de proteção adotada na campanha experimental. Para tal, foram elaborados modelos de elementos

finitos (EF) tridimensionais (3D) das vigas (Figura 7a) com recurso ao software ABAQUS. Tirando partido da bissetria das vigas, foi possível modelar apenas metade do seu comprimento e largura, recorrendo-se a uma malha de EF com 12 mm de dimensão máxima. Os materiais betão, CFRP e silicato de cálcio foram modelados com elementos hexaédricos de 8 nós; para as armaduras de aço, foram utilizados elementos de barra (2 nós). O adesivo de colagem não foi explicitamente modelado, mas o seu efeito foi considerado como se descreve adiante.

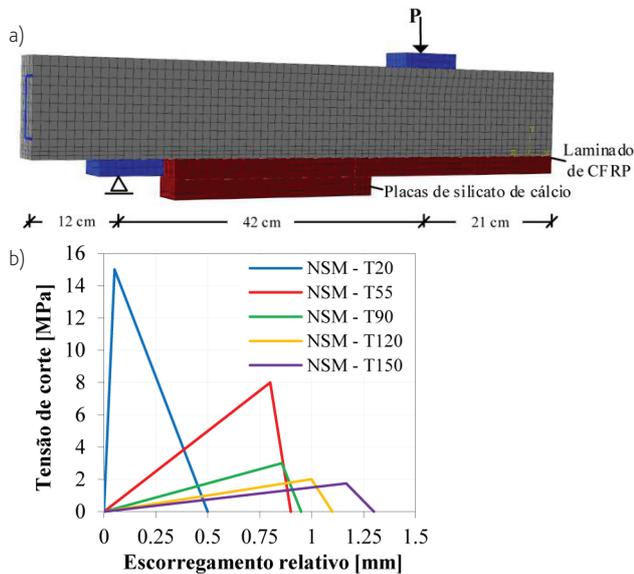


Figura 7 a) Esquema da malha de EF; b) relações constitutivas da interface betão-CFRP em função da temperatura consideradas nos modelos [4]

Os modelos numéricos consideraram a variação com a temperatura das propriedades termofísicas (calor específico, massa volúmica, condutibilidade e emissividade) e mecânicas de todos os materiais modelados; a descrição detalhada das referidas propriedades pode ser consultada em [13]. Relativamente aos modelos constitutivos, para o betão foi adotado um modelo de dano com plasticidade, para o aço foi assumido um comportamento elasto-plástico perfeito e para o CFRP foi definida uma lei de comportamento elástica linear (isotrópica). A ligação entre o aço e o betão foi assumida como rígida, enquanto para a interface betão-CFRP foram definidas as leis globais bilineares “tensão de corte vs. escorregamento relativo” indicadas na Figura 7b). Estas leis, calibradas recentemente pelos autores [4] com base em ensaios de aderência betão-CFRP e da respetiva modelação numérica (previamente aos ensaios de resistência ao fogo aqui descritos), consideram a degradação da ligação betão-

-CFRP com a temperatura até 150 °C; para temperaturas superiores a este valor não é considerada qualquer interação de corte entre os dois materiais.

A resposta das vigas foi simulada através de uma análise termomecânica sequencial desacoplada: no primeiro passo é calculada a distribuição de temperaturas (de 10 em 10 segundos) ao longo do tempo de exposição ao fogo, ao qual se segue uma análise mecânica estática, que considera a evolução de temperaturas calculada no passo anterior. O deslocamento inicial das vigas (para  $t = 0$  s, ainda sem imposição de temperatura) foi calculado considerando incrementos de 1% da carga total aplicada, enquanto que a sua evolução ao longo do tempo foi estimada através de incrementos de 0,01 s.

## 4.2 Comparação com os resultados experimentais

A Figura 3a) ilustra a distribuição de temperaturas ao longo do tempo de exposição ao fogo obtida no modelo da viga 25-0 (curvas numéricas identificadas por N); apesar do andamento mais irregular das curvas experimentais (curvas E), observa-se, em geral, uma boa concordância entre os valores registados nos ensaios e os calculados numericamente. Relativamente à temperatura no termopar T8, a diferença entre os resultados numéricos e experimentais deve-se ao facto de o modelo numérico não simular o efeito (local) da fendilhação da viga que se observou nos ensaios (como referido na secção 3.1). Em relação às distribuições de temperaturas na interface betão-CFRP no instante do descolamento do reforço (instante estimado com base nas curvas da Figura 4b), constata-se que os modelos preveem temperaturas inferiores nas zonas de ancoragem do reforço em relação às obtidas nos ensaios; esta observação é particularmente evidente na Figura 4a), que ilustra a média desses valores. Nesta figura, conclui-se ainda que as temperaturas médias na zona de ancoragem no instante do descolamento do reforço são consideravelmente superiores à  $T_g$  do adesivo, variando entre 108 °C ( $2,3 \times T_g$ ) e 144 °C ( $3,1 \times T_g$ ), sendo, por isso, próximas das registadas nos ensaios, que variaram entre 111 °C ( $2,4 \times T_g$ ) e 236 °C ( $5,0 \times T_g$ ). No que diz respeito às temperaturas das vigas 0-0 e 25-25, a discrepância entre resultados experimentais e numéricos apresentados nas Figuras 3b) e 4a), além de estar associada à dificuldade em garantir o posicionamento de todos os termopares à mesma profundidade (meia profundidade do rasgo, tal como indicado na Figura 1b), pode explicar-se pela complexidade do comportamento da ligação entre o betão e o reforço: o gradiente térmico na profundidade do rasgo faz com que a temperatura na secção do reforço não seja uniforme; o desempenho da ligação colada poderá ainda ser afetado (positivamente) pelo eventual efeito de confinamento devido à expansão térmica do betão e do próprio adesivo.

A Figura 4b) apresenta as curvas de evolução do deslocamento a meio vão obtidas numericamente (identificadas por N), onde é possível observar declives superiores aos das curvas experimentais (curvas E); este andamento distinto (mais rígido) pode dever-se (i) a diferenças entre as propriedades reais dos materiais e as modeladas e (ii) à existência de algum atrito horizontal nos apoios das vigas durante os ensaios, efeito que não foi considerado nos modelos numéricos. Não obstante, os modelos permitiram prever com elevada precisão o instante de descolamento do reforço, sobretudo tendo em conta a complexidade dos fenómenos em causa; a boa concordância geral com os resultados experimentais é também evidente na Figura 5b).

### 4.3 Verificação do comportamento tipo "cabo" do CFRP

Os ensaios de resistência ao fogo evidenciaram que a aplicação de um sistema de proteção com maior espessura de isolamento nas zonas de ancoragem do CFRP permite incrementar o tempo de resistência ao fogo do reforço. Contudo, na campanha experimental não foi possível observar (nem medir) se esta metodologia de proteção permitiu explorar o comportamento tipo "cabo" do reforço. Os resultados numéricos apresentados na Figura 8 complementam os resultados experimentais e fornecem evidências desse tipo de comportamento. Nesta figura representa-se a evolução da tensão de corte média na interface betão-CFRP nas zonas central e de ancoragem do CFRP. Consta-se que nas vigas protegidas com isolamento de maior espessura nas extremidades do reforço (vigas 25-0 e 50-25), a partir de determinado instante (ex., 27 min na viga 50-25), as tensões de corte na zona central começam a tender para zero, sendo que esta diminuição coincide com um aumento das tensões na zona de ancoragem. Este resultado evidencia a transferência de tensões de corte entre a zona central e as extremidades do reforço, demonstrando, assim, o comportamento tipo "cabo" do CFRP e validando a metodologia de proteção ao fogo adotada. Este tipo de comportamento já tinha sido observado pelos autores em sistemas de CFRP aplicados pela técnica EBR [4].

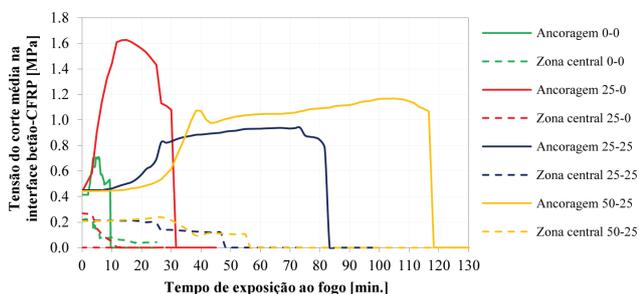


Figura 8 Evolução das tensões de corte médias na interface betão-CFRP nas zonas de vão e de ancoragem do CFRP

## 5 Conclusões

Após a realização da campanha experimental apresentada neste artigo, foi possível concluir que a temperatura crítica para a qual o sistema de reforço em CFRP aplicado segundo a técnica NSM perdeu eficácia estrutural foi consideravelmente superior ao valor da  $T_g$  do adesivo de colagem, variando entre  $2,4 \times T_g$  e  $5,0 \times T_g$  – estas temperaturas são significativamente superiores às obtidas em vigas idênticas mas reforçadas de acordo com a técnica EBR, que variaram entre  $1,1 \times T_g$  e  $1,4 \times T_g$ . Além disso, estes resultados mostram que o valor da temperatura limite considerado nos regulamentos (igual à  $T_g$  do adesivo) é bastante conservativo quando se recorre à técnica de reforço NSM.

Os esquemas de proteção propostos no presente artigo permitiram alcançar tempos de resistência ao fogo do sistema de reforço em CFRP superiores a 90 minutos, mostrando que, mediante a adoção de medidas de proteção adequadas, a utilização da técnica de reforço NSM pode ser compatível com as exigências regulamentares de segurança contra incêndio em edifícios.

Relativamente aos modelos numéricos desenvolvidos, para além de simularem com uma precisão considerável a resposta termomecânica das vigas, permitiram quantificar um conjunto de grandezas que, em geral, são impossíveis de medir durante ensaios de resistência ao fogo. Os resultados numéricos comprovaram que, com os esquemas de proteção de maior espessura na zona de ancoragem do CFRP e menor na zona central, é possível tirar partido do comportamento tipo "cabo" do reforço durante a ação do incêndio, validando assim a metodologia de proteção ao fogo proposta.

## Agradecimentos

Os autores deste artigo agradecem às seguintes entidades/empresas: FCT (projeto FireComposite, PTDC/ECM EST/1882/2014) e CERIS, pelo financiamento concedido; S&P Clever Reinforcement Iberia, pelo fornecimento dos laminados de CFRP e do adesivo de colagem; HTecnic, pela ajuda na fabricação dos provetes; Secil e Unibetão, pelo fornecimento do betão. O primeiro e o terceiro autores agradecem ainda à FCT o apoio financeiro concedido através das bolsas de pós-doutoramento SFRH/BPD/108319/2015 e SFRH/BPD/99902/2014, respetivamente.

## Referências

- [1] Barros, J.; Fortes, A. S. – "Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates bonded into slits", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 27, no. 4, pp. 471-480, 2005.
- [2] ACI440-2R. – Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute; 76 p., 2008.

- [3] Mouritz, A. P.; Gibson, A. G. (2006) – *Fire Properties of Polymer Composite Materials*, Springer, 2006, 394 p.
- [4] Arruda M.R.T.; Firmo J.P.; Correia, J.R.; Tiago, C. – "Numerical modelling of the bond between concrete and CFRP laminates at elevated temperatures", *Engineering Structures*, Vol 110, pp. 233-243, 2016.
- [5] Firmo, J.P. – *Fire behaviour of reinforced concrete structures strengthened with CFRP strips*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, 210 p., 2015.
- [6] Firmo, J. P.; Correia, J. R.; Bisby, L. A. – "Fire behaviour of FRP-strengthened reinforced concrete structural elements: A state-of-the-art review", *Composites Part B*, Vol. 80, pp. 198-216, 2015.
- [7] CNR-DT 200 – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, Council INR, Rome, 144., 2004.
- [8] Firmo, J. P.; Correia, J. R.; França, P. – "Fire behaviour of reinforced concrete beams strengthened with CFRP laminates: Protection systems with insulation of the anchorage zones", *Composites Part B*, Vol. 43, no. 3, pp. 1545-1556, 2012.
- [9] López, C.; Firmo, J. P.; Correia, J. R.; Tiago, C. – "Fire protection systems for reinforced concrete slabs strengthened with CFRP laminates", *Construction and Building Materials*, Vol. 47, pp. 324-333, 2013.
- [10] ISO 834 – Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements, International Organization for Standardization, Geneve, 25 p., 1999.
- [11] EC2 – Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-2: Regras gerais, Verificação da resistência ao fogo, IPQ, 109 p., 2010.
- [12] Firmo J.P.; Correia, J.R. – "Fire behaviour of thermally insulated RC beams strengthened with EBR CFRP strips: experimental study", *Composite Structures*, Vol. 122, pp. 144-154, 2015.
- [13] Firmo J.P.; Arruda, M.R.T.; Correia, J.R. – "Numerical simulation of the fire behaviour of thermally insulated RC beams strengthened with EBR-CFRP strips", *Composite Structures*, Vol. 126, pp. 360-370, 2015.
- [14] Arruda, M.R.T.; Firmo, J.P.; Correia, J.R.; Tiago, C. – "Numerical modelling of the bond between concrete and CFRP laminates at elevated temperatures", *Engineering Structures*, Vol 110, pp. 233-243, 2016.



# Estudo experimental sobre a resistência ao esforço transversal de lajes de tabuleiros de pontes em betão armado sob ações estáticas e de fadiga

Experimental campaigns on the static and fatigue shear strength of reinforced concrete deck slabs

Francisco Natário  
Miguel Fernández Ruiz  
Aurelio Muttoni

## Resumo

Os tabuleiros de pontes em betão armado são solicitados por cargas concentradas na vizinhança das almas. O modo de rotura estático destes elementos estruturais é frequentemente o esforço transversal. No caso específico das pontes construídas por avanços sucessivos, a resistência ao esforço transversal pode ser influenciada pela presença de bainhas para cabos de pré-esforço longitudinais no interior da laje de tabuleiro.

As cargas concentradas que solicitam os tabuleiros de pontes são provenientes do tráfego de pesados e têm uma natureza repetitiva, atuando um determinado número de vezes durante a vida útil da obra e podendo desta forma originar problemas de fadiga.

Neste artigo são apresentadas duas campanhas experimentais que se debruçam sobre estas problemáticas. A influência de parâmetros como a posição da carga concentrada e a presença de bainhas de pré-esforço no interior das lajes foi investigada. Importantes redistribuições das reações lineares de apoio foram observadas antes da rotura.

## Abstract

Reinforced concrete deck slabs under concentrated loads near bridge webs generally present shear failure modes. In the particular case of balanced cantilever bridges, the longitudinal prestressing ducts inside the deck slab can influence the shear strength.

The concentrated loads acting on deck slabs have a repetitive nature that can cause fatigue damage.

This paper presents two experimental campaigns on these topics. The influence of parameters such as load position and duct presence inside the deck slab has been investigated. Important linear reaction redistributions have been measured before failure.

**Palavras-chave:** Betão armado / Laje / Esforço transversal / Fadiga / Carga concentrada

**Keywords:** Reinforced concrete / Deck slab / Shear / Fatigue / Concentrated load

## Francisco Natário

Synaxis SA Lausanne  
Lausanne, Suisse  
f.natario@synaxis.ch

## Miguel Fernández Ruiz

École Polytechnique Fédérale de Lausanne  
Faculté de l'Environnement Naturel, Architectural et Construit,  
Laboratoire de Construction en Béton  
Lausanne, Suisse  
miguel.fernandezruiz@epfl.ch

## Aurelio Muttoni

École Polytechnique Fédérale de Lausanne  
Faculté de l'Environnement Naturel, Architectural et Construit,  
Laboratoire de Construction en Béton  
Lausanne, Suisse  
aurelio.muttoni@epfl.ch

### Aviso legal

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

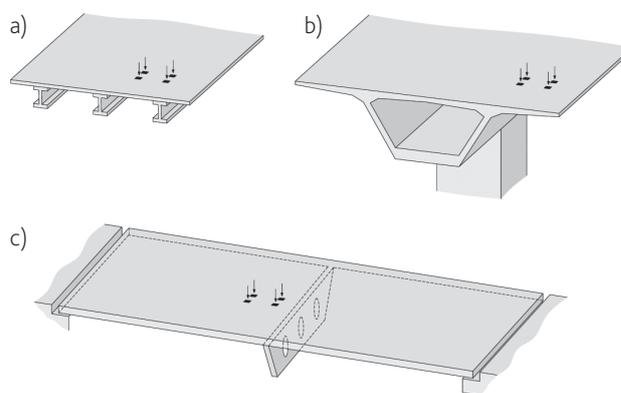
### Legal notice

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

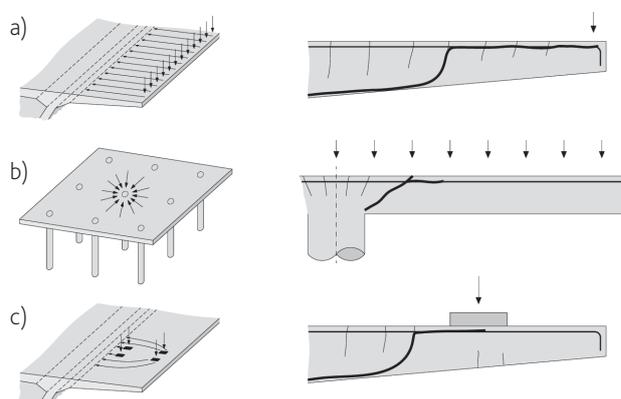
NATÁRIO, F. [et al.] – Estudo experimental sobre a resistência ao esforço transverso de lajes de tabuleiros de pontes em betão armado sob ações estáticas e de fadiga. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 17-26.

## 1 Introdução

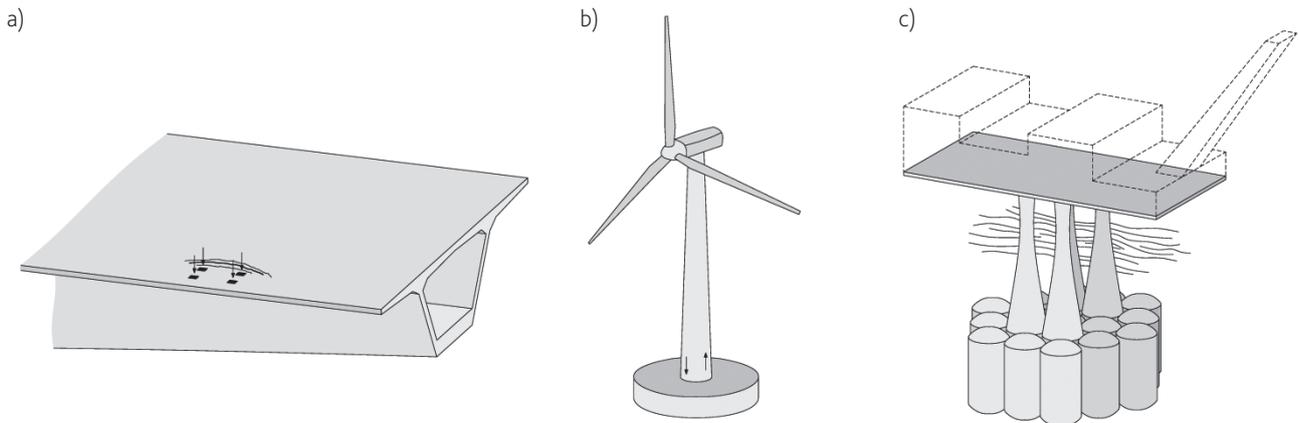
As lajes em betão armado sem estribos solicitadas por cargas concentradas na vizinhança de um apoio linear são casos típicos de lajes de tabuleiros de pontes (Figura 1), lajes fungiformes que suportam paredes, ou ainda de maciços de encabeçamento de estacas. Estas estruturas são habitualmente dimensionadas ao esforço transverso e punçoamento com regras normativas que foram calibradas através de ensaios de vigas sem estribos, bandas de lajes solicitadas em toda a sua largura, ou ainda lajes isoladas apoiadas sobre um pilar, em condições axissimétricas. No entanto, estes ensaios não são representativos do comportamento das lajes solicitadas por cargas concentradas na vizinhança de um apoio linear. Esta configuração de carregamento cria nas lajes um fluxo de esforço transverso (Figura 2) que não é perfeitamente paralelo, nem perfeitamente radial, e que permite redistribuições de esforço transverso antes da rotura.



**Figura 1** Lajes em betão armado sem estribos solicitadas por cargas concentradas na vizinhança de um apoio linear: (a) ponte multiviga; (b) ponte em caixão; e (c) ponte em laje



**Figura 2** Modos de transmissão de esforço transverso e padrões típicos de fissuração na rotura estática: (a) fluxo de esforço transverso numa laje unidirecional; (b) fluxo de esforço transverso numa laje fungiforme; e (c) fluxo de esforço transverso numa laje solicitada por cargas concentradas na vizinhança de um apoio linear



**Figura 3** Exemplos de estruturas potencialmente sensíveis a fenômenos de fadiga de esforço transversal: (a) tabuleiros de pontes; (b) torres e fundações de aerogeradores; e (c) plataformas offshore

Por outro lado, as cargas concentradas que solicitam as lajes de tabuleiros de pontes (provenientes da ação do tráfego de pesados) são de natureza repetitiva, atuando um determinado número de vezes durante a vida útil da obra, o que pode originar problemas de fadiga. No que diz respeito à rotura de esforço transversal por fadiga de elementos em betão armado sem estribos, ela pode ser potencialmente determinante em elementos estruturais solicitados por elevadas sobrecargas de natureza repetitiva, como o tráfego, o vento ou as ondas marítimas, veja-se a Figura 3.

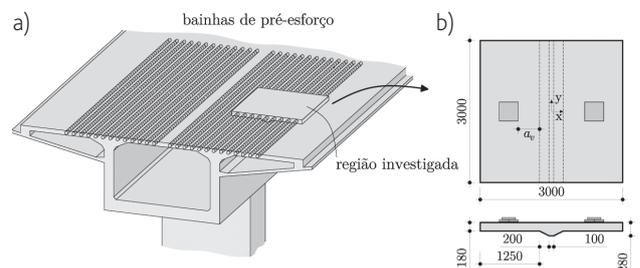
No caso específico de pontes construídas por avanços sucessivos, a presença de bainhas para cabos de pré-esforço longitudinais no interior da laje de tabuleiro pode também influenciar a resistência ao esforço transversal (Figura 4a). O mesmo se pode verificar em lajes fungiformes de edifícios com condutas no seu interior.

Neste trabalho são apresentadas duas campanhas experimentais. A primeira é composta por 12 ensaios estáticos de grande escala de 6 lajes em consola solicitadas por uma carga concentrada na proximidade de um apoio linear, apoio este que permite registar a evolução da reação linear durante os ensaios. A segunda campanha experimental é semelhante, e contém 4 ensaios estáticos de grande escala de duas lajes (ensaios de referência) e 11 ensaios de fadiga de 8 outras lajes idênticas.

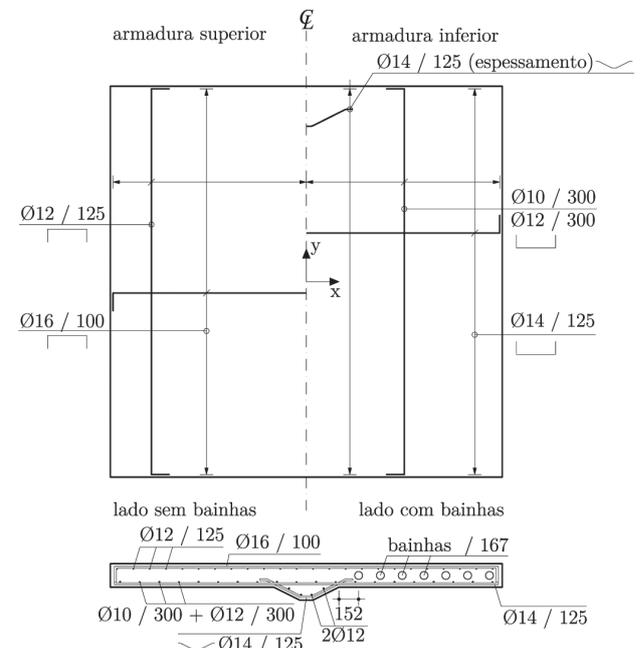
## 2 Campanha de ensaios estáticos

### 2.1 Propriedades geométricas, materiais e do dispositivo de ensaio

Nesta campanha experimental foram efetuados doze ensaios de seis lajes à escala real (3,00 m × 3,00 m × 0,18 m) linearmente apoiadas no seu centro. Quatro parâmetros foram investigados, nomeadamente a posição da carga concentrada, o material, o diâmetro e a injeção das bainhas longitudinais. A geometria dos modelos de ensaio (Figura 4b) e as armaduras (Figura 5) foram adaptadas de um viaduto construído na Suíça em finais dos anos 60 [1], veja-se a Figura 4a.



**Figura 4** Lajes ensaiadas monotonicamente: (a) região investigada; e (b) geometria (dimensões em [mm])



**Figura 5** Armaduras dos modelos de ensaio (dimensões em [mm])

Quadro I Propriedades dos modelos de ensaio testados

Teste	$a_v/d$	$V_{max}$ [kN]	Bainhas	Injeção	Diâmetro bainha [mm]	$f_c$ [MPa]	$E_c$ [MPa]	$f_m$ [MPa]
SN1B	2	437	polipropileno	sim	63	28,3	26 600	50,3
SN1A	2	489	–	–	–	30,3	27 500	–
SN2B	3	341	polipropileno	sim	63	29,5	27 100	67,1
SN2A	3	330	–	–	–	30,1	27 400	–
SN3B	4	330	polipropileno	sim	63	29,7	27 200	67,8
SN3A	4	328	–	–	–	30,4	27 600	–
SN4C	2	307	aço	não	72	28,4	26 200	–
SN4D	2	494	aço	sim	72	28,8	26 900	53,6
SN5C	3	266	aço	não	72	28,5	26 400	–
SN5D	3	335	aço	sim	72	28,7	26 700	48,8
SN6C	4	234	aço	não	72	28,3	26 100	–
SN6D	4	327	aço	sim	72	28,9	27 000	54,2

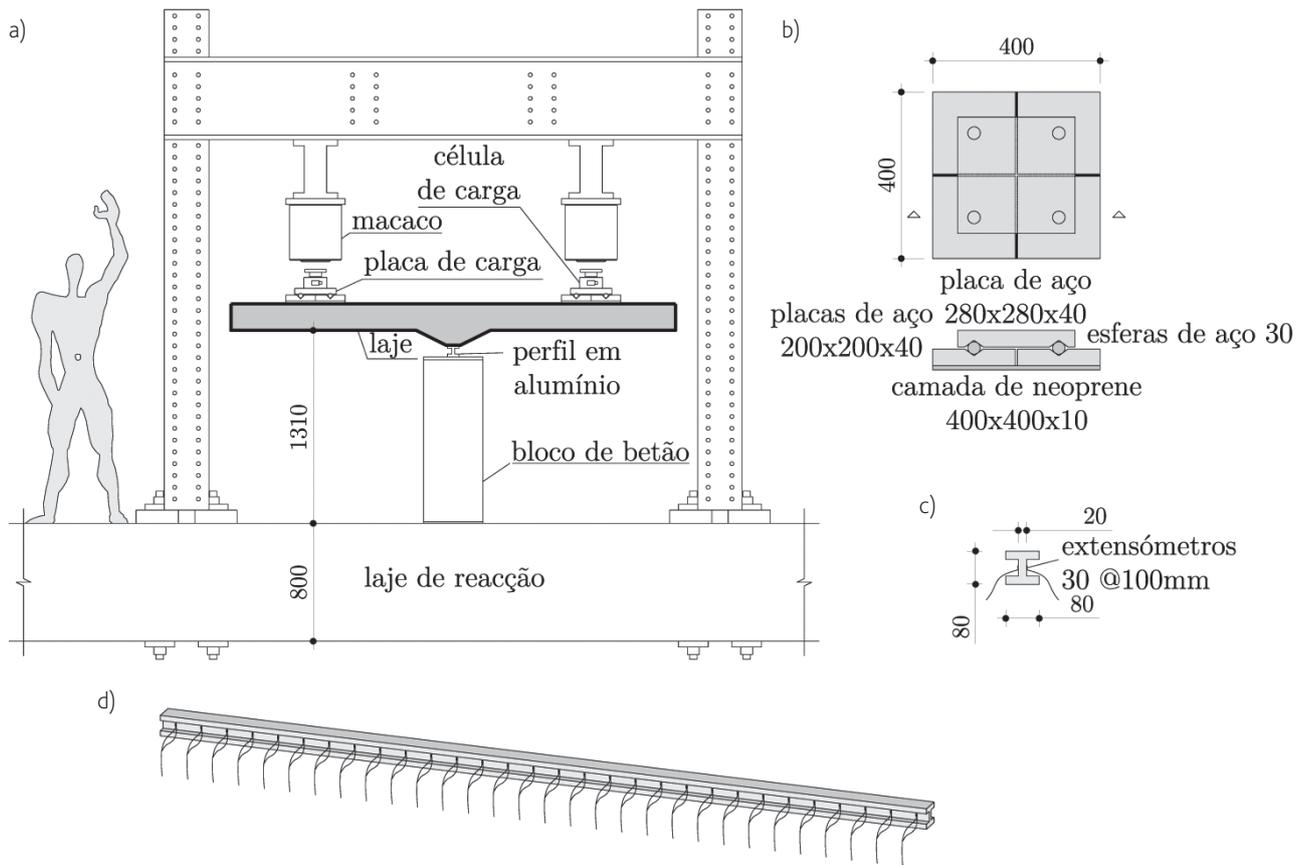


Figura 6 Dispositivo de ensaio monotónico (dimensões em [mm]): (a) alçado; (b) placas de carga; (c) secção transversal; e (d) vista tridimensional do perfil de alumínio

A Figura 6a apresenta o dispositivo de ensaio. Os modelos de ensaio apoiam-se num perfil em I de alumínio de 80 mm de altura. Em cada face da alma do perfil foram colados 30 extensómetros verticais a cada 100 mm para registar a evolução da reação linear, vejam-se as Figuras 6c e d.

Três posições de carga foram investigadas, correspondendo a uma distância livre entre o fim do espessamento e a carga ( $a_v$ ) de  $2d$ ,  $3d$  e  $4d$ , onde  $d$  é a altura efetiva da laje (Figura 4b).

Após a rotura de um dos lados da laje procedeu-se à reparação do lado danificado, através do fechamento da fissura crítica por intermédio de barras verticais pré-esforçadas e perfis e placas de aço dispostos nas faces superior e inferior das lajes.

O Quadro I apresenta as principais características de cada ensaio, a resistência à compressão ( $f_c$ ) e o módulo de elasticidade do betão ( $E_c$ ) medidos em cilindros, e ainda a resistência à compressão da calda de injeção das bainhas ( $f_m$ ) medida em cubos. A máxima dimensão dos agregados é de 32 mm. As armaduras utilizadas eram do tipo A500NR SD.

## 2.2 Principais resultados

As curvas carga-deslocamento de alguns ensaios representativos medidas no centro das placas de carga são apresentadas na Figura 7c. Em todos os casos, exceto nas lajes com bainhas em aço não injetadas, após ter-se atingido o pico de carga, as lajes apresentaram um comportamento de amolecimento, com uma diminuição significativa da carga aplicada com o aumento do deslocamento. As lajes com bainhas em aço não injetadas apresentaram um patamar onde o deslocamento pôde ser aumentado mantendo a carga atuante sensivelmente constante.

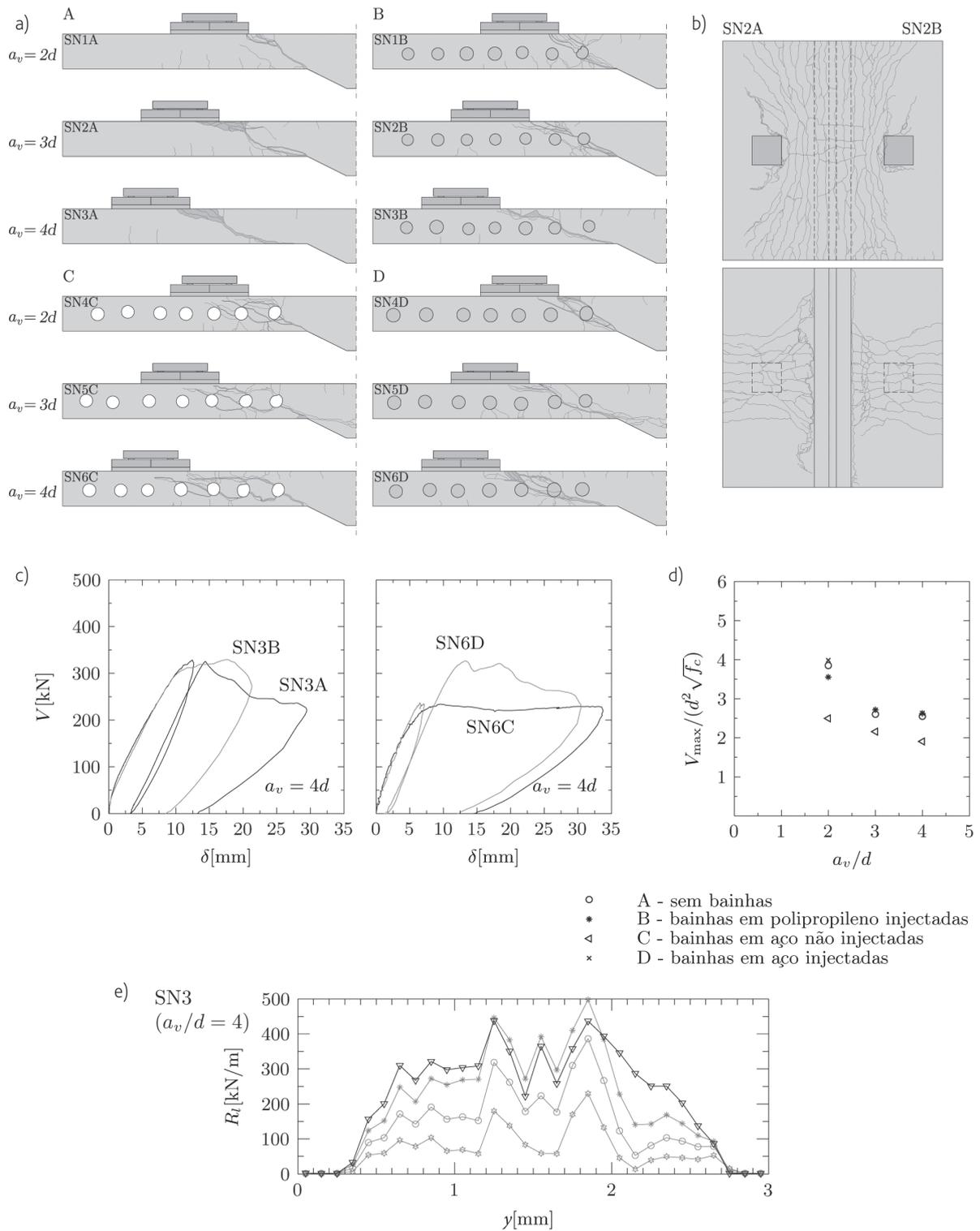
Os padrões de fissuração nos cortes centrais das lajes são apresentados na Figura 7a, e a fissuração das faces superior e inferior do modelo de ensaio representativo SN2 encontra-se representado na Figura 7b. Todas as lajes apresentaram um padrão de fissuração na face superior que se desenvolveu paralelamente ao apoio linear na zona central. Na face inferior a fissuração foi sobretudo perpendicular ao apoio e concentrada sob a carga. O padrão de fissuração observado no corte central das lajes sem bainhas e com bainhas injetadas é semelhante ao padrão de fissuração de vigas sem estribos com rotura ao esforço transversal. Para as esbeltezas de esforço transversal mais elevadas ( $a_v/d = 3$  e  $4$ ), a fissura crítica de esforço transversal desenvolve-se de maneira praticamente horizontal na zona comprimida (parte inferior) na proximidade do espessamento. Nestes casos a fissura crítica intercepta a armadura superior com um ângulo bastante inclinado a uma distância de sensivelmente  $d$  da placa de carga. O esboroamento do betão nesta zona é devido ao efeito ferrolho da armadura principal. Para esbeltezas de esforço transversal menores

( $a_v/d = 2$ ), a fissura crítica é mais inclinada e retilínea em termos médios, e intercepta a armadura superior mais perto da placa de carga. Nas lajes com bainhas não injetadas, o padrão de fissuração desenvolveu-se de maneira distinta, horizontalmente ao longo das armaduras inferiores e superiores.

As cargas máximas atingidas em cada ensaio são apresentadas no Quadro I e na Figura 7d. Nenhuma diferença significativa de resistência foi observada entre as lajes com bainhas injetadas e sem bainhas. Já no que diz respeito às lajes com bainhas não injetadas, a resistência foi em média 26% inferior à resistência das lajes de referência sem bainhas. A comparação entre as resistências de todos os ensaios é apresentada na Figura 7d, normalizadas com a raiz quadrada da resistência à compressão do betão  $f_c$  e o quadrado de  $d$ . Os resultados mostram que a resistência normalizada ao esforço transversal diminuiu com o aumento da esbelteza de esforço transversal  $a_v/d$ , apesar de que o esforço transversal unitário atuante deve ser mais elevado para valores mais reduzidos de  $a_v/d$ . Este resultado é bastante interessante, pois põe em evidência a influência do apoio direto (resistência elevada para os ensaios com  $a_v/d = 2$ ), mas também a influência dos momentos flectores atuantes na resistência ao esforço transversal. Esta última influência pode ser constatada nos ensaios com  $a_v/d = 3$  e  $4$  (ambos com apoio direto muito limitado ou mesmo inexistente).

A reação linear de cada ensaio pôde ser calculada através das medidas da deformação vertical média da alma do perfil de alumínio, em cada uma das 30 localizações dos extensómetros, assumindo-se para tal um comportamento elástico linear do alumínio e considerando uma distribuição constante da deformação na área contributiva de cada extensómetro. A medição da reação total  $R_{tot}$  correspondeu bem à força total aplicada  $V_{tot}$ , com erros relativos aquando da aplicação da carga máxima de menos de 5% em todos os ensaios, exceto o ensaio SN6 (onde se situou abaixo de 10%). As medições das reações lineares não foram efetuadas no segundo teste (após reparação do lado danificado das lajes), uma vez que o fluxo de esforço transversal na zona reforçada é potencialmente influenciado pelos elementos de reforço. A reação linear medida é apresentada na Figura 7 para um caso representativo. Esta figura mostra uma clara e importante redistribuição das reações lineares antes da rotura. Para valores reduzidos da carga aplicada, a reação concentra-se maioritariamente na zona próxima da carga. Com o aumento da carga aplicada (em especial após se ter atingido 60% da carga máxima aplicada), a reação na região central aumenta a uma velocidade menor ou eventualmente diminuiu, transferindo carga para as regiões adjacentes.

Mais detalhes sobre esta campanha experimental podem ser consultados em [2;3].



**Figura 7** Principais resultados da campanha de ensaios estáticos: (a) cortes centrais de todos os espécimes; (b) fissuração nas faces superior e inferior do modelo de ensaio SN2; (c) diagramas carga-deslocamento no centro da placa de carga para os ensaios com  $a_v/d = 4$ ; (d) resistências normalizadas de todos os ensaios; e (e) evolução da reação linear no primeiro teste do modelo de ensaio SN3

### 3 Campanha de ensaios de fadiga

#### 3.1 Propriedades geométricas, materiais e do dispositivo de ensaio

Na literatura científica (do conhecimento do autor) não existem ensaios de fadiga em lajes em consola de betão armado sem estribos solicitadas por cargas concentradas, cujo comportamento mecânico difere significativamente de lajes simplesmente apoiadas. Por forma a produzir ensaios experimentais deste tipo, uma campanha experimental foi desenvolvida pelos autores. Os modelos de ensaio testados são lajes à escala real (3,00 m x 3,00 m x 0,25 m) apoiados linearmente no seu centro e solicitados por uma carga concentrada de cada lado da laje. Quatro testes estáticos foram realizados em duas lajes (dois por laje e posição de carga) e onze testes de fadiga em oito lajes (quatro lajes por posição de carga).

Dez lajes foram testadas, numeradas de FN1 a FN10. As lajes apenas contêm armadura de flexão. A Figura 8 apresenta a geometria e as armaduras dos modelos de ensaio.

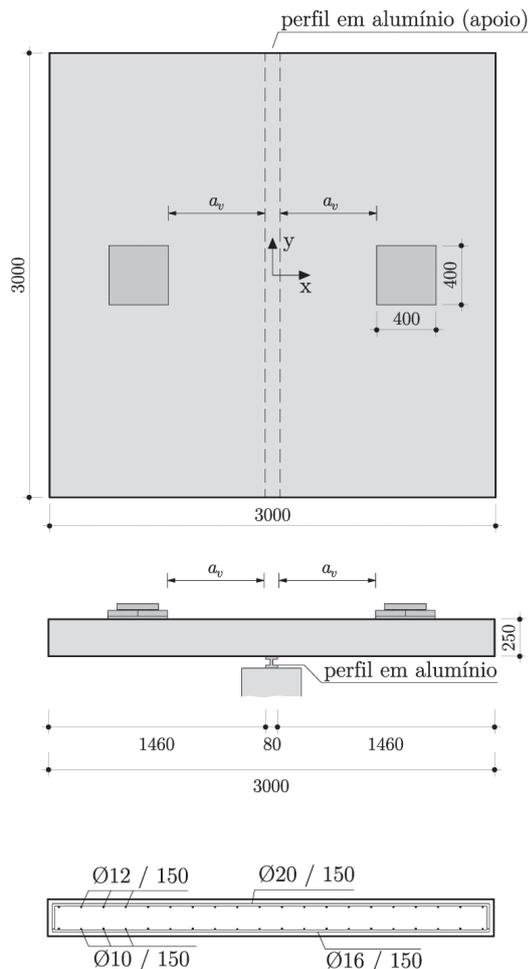


Figura 8 Geometria e armaduras das lajes ensaiadas (dimensões em [mm])

No Quadro II são apresentadas as principais características dos ensaios. A máxima dimensão dos agregados é de 16 mm. As armaduras utilizadas eram do tipo A500NR SD, sendo as armaduras principais de flexão (20 mm de diâmetro) de aço temperado e revenido. O dispositivo de ensaio era semelhante ao que já foi previamente descrito no capítulo anterior.

Dois posições de cargas distintas foram investigadas, correspondendo a uma distância livre entre os apoios e a carga ( $a_v$ ) de 440 mm e 680 mm (Figura 8) (2.1d e 3.2d respetivamente, onde  $d$  é a altura efetiva da laje).

Após se ter atingido a rotura de um dos lados da laje, procedeu-se à reparação da mesma, tal como efetuado na campanha experimental estática, e continuou-se o ensaio.

Dois lajes foram testadas estaticamente por forma a obter as resistências estáticas de referência ( $V_{Ref}$ ) para cada posição de carga. Cada laje contribuiu com dois testes de referência (valores duplicados). O carregamento em fadiga das restantes lajes foi efetuado num modo misto de controlo de força e deslocamento. A força média dos dois macacos foi variada entre dois limites constantes ao longo do ensaio e cada força foi corrigida individualmente de maneira a impedir um deslocamento vertical relativo entre os dois macacos de mais de 10 mm. As diferenças relativas entre as cargas máximas aplicadas em ambos os lados de cada laje foram menores que 1% em cinco lajes (FN3 e FN7-FN10), entre 2-3% para outras duas lajes (FN2 e FN4), e 3,1% na restante (FN5). O rácio  $R$  desejado entre a carga mínima ( $V_{min}$ ) e máxima ( $V_{max}$ ) era de 0,10, e os valores registados variaram entre 0,09-0,12, veja-se o Quadro II. Estes valores de  $R$  são razoáveis, uma vez que as cargas de tráfego apresentam um valor  $R$  de 0,0, mas o peso próprio da estrutura está sempre a atuar. Uma representação qualitativa do histórico de carregamento dos ensaios de fadiga é dada na Figura 9.

Para cada posição de carga foram ensaiados quatro níveis de carga ( $LL$ ). A carga máxima aplicada foi corrigida para considerar as diferentes resistências à compressão do betão dos vários modelos de ensaio, de acordo com a expressão  $V_{max} = LL V_{Ref} (f_c / f_{c,Ref})^{0,5}$ , onde  $V_{Ref}$  é a resistência estática média dos dois ensaios de referência,  $f_c$  é a resistência à compressão do betão no dia de início do ensaio, e  $f_{c,Ref}$  é a resistência média do betão dos dois ensaios de referência. Para a distância livre entre o apoio e a carga  $a_v = 680$  mm, os níveis de carga alvo foram de 60, 70, 80 e 90%, e para  $a_v = 440$  mm, 80, 85, 90 e 95%. O carregamento sinusoidal de fadiga foi aplicado a uma frequência de 1 Hz, e em alguns modelos de ensaio a 0,75 Hz e 0,5 Hz próximo da rotura (FN9 e FN10, devido ao débito hidráulico requerido pelos macacos (relacionado com os grandes deslocamentos da laje)).

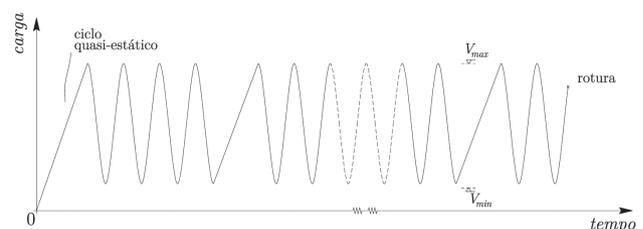


Figura 9 Representação qualitativa do carregamento de fadiga

Quadro II Principais propriedades dos modelos de ensaio testados

Laje	Lado	$a_v$ [mm]	Tipo	$V_{max}$ [kN]	$V_{min}$ [kN]	LL	Ciclos	MR*	$f_c$ [MPa]	$E_c$ [MPa]
FN1	W	440	estático	591	-	-	1	ET	45,2	33 000
FN1	E	440	estático	597	-	-	1	ET	46,6	34 000
FN2	W	440	fadiga	520	53	96	1350	ET	38,2	30 500
FN2	E	440	fadiga	506	54	93	990	ET	38,2	30 500
FN3	W	440	fadiga	473	48	90	72 340	ET	36,2	30 000
FN3	E	440	fadiga	472	48	90	72 340	ET	36,2	30 000
FN4	W	440	fadiga	467	47	86	17 300	ET	38,4	30 500
FN4	E	440	fadiga	456	49	84	15 560	ET	38,4	30 500
FN5	W	440	fadiga	394	36	79	501 810	RBA	32,3	28 000
FN5	E	440	fadiga	382	44	77	501 810	RBAET	32,3	28 000
FN6	W	680	estático	474	-	-	1	ET	45,7	33 000
FN6	E	680	estático	499	-	-	1	ET	46,5	34 000
FN7	W	680	fadiga	427	46	89	824	ET	44,8	35 000
FN7	E	680	fadiga	427	46	89	824	ET	44,8	35 000
FN8	W	680	fadiga	378	42	80	5 007	ET	43,5	34 500
FN8	E	680	fadiga	376	42	80	5 193	ET	43,5	34 500
FN9	W	680	fadiga	333	35	70	311 200	ET	44,7	35 000
FN9	E	680	fadiga	334	38	70	311 200	RBA	44,7	35 000
FN10	W	680	fadiga	281	30	59	734 760	RBAET	43,7	34 500
FN11	E	680	fadiga	282	30	60	734 760	RBAET	43,7	34 500

\* MR – modo de rotura; ET – esforço transversal; RBA – rotura de barras de armadura; RBAET – rotura de barras de armadura seguidas de rotura de esforço transversal

### 3.2 Principais resultados

Os modelos de ensaio testados estaticamente (ensaios de referência) apresentaram roturas ao esforço transversal, tal e qual os ensaios da campanha experimental estática. O Quadro II apresenta as cargas máximas atingidas em todos os ensaios estáticos.

Todas as lajes ensaiadas em fadiga apresentaram roturas de esforço transversal sem roturas de barras de armadura, excetuando as lajes FN5 ( $a_v = 440$  mm; LL = 80%), FN9 ( $a_v = 680$  mm; LL = 70%) e FN10 ( $a_v = 680$  mm; LL = 60%). O Quadro II apresenta os principais resultados da campanha experimental, e a Figura 10 os diagramas de Wöhler para cada posição de carga, normalizados pelas cargas médias de rotura dos ensaios estáticos de referência. O rácio entre a carga máxima aplicada (resistência de fadiga) e a resistência estática correspondente foram normalizados com a raiz quadrada da resistência à compressão do betão  $(f_{c,Ref}/f_{c,jat})^{0.5}$ .

As lajes que se romperam ao esforço transversal sem rotura de armaduras apresentaram um padrão de fissuração similar aos obtidos nos ensaios estáticos. Já as lajes que exibiram rotura de

barras de armadura eventualmente também se romperam ao esforço transversal (exceto FN9-W), dado que as grandes aberturas das fissuras de flexão se propagaram e originaram uma fissura crítica de esforço transversal. Os ensaios com  $a_v = 680$  mm que exibiram roturas de barras de armadura apresentaram oito roturas das barras transversais de diâmetro 20 mm localizadas na face superior sobre o apoio linear, bem como algumas barras longitudinais de 10 mm na face inferior, desenvolvendo desta forma um mecanismo completo de flexão, veja-se a Figura 11. O ensaio com  $a_v = 440$  mm que apresentou roturas de barras é distinto dos casos com  $a_v = 680$  mm. Três barras de 20 mm romperam-se entre o apoio e a placa de carga, na intersecção entre a fissura crítica de esforço transversal, que se desenvolveu da propagação de uma fissura de flexão, não resultando daí um mecanismo de flexão. O efeito ferrolho pode ter gerado um acréscimo de tensão nas barras devido à flexão local das armaduras, que por sua vez terá contribuído para o acelerar do processo de fadiga neste local das barras. Todas as barras que se romperam em fadiga foram extraídas dos modelos de ensaio após o fim dos testes, por forma a confirmar os locais de rotura das barras.

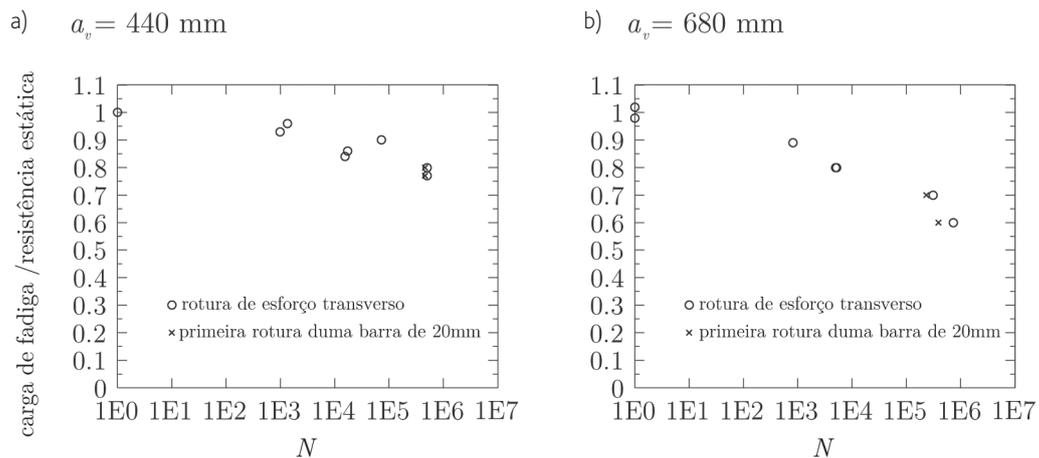


Figura 10 Diagrama de Wöhler das lajes ensaiadas: (a)  $a_v = 440$  mm; e (b)  $a_v = 680$  mm

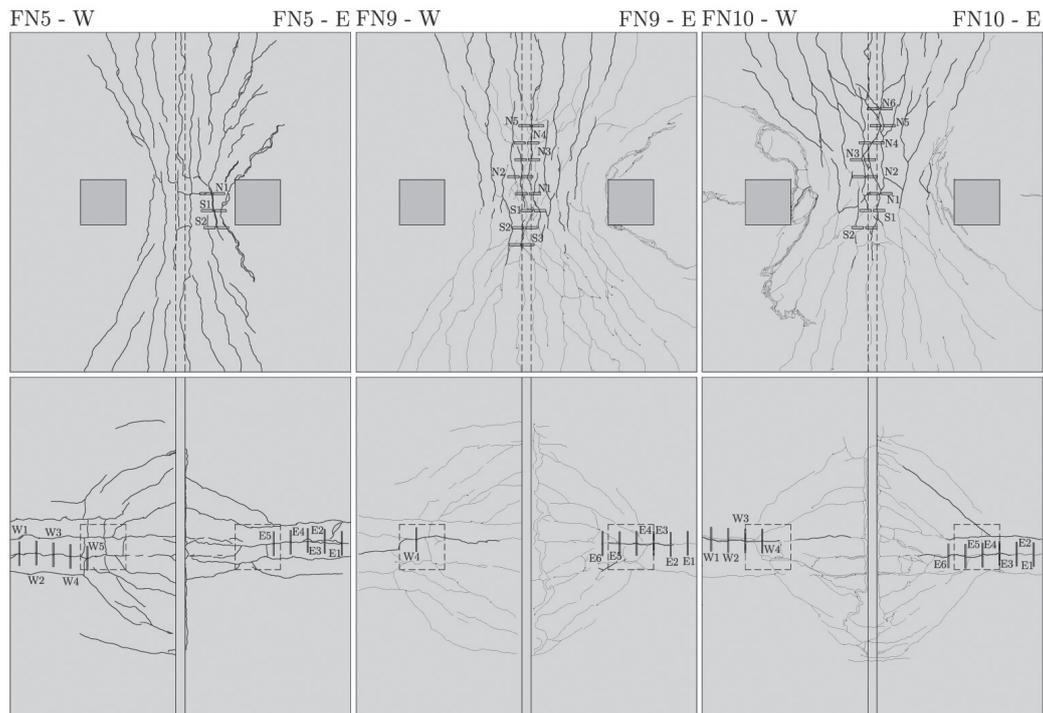


Figura 11 Padrões de fissuração e localização das fraturas de armaduras

As lajes FN9 e FN10 ( $a_v = 680$  mm), que desenvolveram um mecanismo completo de flexão, apresentaram uma vida residual considerável, que corresponde a 24,5% e 46,9% da vida total, respetivamente. Quanto à laje FN5 ( $a_v = 440$  mm), cuja rotura está provavelmente associada ao efeito ferrolho, ela apenas apresentou uma vida residual que corresponde a 8,3% da vida total do modelo de ensaio.

Mais detalhes sobre esta campanha experimental podem ser consultados em [2;4].

## 4 Conclusões

Em relação aos ensaios estáticos de lajes em betão armado em consola solicitadas por cargas concentradas na vizinhança de um apoio linear, as principais conclusões dos trabalhos efetuados são:

- 1) Os ensaios estáticos demonstraram que as roturas ao esforço transversal são o modo de rotura de todos os modelos de ensaio investigados, independentemente da posição da carga concentrada e do tipo e injeção das bainhas longitudinais de

pré-esforço. Esta constatação é coerente com o padrão de fissuração observado no corte central das lajes ensaiadas;

- 2) Redistribuições de esforços foram observadas antes da rotura, devidas ao surgimento de uma fissura de esforço transversal na região entre a carga concentrada e o apoio linear;
- 3) O comportamento bidirecional das lajes está na base da razão pela qual os ensaios em vigas sem estribos não são representativos do comportamento de lajes de tabuleiro de pontes;
- 4) Não foram observadas diferenças significativas de resistência entre as lajes normais de betão armado e as lajes com bainhas longitudinais injetadas. No caso em que as bainhas não estavam injetadas, a resistência ao esforço transversal foi significativamente reduzida.

Quanto aos ensaios de fadiga realizados:

- 1) O carregamento de fadiga de lajes em consola solicitadas por cargas concentradas diminuiu a resistência ao esforço transversal;
- 2) Antes da rotura provocada pelo carregamento de fadiga foram observadas redistribuições de esforços;
- 3) As redistribuições de esforços são favoráveis ao aumento da resistência ao esforço transversal quando comparadas com vigas sem estribos equivalentes com roturas ao esforço transversal em fadiga;
- 4) As roturas ao esforço transversal de fadiga sem rotura de barras de armadura apenas ocorrem para cargas máximas aplicadas elevadas;
- 5) As roturas ao esforço transversal após a rotura de barras de armadura ocorrem após um número importante de ciclos depois da rotura da primeira barra;
- 6) As lajes que apresentam roturas de barra acabam por se romper ao esforço transversal.

## Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio e financiamento do Gabinete Federal das Estradas da Suíça e a gentil oferta das bainhas utilizadas nas campanhas experimentais pela empresa VSL (Suisse).

## Referências

- [1] Bureau Technique PIGUET S.A. – "The viaducts of Chillon (Switzerland)" (em Francês), *La Technique des Travaux*, pp. 47-60, No. 327, 1971.
- [2] Natário, F. – *Static and fatigue shear strength of reinforced concrete slabs under concentrated loads near linear supports*, PhD Thesis, EPFL thesis n.º 6670, Lausanne, Switzerland, 2015, 201 p.
- [3] Natário, F.; Fernández Ruiz, M.; Muttoni, A. – "Shear strength of RC slabs under concentrated loads near clamped linear supports", *Engineering Structures*, Vol. 76, pp. 10-23, 2014.
- [4] Natário, F.; Fernández Ruiz, M.; Muttoni, A. – "Experimental investigation on fatigue of concrete cantilever bridge deck slabs subjected to concentrated loads", *Engineering Structures*, Vol. 89, pp. 191-203, 2015.

# Utilização racional de betão de elevada resistência em lajes fungiformes

## Rational use of high strength concrete in flat slabs

Micael Inácio  
André Almeida  
Válter Lúcio  
António Ramos

### Resumo

Ensaio experimentais em modelos de laje fungiforme mostram que a utilização de betão de elevada resistência (BER) melhora o seu comportamento ao punçoamento. No entanto, dado o seu custo de produção mais elevado, faz sentido que se procure uma forma de utilização parcial do BER, de maneira a usufruir das suas características nas zonas da estrutura onde as suas características são mais importantes.

Neste trabalho é apresentado um estudo experimental cujo objetivo foi o de estudar a aplicação racional de BER tendo em vista a melhoria do comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes. Foram ensaiados quatro modelos de laje fungiforme com utilização parcial de BER e dois modelos adicionais de referência produzidos totalmente com betão convencional.

Os resultados obtidos nos ensaios mostram que se consegue um incremento da capacidade resistente ao punçoamento de até 38%, com utilização racional de BER, quando comparado com os modelos totalmente em betão convencional.

### Abstract

Experimental tests on flat slab specimens show that the use of high strength concrete (HSC) can improve its punching behavior. However, because of its higher production cost compared to normal strength concrete and to take advantage of its enhanced mechanical properties in the zones of the structure where these characteristics are most important is essential to study a way for using HSC partially.

This work presents an experimental study whose objective was to study the rational application of HSC in order to improve the punching behavior of flat slabs. Four flat slab specimens with partial use of HSC and two additional specimens produced entirely with conventional concrete were tested.

The results obtained in the tests show that an increase of the punching capacity of up to 38% can be obtained, with a rational use of HSC, when compared to the specimens totally in conventional concrete.

**Palavras-chave:** Punçoamento / Betão de elevada resistência / Laje fungiforme

**Keywords:** Punching / High strength concrete / Flat slab

## Micael Inácio

Universidade Nova de Lisboa,  
Departamento de Engenharia Civil  
Caparica, Portugal  
mmgi@fct.unl.pt

## André Almeida

Universidade Nova de Lisboa  
Departamento de Engenharia Civil  
Caparica, Portugal  
afa17639@fct.unl.pt

## Válder Lúcio

CERIS, ICIST, Universidade Nova de Lisboa  
Departamento de Engenharia Civil  
Caparica, Portugal  
vjgl@fct.unl.pt

## António Ramos

CERIS, ICIST, Universidade Nova de Lisboa  
Departamento de Engenharia Civil  
Caparica, Portugal  
ampr@fct.unl.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.*

INÁCIO, M. [et al.] – Utilização racional de betão de elevada resistência em lajes fungiformes. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 27-36.

## 1 Introdução

Existem na bibliografia alguns trabalhos realizados com o objetivo de estudar o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes com utilização parcial de betões com características melhoradas [1]–[3].

Estudos anteriores realizados pela equipa de investigação em que este trabalho se insere [4] revelaram que, alterando-se de forma independente as propriedades do betão, a resistência à compressão tinha um papel determinante na resistência ao punçoamento. Desta forma, foi pensada uma solução em que o uso do BER se limitasse à zona onde as compressões são mais elevadas, ou seja, junto ao pilar e à face inferior da laje.

Neste trabalho são apresentados e analisados os resultados de uma campanha experimental realizada para o estudo de utilização parcial de BER em lajes fungiformes.

## 2 Modelos experimentais

Os modelos utilizados consistiam em painéis quadrados de laje em betão armado. Estes painéis pretendiam simular a zona de laje, delimitada pela linha de momentos nulos, junto a um pilar interior de uma estrutura em laje fungiforme com aproximadamente 3,5 m de vão. A esbelteza ( $l/h$ ) dos modelos utilizados foi de cerca de 28, o que se enquadra na ordem dos valores habitualmente recomendados para o dimensionamento deste tipo de estruturas.

Foram ensaiados sete painéis quadrados de laje fungiforme com 1650 mm de lado e 125 mm de espessura. Em quatro destes modelos foi utilizado BER na zona junto ao pilar, dois foram totalmente fabricados com betão de resistência normal e um em BER, para servirem de comparação.

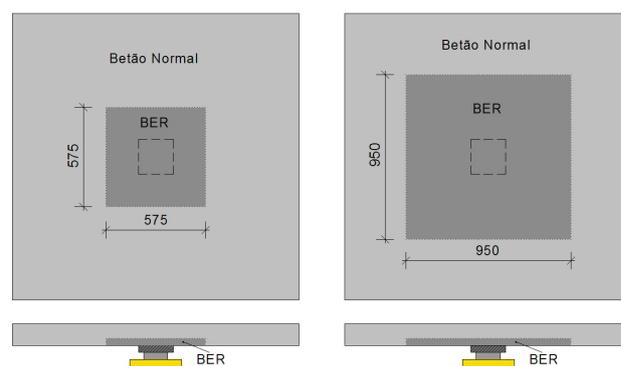


Figura 1 Geometria dos modelos com utilização parcial de BER

Nos modelos com utilização parcial de BER, a zona em BER era quadrada, com espessura igual a um terço da espessura das lajes e com diferentes geometrias em planta. Em duas lajes foi utilizada uma camada de BER com dimensões em planta iguais a uma vez e meia a espessura da laje para cada lado do pilar. Nas outras duas foi adotada uma camada de BER com maiores dimensões em planta, correspondendo a três vezes a espessura da laje para cada lado do pilar. A Figura 1 apresenta as duas geometrias utilizadas na zona com utilização de BER. O Quadro I apresenta as dimensões

da zona em BER adotada para cada laje assim como o valor médio da percentagem de armadura longitudinal superior de todos os modelos.

**Quadro I** Geometria da zona em BER, altura útil e percentagem geométrica de armadura

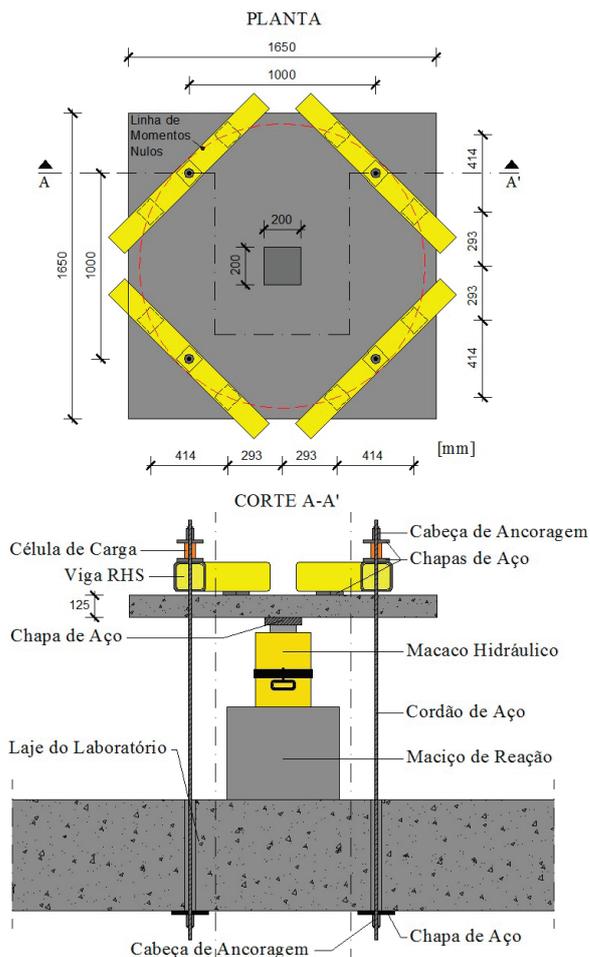
Modelo	Geometria da zona em BER (mm)	d (mm)	ρ (%)
SHSC2	1650 × 1650 × 125	101,6	1,24
SNSC4	–	100,7	1,25
SHSC5	950 × 950 × 42	100,6	1,25
SNSC6	–	100,2	1,25
SHSC7	575 × 575 × 42	100,0	1,26
SHSC8	575 × 575 × 42	100,8	1,25
SHSC9	950 × 950 × 42	100,9	1,25

d – altura útil média da armadura superior; ρ – percentagem geométrica média da armadura longitudinal superior.

A colocação dos betões de elevada resistência e de resistência normal foi realizada com cerca de 30 min de intervalo, de forma a evitar juntas de betonagem entre betões de idades muito diferentes. As lajes foram cobertas durante as 24 horas seguintes à betonagem por uma manta de serapilheira humedecida. Após as 24 horas de cura, as lajes foram desmoldadas e armazenadas, permanecendo cobertas por uma manta de serapilheira molhada periodicamente, através da instalação de um sistema de rega automático. Sobre a serapilheira foi colocada uma membrana de polietileno. Com a implementação deste sistema pretendeu-se que as condições de cura das lajes fossem próximas das condições de cura dos provetes de caracterização do betão.

## 2.1 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio utilizado está esquematizado na Figura 2. O carregamento vertical e centrado foi aplicado através de um macaco hidráulico com 1000 kN de capacidade colocado sob os modelos. A utilização de uma unidade de controlo de pressão hidráulica garantiu a aplicação da força a uma velocidade de carga de 0,25 kN/s.



**Figura 2** Sistema de ensaio utilizado (dimensões em mm)

O pilar foi simulado usando uma chapa quadrada metálica com 50 mm de espessura e 200 mm de lado, colocada sobre o macaco. O modelo foi fixado à laje de reação do laboratório por quatro perfis metálicos RHS 150 × 150 × 10 mm apoiados na sua face superior através de oito chapas de aço dispostas ao longo da linha de momentos nulos. As vigas metálicas foram ancoradas à laje de reação do laboratório através de quatro cordões de aço de alta resistência com 0,6'' de diâmetro.

## 2.2 Materiais

O BER utilizado foi produzido com agregados grossos de basalto e duas areias lavadas de granulometria diferente. O betão convencional foi produzido com agregados grossos de calcário e duas areias lavadas. A máxima dimensão dos agregados utilizados é de 13,2 mm e 13,9 mm, no betão convencional e no BER, respetivamente. As composições dos betões utilizados são apresentadas no Quadro II.

Com vista à caracterização do BER foram betonados nove provetes cilíndricos com 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro e 6 provetes cúbicos de 100 mm de aresta. A utilização de provetes cúbicos com 100 mm de aresta em vez dos tradicionais provetes com 150 mm de aresta justifica-se por limitações na capacidade de carga da prensa para ensaiar à compressão os cubos com 150 mm de aresta. Para caracterização do betão normal foram produzidos nove provetes cilíndricos com 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro e seis provetes cúbicos de 150 mm de lado.

Os ensaios à compressão dos provetes foram realizados de acordo com a NP EN 12390-3 [5] e a resistência à tração por compressão diametral foi obtida por ensaio de cilindros de acordo com a NP EN 12390-6 [6]. O módulo de elasticidade dos betões foi determinado através de ensaios de compressão em cilindros, de acordo com a especificação E 397 do LNEC [7]. Os cilindros, com exceção dos utilizados para o ensaio de tração por compressão diametral, foram sujeitos à preparação das bases, garantindo que ficam planas e perpendiculares ao eixo do cilindro. A caracterização do aço das armaduras longitudinais foi feita através de ensaios de tração a três provetes por cada tipo de varão utilizado, de acordo com a EN 10002-1 [8]. Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos betões e das armaduras longitudinais são apresentados nos Quadros III e IV, respetivamente.

Quadro III Propriedades mecânicas dos betões utilizados (MPa)

Modelo		$f_c$	$f_{cc}$	$f_{cc,100}$	$f_{ct,sp}$	$E_c (\times 10^3)$
SHSC2	BER	130,1	–	129,7	8,4	55,5
SNSC4	Betão Normal	35,9	34,2	–	2,6	32,6
SHSC5	BER	118,5	–	118,4	8,0	53,1
	Betão Normal	58,0	58,8	–	4,0	40,2
SNSC6	Betão Normal	23,0	25,1	–	2,5	31,5
SHSC7	BER	127,3	–	132,1	7,2	53,0
	Betão Normal	24,7	24,3	–	2,6	34,0
SHSC8	BER	125,2	–	124,0	7,5	53,8
	Betão Normal	38,9	36,0	–	3,1	35,7
SHSC9	BER	125,8	–	125,9	7,9	52,5
	Betão Normal	39,1	37,2	–	2,8	37,2

$f_c$  – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cilindros 150 × 300 mm;  $f_{cc}$  – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cubos 150 × 150 × 150 mm;  $f_{cc,100}$  – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em cubos 100 × 100 × 100 mm;  $f_{ct,sp}$  – valor médio da tensão de rotura à tração do betão determinada através do ensaio de compressão diametral em cilindros 150 × 300 mm;  $E_c$  – módulo de elasticidade do betão.

Quadro II Composições dos betões utilizados (kg/m<sup>3</sup>)

	BER	Betão normal		
		SHSC5	SNSC6 e SHSC7	SNSC4, SHSC8 e SHSC9
Cimento	500 CEM I 52,5 R	450 CEM II/B-L 32,5 N	280 CEM II/B-L 32,5 N	320 CEM II/B-L 32,5 N
Sílica de fumo	50	–	–	–
Brita basalto (10/16)	249	–	–	–
Brita basalto (8/12,5)	839	–	–	–
Brita calcário (6/12,5)	–	871	880	906
Areia (0/4)	489	655	597	626
Areia (0/2)	249	117	311	286
Superplastificante	8,43	–	–	–
Água	139,1	208,2	163,4	184,3

**Quadro IV** Propriedades mecânicas do aço das armaduras longitudinais (MPa)

Modelo	Armadura superior		Armadura inferior	
	$f_y$	$f_t$	$f_y$	$f_t$
SHSC2	523,4	671,4		
SNSC4	532,3	642,6		
SHSC5	523,4	671,4		
SNSC6	523,4	671,4	549,7	697,3
SHSC7	523,4	671,4		
SHSC8	532,3	642,6		
SHSC9	532,3	642,6		

$f_y$  – tensão de cedência à tração do aço;  $f_t$  – tensão de rotura à tração do aço.

### 2.3 Monitorização

Durante os ensaios das lajes foram monitorizados os deslocamentos verticais e as forças aplicadas (Figura 3 (a)). O equipamento de medida ou de monitorização foi ligado a quatro unidades de aquisição de dados em série.

Os deslocamentos verticais na face superior das lajes foram medidos através da utilização de 11 defletómetros elétricos, posicionados em dois alinhamentos ortogonais, conforme esquematizado na Figura 3 (b). As forças de reação nos cordões de fixação do modelo à laje de reação foram medidas por quatro células de carga com 200 kN de capacidade.

## 3 Apresentação e análise de resultados

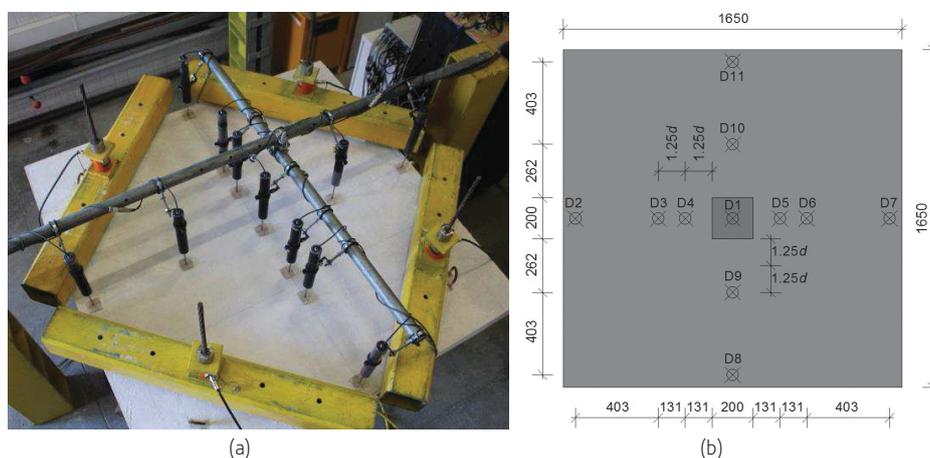
Nesta secção são apresentados e analisados os resultados dos ensaios experimentais em termos de deslocamentos verticais, capacidade de carga, modo de rotura e superfície de rotura.

As cargas referidas ao longo desta secção correspondem à soma das forças medidas nas células de carga utilizadas no sistema de ensaio, do peso próprio dos elementos do sistema de ensaio e de monitorização colocados sobre a laje e do peso próprio da laje. O valor inicial de força apresentado nos gráficos corresponde ao peso próprio do sistema de ensaio e da laje, perfazendo um total de 12,8 kN.

### 3.1 Deslocamentos verticais

Nas Figuras 4 e 5 são apresentados os diagramas com a evolução dos deslocamentos verticais relativos ao seu centro, para os modelos de referência (totalmente executados com betão normal e BER) e para os modelos com utilização parcial de BER, respetivamente. Em cada direção foi calculado o valor médio do deslocamento de cada par de defletómetros colocados à mesma distância do centro da laje. O Quadro V apresenta para todas as lajes a rigidez fendilhada ( $k_f$ ), a deformada para a carga de rotura ( $\Delta_u$ ), a carga de rotura ( $V_{exp}$ ) e a energia de deformação ( $U$ ), que corresponde à área do diagrama força-deslocamento. Os parâmetros apresentados referem-se aos pontos de medição D8-D11.

O comportamento força-deslocamento é em geral semelhante em todos os modelos. Comparando os dois modelos produzidos inteiramente em betão normal, SNSC4 e SNSC6, verifica-se que a carga para a qual se inicia a fendilhação é ligeiramente inferior no modelo SNSC6. As diferenças referidas no comportamento dos modelos de referência justificam-se pela maior resistência do betão usado no SNSC4.



**Figura 3** (a) Vista superior de um modelo. (b) Localização dos defletómetros (dimensões em mm)

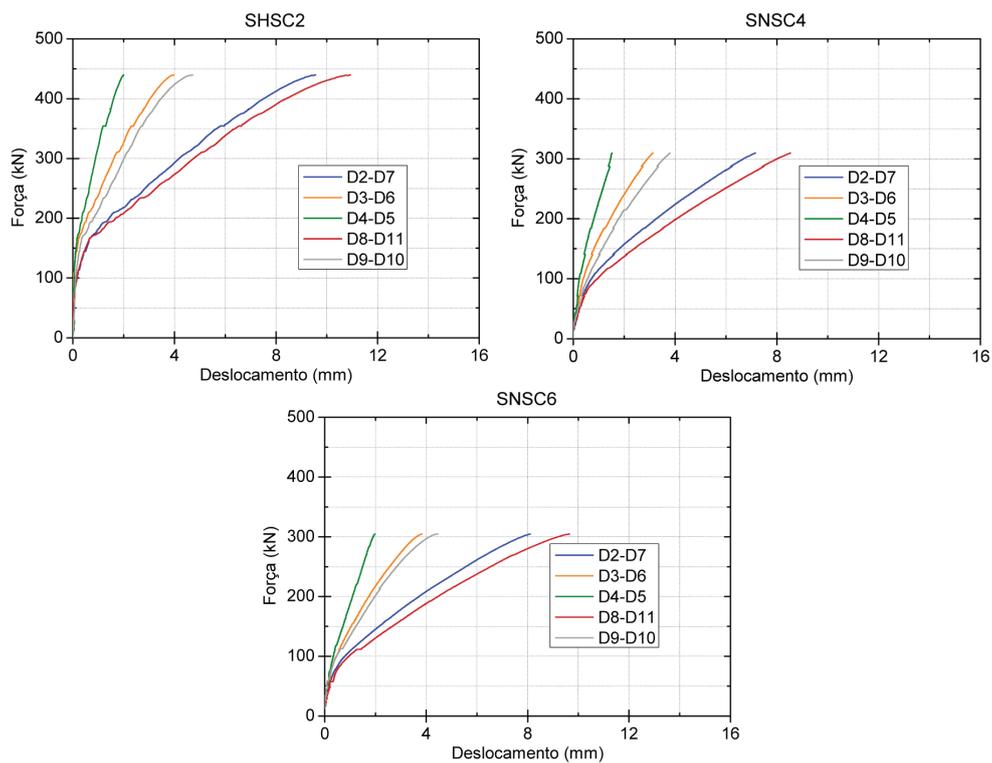


Figura 4 Evolução dos deslocamentos verticais dos modelos totalmente em BER ou betão convencional

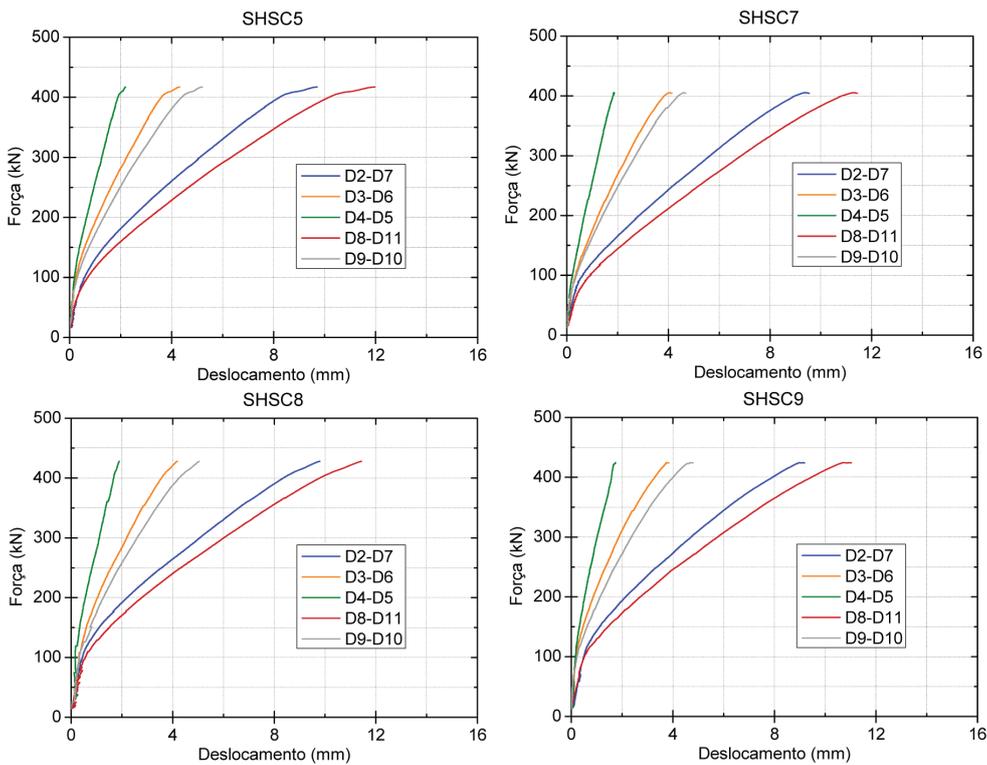


Figura 5 Evolução dos deslocamentos verticais dos modelos com utilização parcial de BER

O efeito da variação da resistência à compressão do betão normal usado nos modelos com utilização parcial de BER pode ser analisado comparando a evolução dos gráficos carga-deslocamento para os pares de modelos SHSC5-SHSC9 e SHSC7-SHSC8. Em termos de rigidez fendilhada não se verificam diferenças assinaláveis, mas quanto à energia de deformação, nos modelos em que o betão normal é mais resistente observa-se uma tendência para apresentarem uma quantidade ligeiramente superior de energia de deformação.

Comparando os resultados dos modelos SHSC8 e SHSC9, que apenas diferem na quantidade de BER utilizado, verifica-se que o modelo com maior volume de BER (SHSC9) apresenta um comportamento um pouco mais rígido na fase fendilhada. No entanto, o modelo SHSC9 apresentou uma energia de deformação ligeiramente inferior.

Os modelos com utilização parcial de BER apresentaram um aumento da rigidez fendilhada, em comparação com os modelos SNSC4 e SNSC6. A energia de deformação foi muito aumentada com a utilização racional de BER. No modelo SHSC7 verificou-se um aumento de 51%, em comparação com o modelo SNSC6, e nos modelos SHSC8 e SHSC9 registou-se um aumento médio de 86% em relação ao modelo de referência SNSC4. Os modelos com utilização parcial de BER apresentam valores de rigidez fendilhada e de energia de deformação idênticos aos obtidos no modelo SHSC2, totalmente em BER.

**Quadro V** Rigidez fendilhada, deformação na rotura e energia de deformação dos modelos

Parâmetro	Modelo						
	SHSC2	SNSC4	SHSC5	SNSC6	SHSC7	SHSC8	SHSC9
$k_f$ (kN/mm)	32,2	29,1	31,2	26,9	31,2	30,7	32,6
$\Delta_y$ (mm)	10,9	8,5	12,0	9,6	11,4	11,4	11,0
$V_{exp}$ (kN)	439	310	417	305	405	428	424
$U$ (kN-mm)	3389	1695	3317	1938	2936	3202	3093

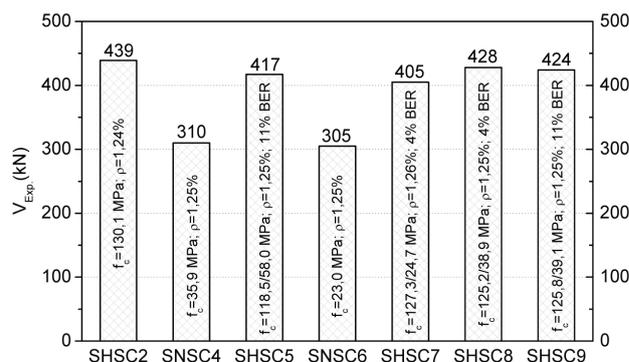
$k_f$  – rigidez fendilhada da laje;  $\Delta_y$  – deformada correspondente à carga de rotura da laje;  $V_{exp}$  – carga de rotura da laje;  $U$  – energia de deformação.

### 3.2 Capacidade de carga e comportamento na rotura

A Figura 6 mostra graficamente a carga de rotura dos vários modelos com utilização parcial de BER, dos modelos produzidos totalmente em betão normal e ainda do modelo idêntico totalmente em BER. Para facilitar a interpretação dos resultados, no gráfico de barras foi adicionada informação acerca das características de cada modelo, tais como a resistência à compressão dos betões utilizados no seu fabrico e a percentagem de BER utilizado, no caso dos modelos com utilização parcial de BER.

Todos os modelos atingiram rotura por punçoamento. Na Figura 7 são apresentadas fotografias da face superior do modelo SNSC6

imediatamente antes da rotura e da face inferior do modelo SHSC7 após atingir a carga a rotura.



**Figura 6** Carga de rotura dos modelos com utilização parcial de BER e dos modelos de referência

Os resultados obtidos nos ensaios experimentais mostram que a utilização parcial de BER na zona do pilar conduziu ao aumento significativo da capacidade resistente ao punçoamento dos modelos de laje fungiforme utilizados, com o incremento da capacidade de carga a atingir os 38%, em relação ao modelo produzido integralmente em betão convencional. Comparando os modelos com utilização parcial de BER com o modelo SHSC2, totalmente em BER, verifica-se um decréscimo médio da carga de rotura de somente cerca de 4,5% nos modelos com utilização parcial de BER.



**Figura 7** (a) Vista superior do modelo SNSC6 antes da rotura. (b) Vista inferior do modelo SHSC7 após a rotura

Nos modelos com o betão convencional de resistência mais baixa (SNSC6 e SHSC7) foi registado o aumento da capacidade resistente em cerca de 33% com a utilização parcial de BER. No entanto, nos modelos similares onde foi utilizado betão convencional com resistência mais elevada (SNSC4 e SHSC8) verificou-se um aumento da carga de rotura em 38%. A qualidade do betão convencional utilizado na face tracionada dos modelos com utilização parcial de BER influenciou ligeiramente o desempenho das lajes ao punçoamento.

Quanto ao efeito da variação da geometria em planta da zona em BER, observa-se que os modelos SHSC8 e SHSC9 apresentaram comportamentos muito próximos, com o modelo com maior volume de BER a atingir a rotura para uma carga aplicada ligeiramente inferior (cerca de 1%). A diferença do valor da carga de rotura dos modelos referidos é justificada pela dispersão associada à realização de ensaios laboratoriais desta natureza.

Durante o ensaio dos vários modelos foi observado um padrão de fendilhação similar, com as primeiras fendas a serem circunferenciais e a surgirem junto às faces da zona carregada, desenvolvendo-se posteriormente fendas radiais junto ao contorno da zona carregada. Para valores de carga aplicada elevados surgiram fendas circunferenciais ao contorno da área carregada que originaram a superfície de rotura por punçoamento.

### 3.3 Superfície de rotura

Após o ensaio dos modelos procedeu-se ao seu corte nas duas direções perpendiculares. Na Figura 8 são apresentadas fotografias da superfície de rotura do modelo SHSC8 onde se pode verificar a integridade da ligação entre o BER e o betão convencional utilizado. Não se observou uma diferença acentuada de rugosidade da superfície de rotura entre as zonas de betão convencional e de BER, como se pode observar na Figura 9. Em nenhum dos modelos ensaiados se verificou deslizamento nas juntas de betonagem, tanto horizontal como verticais, o que comprova o comportamento monolítico da secção composta.



Figura 8 Vista pormenorizada da superfície de rotura do modelo SHSC8



Figura 9 Detalhes da superfície de rotura do modelo SHSC5

A Figura 10 mostra a vista em corte na direção perpendicular à armadura superior com maior altura útil. Foi registada a inclinação das superfícies de rotura com o plano da laje e os resultados médios são apresentados no Quadro VI.

Quadro VI Inclinação média da superfície de rotura dos modelos ensaiados

Modelo	SHSC2	SNSC4	SHSC5	SNSC6	SHSC7	SHSC8	SHSC9
$\alpha_{\text{médio}} (^{\circ})$	41°	25°	25°	32°	23°	23°	23°

A inclinação média da superfície de rotura dos modelos com utilização parcial de BER é da mesma ordem de grandeza dos valores obtidos nos modelos de referência, que foram produzidos totalmente em betão convencional. A inclinação média da superfície de rotura do modelo SHSC2, produzido totalmente em BER e com a mesma percentagem geométrica de armadura longitudinal superior, foi de 41°, substancialmente superior à inclinação registada nos modelos com utilização racional de BER.

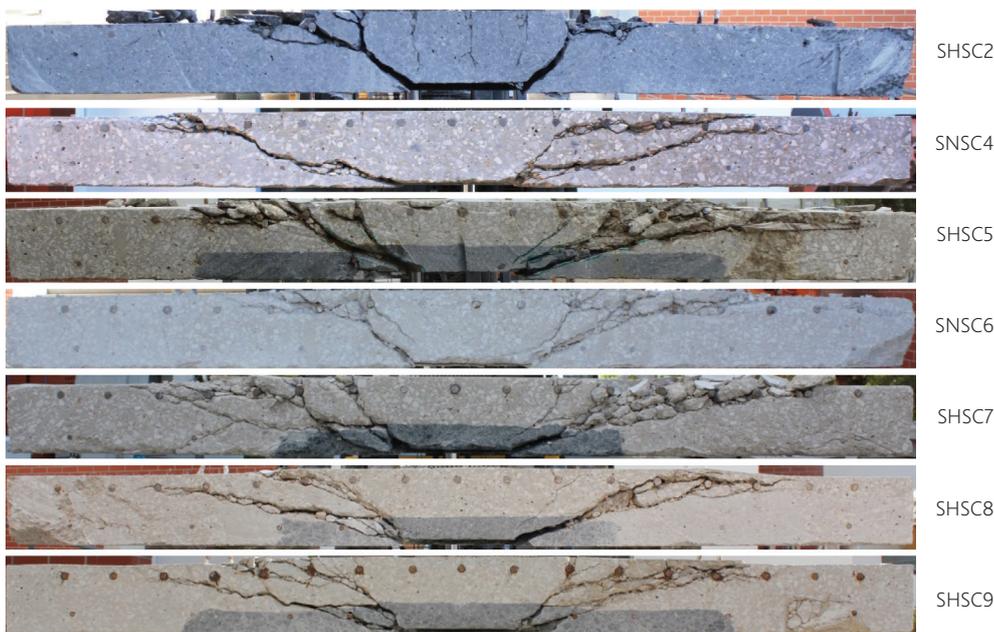


Figura 10 Vista da superfície de rotura dos modelos

## 4 Conclusões

Todos os modelos ensaiados atingiram a rotura por punçoamento. A utilização parcial de BER num volume de cerca de 4% do volume da laje levou ao aumento da resistência ao punçoamento até 38% comparando com o modelo homólogo em betão normal. Além disso, este valor é apenas ligeiramente inferior ao incremento de resistência de 42% verificado no modelo correspondente totalmente em BER. A variação da geometria em planta da zona em BER não originou diferenças relevantes na capacidade resistente dos modelos.

O comportamento carga-deformação dos modelos com utilização parcial de BER foi semelhante entre si, apesar das diferenças da geometria da zona em BER. Nos modelos com aplicação parcial de BER observou-se uma maior energia de deformação, quando comparados com os modelos de referência, totalmente em betão convencional.

## Agradecimentos

Os ensaios descritos neste artigo foram realizados no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Este trabalho recebeu ainda apoio da Fundação para a Ciência e a Tecnologia – Ministério da Educação e Ciência através do Projeto EXPL/ECM – EST/1371/2013 e da Bolsa de Doutoramento SFRH/BD/76242/2011.

Manifestamos igualmente reconhecimento à CIMPOR, SIKA e VSL pela cedência de materiais e equipamentos para a produção e ensaio dos modelos.

## Referências

- [1] Hallgren, M. – "Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs", Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology, 1996.
- [2] Zohrevand, P.; Yang, X.; Jiao, X.; Mirmiran, A. – "Punching Shear Enhancement of Flat Slabs with Partial Use of Ultrahigh-Performance Concrete", *Journal of Materials in Civil Eng.*, pp. 1-10, 2015.
- [3] Bastien-Masse, M.; Brühwiler, E. – "Experimental investigation on punching resistance of R-UHPFRC-RC composite slabs", *Materials and Structures*, 2015.
- [4] Faria, D.; Biscaia, H.; Lúcio, V.; Ramos, A. – "Material and Geometrical Parameters Affecting Punching of Reinforced Concrete Flat Slabs with Orthogonal Reinforcement", in *fib Symposium PRAGUE 2011 – Concrete Engineering for Excellence and efficiency*, 2011, pp. 1-4.
- [5] IPQ – NP EN 12390-3 – Ensaio do betão endurecido – Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Caparica, Portugal, p. 21, 2003.
- [6] IPQ – NP EN 12390-6 – Ensaio do betão endurecido – Parte 6: Resistência à tração por compressão de provetes. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Caparica, Portugal, p. 14, 2003.
- [7] LNEC – E397 – Determinação do módulo de elasticidade em compressão. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, p. 2, 1993.
- [8] IPQ – NP EN 10002-1 – Materiais metálicos. Ensaio de tração – Parte 1: Método de ensaio. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Caparica, Portugal, p. 35, 1990.



# Formulação de fenda discreta embebida para análise tridimensional de fratura em materiais quase-frágeis

Three-dimensional fracture simulation of quasi-brittle materials using an embedded discrete crack approach

Carlos Octávio  
Daniel Dias-da-Costa  
Jorge Alfaiate  
Eduardo Júlio

## Resumo

A abordagem de fenda discreta tem ganho cada vez mais importância para a modelação do comportamento até à rotura de materiais quase-frágeis, como o betão ou as alvenarias. Este facto deve-se sobretudo às vantagens intrínsecas a este tipo de abordagem quando comparada com a abordagem de fenda distribuída, nomeadamente no que diz respeito à independência da malha de elementos finitos. As formulações de descontinuidades embebidas existentes consideram locais os graus de liberdade adicionais, devidos às descontinuidades, o que faz com que não seja garantida a continuidade de tensões e aberturas nos nós das descontinuidades. Neste artigo apresenta-se a 3D Discrete Strong Discontinuities Approach (3D-DSDA), desenvolvida com o objetivo de simular o comportamento de elementos tridimensionais até à rotura. Foram simulados alguns exemplos com o objetivo de validar a formulação desenvolvida. Os resultados obtidos com base na 3D-DSDA foram comparados com resultados de ensaios experimentais e de simulações efetuadas considerando uma formulação bidimensional de descontinuidades fortes embebidas.

## Abstract

The use of the discrete crack approach to model the fracture behaviour of quasi-brittle materials, such as concrete or masonry, has increased significantly. This is mainly due to the intrinsic advantages of this kind of approach when compared with the smeared crack approach, namely in terms of finite element mesh independence. The existing discrete crack approaches consider the additional degrees of freedom as local and, therefore, both the discontinuity jumps and tractions are not continuous along the discontinuity. In this paper the 3D Discrete Strong Discontinuities Approach (3D-DSDA) is introduced, developed with the aim of modelling the 3D fracture behaviour of quasi-brittle materials. Some examples were simulated in order to assess the capabilities of the developed formulation. The obtained results using 3D-DSDA were compared with those obtained from both experimental tests and numerical simulations using a bi-dimensional embedded strong discontinuities approach.

**Palavras-chave:** Materiais quase-frágeis / Abordagem de fenda discreta / Descontinuidades fortes / Descontinuidades embebidas / Modelação tridimensional de fratura

**Keywords:** Quasi-brittle materials / Discrete crack approach / Strong discontinuities / Embedded discontinuities / Three-dimensional fracture modelling

## Carlos Octávio

CERIS, Instituto Superior Técnico  
Universidade de Lisboa, Portugal  
carlos.octavio@tecnico.ulisboa.pt

## Daniel Dias-da-Costa

School of Civil Engineering  
The University of Sydney, Austrália  
ISISE, Departamento de Engenharia Civil  
Universidade de Coimbra, Portugal  
daniel.diasdacosta@sydney.edu.au

## Jorge Alfaiate

CERIS, Instituto Superior Técnico  
Universidade de Lisboa, Portugal  
jorge.alfaiate@tecnico.ulisboa.pt

## Eduardo Júlio

CERIS, Instituto Superior Técnico  
Universidade de Lisboa, Portugal  
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.*

Octávio, C. [et al.] – Formulação de fenda discreta embebida para análise tridimensional de fratura em materiais quase-frágeis. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 37-44.

## 1 Introdução

Nos últimos anos têm surgido algumas abordagens de fissura discreta embebida que têm como objetivo principal uma correta simulação do comportamento à fratura de materiais quase-frágeis. Atualmente existem várias técnicas, baseadas em enriquecimento nodal ou elementar, que permitem simular o comportamento estrutural quando este é essencialmente bidimensional. No entanto, o caso tridimensional apresenta ainda várias dificuldades, em especial no que diz respeito ao aumento do número de graus de liberdade, uma vez que conduz à deterioração do desempenho computacional. Assim sendo, não existe uma técnica estabelecida para simulação de problemas tridimensionais, facto que é particularmente importante na análise à rotura de materiais cimentícios na meso-escala, onde o carácter triaxial do estado de tensão e do processo de microfissuração tem de ser devidamente considerado. Este artigo pretende, assim, apresentar uma formulação tridimensional, que corresponde à extensão para o caso 3D da *Discrete Strong Discontinuities Approach* (DSDA) [1, 2], desenvolvida no âmbito da abordagem de fissura discreta e baseada na técnica de enriquecimento elementar. Esta formulação permite o enriquecimento de elementos finitos convencionais, através da incorporação de graus de liberdade adicionais com o objetivo de medirem a abertura da fissura, sendo a transmissão da abertura para os nós do elemento efetuada considerando movimentos de corpo rígido. A formulação desenvolvida permite ainda a simulação de um dado problema utilizando um número significativamente menor de graus de liberdade adicionais, quando comparado com técnicas de enriquecimento nodal (GFEM ou XFEM) [3]. Acresce que não são necessárias integrações em subdomínios do elemento finito fissurado, o que torna a formulação mais simples de implementar.

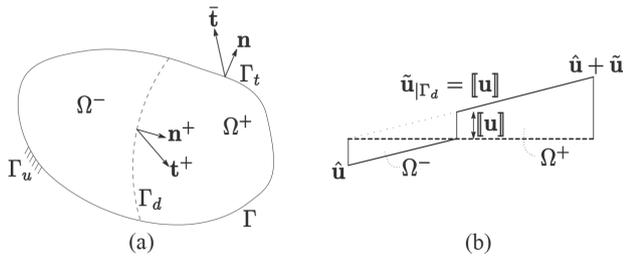
## 2 Formulação variacional de uma descontinuidade forte

Nesta secção apresenta-se a cinemática da descontinuidade forte no âmbito da abordagem de fissura discreta. Considere-se o domínio  $\Omega$  (ver Figura 1(a)), no qual  $\Gamma$  corresponde à superfície exterior e  $\Gamma_d$  corresponde ao plano da descontinuidade, definindo dois subdomínios:  $\Omega^+$  e  $\Omega^-$ . Assume-se que o carregamento é aplicado de forma estática, incluindo forças de volume  $\bar{b}$  e condições de fronteira  $\bar{t}$  e  $\bar{u}$ , as quais são aplicadas, respetivamente, nas superfícies  $\Gamma_t$  e  $\Gamma_u$ . O vetor  $n$  é definido como ortogonal à superfície fronteira, apontando para o seu exterior, enquanto  $n^+$  corresponde ao vetor normal ao plano de descontinuidade, apontando para o interior de  $\Omega^+$ .

O campo de deslocamentos totais,  $u$ , resulta da soma de duas contribuições: (i) o campo regular de deslocamentos,  $\hat{u}$ ; e (ii) o campo de deslocamentos exclusivamente devido à abertura da descontinuidade,  $\bar{u}$ , i.e.:

$$u(x) = \hat{u}(x) + \mathcal{H}_{\Gamma_d} \bar{u}(x) \quad (1)$$

onde  $\mathcal{H}_{\Gamma_d}$  é a função de Heaviside, assumindo 0 ou 1, consoante se esteja em  $\Omega^-$  ou  $\Omega^+$ , respetivamente.



**Figura 1** (a) Domínio  $\Omega$  atravessado por uma descontinuidade forte  $\Gamma_d$ ; e (b) Representação do deslocamento ao longo de um corte intersectando a descontinuidade

A abertura da descontinuidade,  $[[\mathbf{u}]]$  (ver Figura 1(b)), é obtida aplicando diretamente a Equação (1) a ambos os subdomínios:

$$[[\mathbf{u}]] = (\mathbf{u}^+ - \mathbf{u}^-)|_{\Gamma_d} = \tilde{\mathbf{u}}|_{\Gamma_d} \quad (2)$$

Considerando a hipótese de pequenos deslocamentos, o campo de extensões é dado pela equação:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \nabla^s \mathbf{u} = \nabla^s \hat{\mathbf{u}} + \mathcal{H}_{\Gamma_d} \nabla^s \tilde{\mathbf{u}} + \delta_{\Gamma_d} ([[ \mathbf{u} ]] \otimes \mathbf{n}^+)^s \text{ em } \Omega \quad (3)$$

onde  $(\cdot)^s$  corresponde à parte simétrica de  $(\cdot)$  e  $\otimes$  corresponde ao produto diádico.

O equilíbrio do domínio pode ser descrito pelo princípio dos trabalhos virtuais, o qual tem a seguinte forma no caso da presença de descontinuidades [1, 4-6]:

$$\begin{aligned} & - \int_{\Omega \setminus \Gamma_d} (\nabla \cdot \delta \mathbf{u}) : \boldsymbol{\sigma}(\boldsymbol{\varepsilon}) d\Omega - \int_{\Gamma_d} \delta [[ \mathbf{u} ]] \cdot \mathbf{t}^+ d\Gamma + \\ & + \int_{\Omega \setminus \Gamma_d} \delta \mathbf{u} \cdot \bar{\mathbf{b}} d\Omega + \int_{\Gamma_t} \delta \mathbf{u} \cdot \bar{\mathbf{t}} d\Gamma = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

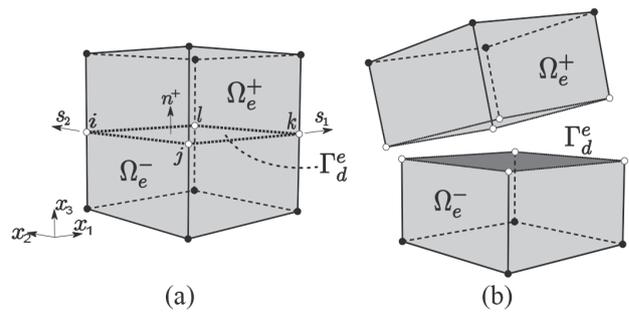
A Equação (4) é semelhante ao princípio clássico dos trabalhos virtuais, tendo apenas um segundo termo (adicional), que representa o trabalho realizado pela descontinuidade.

### 3 Formulação do elemento finito enriquecido

Nesta secção são apresentadas as equações discretizadas para um elemento finito com descontinuidade embebida, bem como o procedimento adotado para transmissão da abertura da descontinuidade.

#### 3.1 Discretização da formulação

O domínio  $\Omega$  representado na Figura 1 pode ser discretizado em múltiplos elementos finitos. Na Figura 2 apresenta-se um desses elementos, com domínio  $\Omega^e$ , contendo uma descontinuidade,  $\Gamma_d^e$ . A descontinuidade é assumida planar e definida pelos nós  $i, j, k$  e  $l$ , sobre as arestas do elemento.



**Figura 2** Domínio  $\Omega^e$  atravessado por uma descontinuidade forte  $\Gamma_d^e$ ; (a) configuração indeformada; e (b) possível configuração deformada

Os deslocamentos do elemento são calculados resolvendo as Equações (1) e (2) da seguinte forma:

$$\mathbf{u}^e = \mathbf{N}^e(\mathbf{x}) \left[ \mathbf{a}^e + (\mathcal{H}_{\Gamma_d^e} I - H_{\Gamma_d^e}^e) \tilde{\mathbf{a}}^e \right] \text{ se } \mathbf{x} \in \Omega^e \setminus \Gamma_d^e \quad (5)$$

$$[[ \mathbf{u} ]]^e = \mathbf{u}^{e+} - \mathbf{u}^{e-} = \mathbf{N}^e(\mathbf{x}) \tilde{\mathbf{a}}^e \text{ em } \Gamma_d^e \quad (6)$$

onde  $\mathbf{N}^e$  corresponde à matriz das funções de forma do elemento,  $\mathbf{a}^e$  contém os deslocamentos totais nodais,  $\tilde{\mathbf{a}}^e$  representa os deslocamentos nodais devidos exclusivamente à abertura da descontinuidade,  $I$  é a matriz identidade e  $H_{\Gamma_d^e}^e$  é uma matriz diagonal obtida pelo cálculo da função de Heaviside para cada um dos graus de liberdade de cada nó do elemento. Os deslocamentos nodais devidos à abertura da descontinuidade podem ser escritos da seguinte forma:

$$\tilde{\mathbf{a}}^e = \mathbf{M}_w^{ek} \mathbf{w}^e \quad (7)$$

onde  $\mathbf{w}^e$  é um vetor contendo a abertura da descontinuidade em cada um dos  $n_w$  nós adicionais que a definem e  $\mathbf{M}_w^{ek}$  é a matriz de transmissão da abertura da descontinuidade aos nós do elemento finito, que se encontra detalhada na secção 3.2.

O campo de extensões do elemento finito é obtido mediante derivação da Equação (5):

$$\boldsymbol{\varepsilon}^e = \mathbf{B}^e(\mathbf{x}) \left[ \mathbf{a}^e + (\mathcal{H}_{\Gamma_d^e} I - H_{\Gamma_d^e}^e) \tilde{\mathbf{a}}^e \right] \text{ se } \mathbf{x} \in \Omega^e \setminus \Gamma_d^e \quad (8)$$

com

$$\mathbf{B}^e(\mathbf{x}) = \mathbf{L}^e \mathbf{N}^e(\mathbf{x}) \quad (9)$$

sendo  $\mathbf{L}^e$  o operador diferencial. Assim sendo, pode determinar-se a tensão no domínio, de forma incremental, utilizando a seguinte equação:

$$d\boldsymbol{\sigma}^e = \mathbf{D}^e \mathbf{B}^e(\mathbf{x}) \left[ d\mathbf{a}^e + (\mathcal{H}_{\Gamma_d^e} I - H_{\Gamma_d^e}^e) d\tilde{\mathbf{a}}^e \right] \text{ se } \mathbf{x} \in \Omega^e \setminus \Gamma_d^e \quad (10)$$

enquanto a tensão na descontinuidade é dada por:

$$d\mathbf{t}^e = \mathbf{T}^e d[[ \mathbf{u} ]]^e = \mathbf{T}^e \mathbf{N}_w^e d\mathbf{w}^e \text{ em } \Gamma_d^e \quad (11)$$

onde  $\mathbf{D}^e$  e  $\mathbf{T}^e$  são as matrizes de rigidez tangente do contínuo e da descontinuidade, respetivamente.

As Equações (5) a (11) podem ser utilizadas para discretizar a Equação (4), obtendo-se o seguinte sistema de equações:

$$K_{aa}^e da^e - K_{aw}^e dw^e = d\hat{f}^e \quad (12)$$

$$-K_{wa}^e da^e + (K_{ww}^e + K_d^e)dw^e = d\tilde{f}^e \quad (13)$$

onde:

$$K_{aa}^e = \int_{\Omega^e \setminus \Gamma_d^e} B^{eT} D^e B^e d\Omega \quad (14)$$

$$K_{aw}^e = \int_{\Omega^e \setminus \Gamma_d^e} B^{eT} D^e B_w^e d\Omega \quad (15)$$

$$K_{wa}^e = \int_{\Omega^e \setminus \Gamma_d^e} B_w^{eT} D^e B^e d\Omega \quad (16)$$

$$K_{ww}^e = \int_{\Omega^e \setminus \Gamma_d^e} B_w^{eT} D^e B_w^e d\Omega \quad (17)$$

$$K_d^e = \int_{\Gamma_d^e} N_w^{eT} T^e N_w^e d\Gamma \quad (18)$$

com

$$B_w^e = B^e H_{\Gamma_d^e}^e M_w^{ek} \quad (19)$$

sendo as forças obtidas de acordo com as seguintes equações:

$$d\hat{f}^e = \int_{\Omega^e \setminus \Gamma_d^e} N^{eT} d\bar{b}^e d\Omega + \int_{\Gamma_f^e} N^{eT} d\bar{t}^e d\Gamma \quad (20)$$

$$d\tilde{f}^e = d\hat{f}_w^e - (H_{\Gamma_d^e}^e M_w^{ek})^T d\hat{f}^e \quad (21)$$

$$d\hat{f}_w^e = \int_{\Omega^e \setminus \Gamma_d^e} M_w^{ekT} H_{\Gamma_d^e}^{eT} N^{eT} d\bar{b}^e d\Omega + \int_{\Gamma_f^e} M_w^{ekT} H_{\Gamma_d^e}^{eT} N^{eT} d\bar{t}^e d\Gamma \quad (22)$$

Uma vez que a formulação foi deduzida diretamente do princípio variacional representado na Equação (4), existe consistência variacional e a simetria do sistema de equações está garantida sempre que sejam adotadas leis constitutivas simétricas.

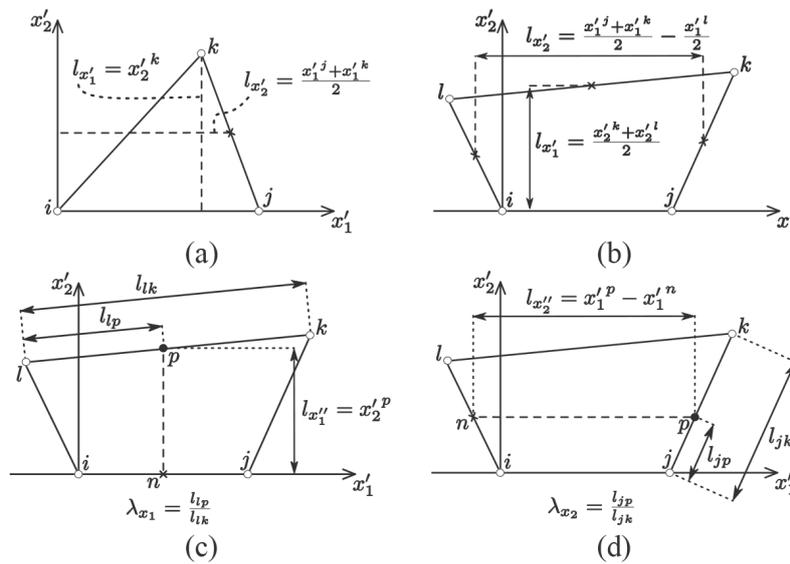
### 3.2 Transmissão dos saltos das descontinuidades

Nesta secção é abordada a forma de transmissão da abertura da descontinuidade para os nós do elemento finito enriquecido. Assume-se que a abertura da descontinuidade ocorre mediante um movimento de corpo rígido, utilizando-se esta hipótese para se obter os deslocamentos nos restantes nós do elemento. Assim sendo, utiliza-se a matriz de transmissão  $M_w^{ek}$  (ver Equação (7)), a qual incorpora a possibilidade de translação e de rotação de  $\Omega^{e+}$  em relação a  $\Omega^{e-}$ . Esta matriz resulta da avaliação da matriz  $M_w^e$  para cada um dos nós do elemento finito e posterior acoplamento.

A matriz  $M_w^e$  pode ser obtida através da rotação da matriz  $M_w^e$ , que corresponde à matriz de transmissão definida segundo o referencial local da descontinuidade. A descontinuidade pode ser formada por 3 ou 4 nós, conduzindo a matrizes  $M_w^e$  diferentes (ver Equações (23) e (24), respetivamente):

$$M_w^{eT} = \begin{bmatrix} 1 - \frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_1}'} & \frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_1}'} & 0 \\ \frac{\Delta x_2'}{l_{x_2}'} & 1 - \frac{\Delta x_1'}{l_{x_2}'} & 0 \\ \frac{\Delta x_3'}{l_{x_2}'} & \frac{0,5\Delta x_3'}{l_{x_1}'} & 1 - \frac{\Delta x_1'}{l_{x_2}'} - \frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_1}'} \\ -\frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_1}'} & \frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_1}'} & 0 \\ \frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_2}'} & \frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_2}'} & 0 \\ \frac{0,5\Delta x_3'}{l_{x_2}'} & \frac{0,5\Delta x_3'}{l_{x_1}'} & \frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_2}'} - \frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_1}'} \\ \frac{\Delta x_2'}{l_{x_1}'} & -\frac{\Delta x_1'}{l_{x_1}'} & 0 \\ -\frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_2}'} & \frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_2}'} & 0 \\ \frac{0,5\Delta x_3'}{l_{x_2}'} & -\frac{\Delta x_3'}{l_{x_1}'} & \frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_2}'} + \frac{\Delta x_2'}{l_{x_1}'} \end{bmatrix} \quad (23)$$

$$M_w^{eT} = \begin{bmatrix} 1 - \frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_1}'} & 0 & 0 \\ 0 & 1 - \frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_2}'} & 0 \\ \frac{0,5\Delta x_3'}{l_{x_2}'} & \frac{0,5\Delta x_3'}{l_{x_1}'} & 1 - \frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_2}'} - \frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_1}'} \\ -\frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_1}'} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_2}'} & 0 \\ \frac{(1-\lambda_{x_2})\Delta x_3'}{l_{x_2}'} & \frac{0,5\Delta x_3'}{l_{x_1}'} & \frac{(1-\lambda_{x_2})\Delta x_1'}{l_{x_2}'} - \frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_1}'} \\ \frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_1}'} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_2}'} & 0 \\ -\frac{\lambda_{x_2}\Delta x_3'}{l_{x_2}'} & -\frac{\lambda_{x_1}\Delta x_3'}{l_{x_1}'} & \frac{\lambda_{x_2}\Delta x_1'}{l_{x_2}'} + \frac{\lambda_{x_1}\Delta x_2'}{l_{x_1}'} \\ \frac{0,5\Delta x_2'}{l_{x_1}'} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_2}'} & 0 \\ \frac{0,5\Delta x_3'}{l_{x_2}'} & \frac{(1-\lambda_{x_1})\Delta x_3'}{l_{x_1}'} & \frac{0,5\Delta x_1'}{l_{x_2}'} + \frac{(1-\lambda_{x_1})\Delta x_2'}{l_{x_1}'} \end{bmatrix} \quad (24)$$



**Figura 3** Determinação de: (a)  $l_{x'_1}$  e  $l_{x'_2}$  para descontinuidades de 3 nós; (b)  $l_{x'_1}$  e  $l_{x'_2}$  para descontinuidades de 4 nós; (c)  $l_{x'_1}$  e  $\lambda_{x'_1}$  para descontinuidades de 4 nós; e (d)  $l_{x'_2}$  e  $\lambda_{x'_2}$  para descontinuidades de 4 nós

onde  $\Delta x'_1 = x'_1 - x'_1{}^i$ ,  $\Delta x'_2 = x'_2 - x'_2{}^i$ ,  $\Delta x'_3 = x'_3 - x'_3{}^i$  e  $l_{x'_1}$ ,  $l_{x'_2}$ ,  $l_{x'_3}$ ,  $l_{x'_1}$ ,  $l_{x'_2}$ ,  $\lambda_{x'_1}$  e  $\lambda_{x'_2}$  são definidos de acordo com a Figura 3. Na Figura 3(a) é representada uma descontinuidade de 3 nós, no seu sistema de eixos local, de forma a ilustrar a determinação de  $l_{x'_1}$  e  $l_{x'_2}$ , enquanto na Figura 3(b) a 3(d) é representada a forma de determinar  $l_{x'_1}$ ,  $l_{x'_2}$ ,  $l_{x'_1}$ ,  $l_{x'_2}$ ,  $\lambda_{x'_1}$  e  $\lambda_{x'_2}$  para uma descontinuidade de 4 nós.

Como foi atrás referido, a matriz  $M_w^e$  é obtida através da rotação da matriz  $M_w^e$  para o referencial global, da seguinte forma:

$$M_w^e = A^T M_w^e l_w \quad (25)$$

onde  $A$  corresponde à matriz de rotação para o caso tridimensional e  $l_w$  é uma matriz identidade cuja diagonal principal é formada por  $n_w$  submatrizes  $A$ , de acordo com a seguinte equação:

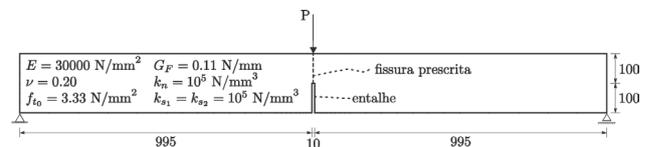
$$l_w = \begin{bmatrix} A & 0 & \dots & 0 \\ 0 & A & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & \dots & 0 & A \end{bmatrix} \quad (26)$$

## 4 Resultados

Nesta secção apresentam-se dois exemplos para testar a formulação desenvolvida. Na secção 4.1, utiliza-se um exemplo de uma viga de betão submetida a flexão em três pontos, enquanto na secção 4.2 se simula uma viga testada experimentalmente por Gálvez *et al.* [7]. Refere-se que se adotou a regra de Newton-Cotes/Lobatto com quatro pontos de integração para o cálculo da rigidez da descontinuidade (Equação (18)) e uma quadratura de Gauss com dois pontos para os restantes termos de rigidez relacionados com o domínio do elemento (Equações (14) a (17)).

### 4.1 Viga submetida a flexão em três pontos

Nesta secção foi simulado o ensaio experimental realizado por Petersson [8], de forma a permitir a comparação com o resultado obtido por Dias-da-Costa *et al.* [3] com a formulação DSDA desenvolvida para o caso bidimensional. O ensaio consistiu numa viga de betão submetida a flexão em três pontos, com um vão de 2000 mm e um entalhe ( $10 \times 100 \text{ mm}^2$ ) localizado na zona de meio-vão da viga, na parte inferior da secção transversal ( $50 \times 200 \text{ mm}^2$ ) – ver Figura 4.

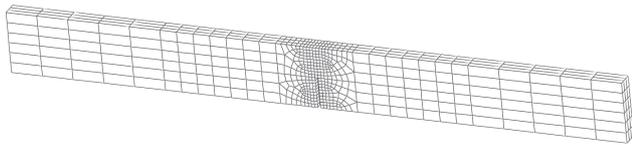


**Figura 4** Viga submetida a flexão em três pontos – esquema estrutural do ensaio (50 mm de profundidade, dimensões em mm)

Foram utilizadas as seguintes propriedades para o betão da viga simulada: módulo de Young  $E = 30\,000 \text{ N/mm}^2$ ; coeficiente de Poisson  $\nu = 0,2$ ; resistência à tração  $f_{t0} = 3,33 \text{ N/mm}^2$ ; energia de fratura  $G_F = 0,11 \text{ N/mm}$ ; e rigidez normal e de corte para ambas as direções iguais a  $10^5 \text{ N/mm}^3$ . Tal como efetuado por Dias-da-Costa *et al.* [3], a descontinuidade foi prescrita *a priori* na malha de elementos finitos, conforme ilustrado na Figura 4, de forma a garantir uma correta comparação com a formulação bidimensional. Considerou-se ainda que a descontinuidade prescrita evoluía em modo-I de fratura e de acordo com uma lei de amolecimento exponencial.

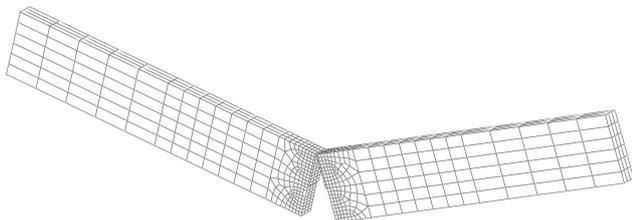
A malha de elementos finitos utilizada (ver Figura 5) para simular o ensaio acima descrito é formada por 1266 elementos finitos

hexaédricos, compostos por 1928 nós. Tal como na simulação efetuada por Dias-da-Costa *et al.* [3], foi utilizado, por questões de convergência, o método *arc-length* com constrangimento, garantindo assim um aumento monotónico do deslocamento vertical num dos nós de carregamento.

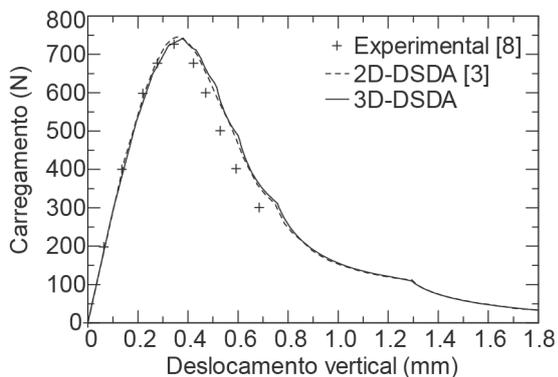


**Figura 5** Viga submetida a flexão em três pontos – malha adotada para a simulação

Na Figura 6 encontra-se representada a configuração deformada, para um deslocamento vertical de 1,8 mm, obtida utilizando a formulação 3D-DSDA, enquanto na Figura 7 se encontra apresentada a comparação entre a resposta obtida e as correspondentes respostas experimental e numérica utilizando a formulação 2D-DSDA.



**Figura 6** Viga submetida a flexão em três pontos – configuração deformada para um deslocamento vertical de 1,8 mm

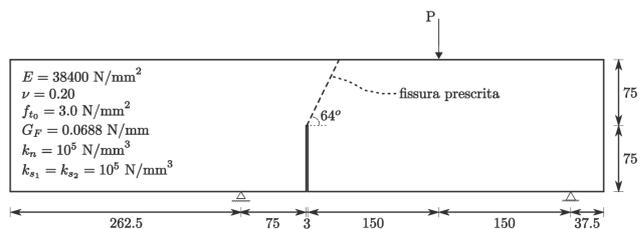


**Figura 7** Viga submetida a flexão em três pontos – comparação do resultado obtido com as respostas experimental e numérica utilizando a formulação bidimensional

A conclusão mais importante a retirar é a semelhança existente entre a curva carga vs. deslocamento obtida com a formulação acima descrita e os resultados obtidos experimentalmente por Petersson [8]. Deve ainda realçar-se o facto de a curva obtida ser praticamente coincidente com a correspondente à formulação bidimensional, validando assim o resultado obtido com a formulação aqui desenvolvida.

## 4.2 Viga com fissura inclinada

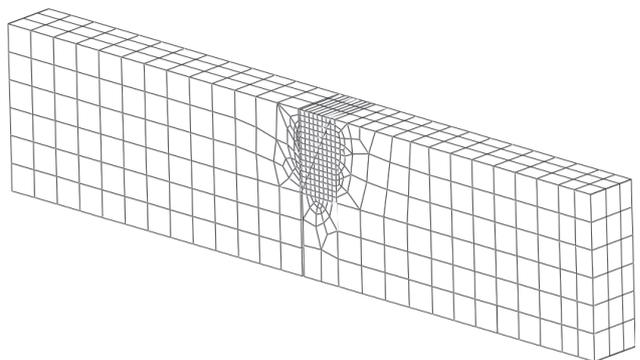
Nesta secção são apresentados os resultados da simulação de um estudo experimental realizado por Gálvez *et al.* [7], sendo também os resultados obtidos comparados com os obtidos por Dias-da-Costa *et al.* [3], que utilizou a formulação bidimensional de descontinuidades fortes embebidas. Este ensaio consiste numa viga de betão com comprimento de 675 mm e um entalhe ( $3 \times 75 \text{ mm}^2$ ) localizado na zona de meio-vão da viga, na parte inferior da secção transversal ( $50 \times 150 \text{ mm}^2$ ) – ver Figura 8.



**Figura 8** Viga com fissura inclinada – esquema estrutural do ensaio (50 mm de profundidade, dimensões em mm)

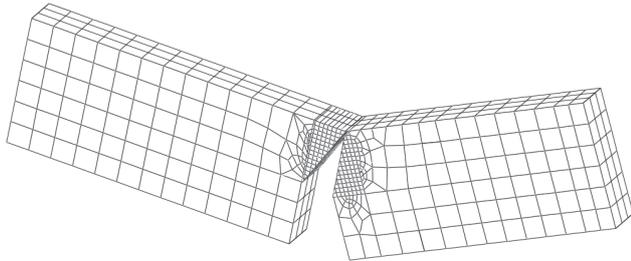
De acordo com [7], as propriedades do betão são as seguintes: módulo de Young  $E = 38400 \text{ N/mm}^2$ ; coeficiente de Poisson  $\nu = 0,2$ ; resistência à tração  $f_{t0} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ ; energia de fratura  $G_f = 0,0688 \text{ N/mm}$ ; e rigidez normal e de corte para ambas as direções iguais a  $10^5 \text{ N/mm}^3$ . Também neste exemplo a fissura foi prescrita, inclinada e fazendo um ângulo de  $64^\circ$  com a horizontal, de forma a permitir uma correta comparação com os resultados obtidos por Dias-da-Costa *et al.* [3], bem como com os resultados de uma simulação numérica efetuada pelo autor do trabalho experimental. Considerou-se ainda que a descontinuidade prescrita evoluiu em modo-I de fratura e de acordo com uma lei de amolecimento exponencial.

A malha de elementos finitos utilizada (ver Figura 9) para simular o ensaio acima descrito é formada por 1101 elementos finitos hexaédricos, compostos por 1636 nós. Tal como na simulação efetuada por Dias-da-Costa *et al.* [3], foi utilizado, por questões de convergência, o método *arc-length* com constrangimento, garantindo assim um aumento monotónico da abertura da descontinuidade.

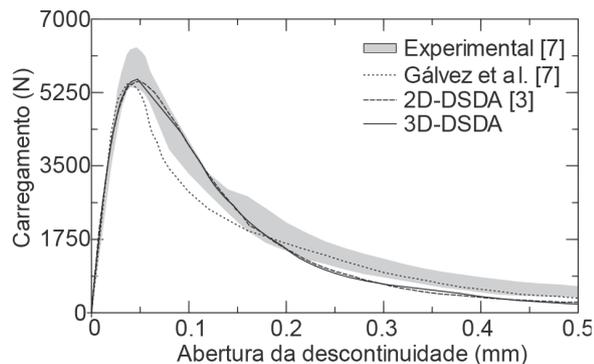


**Figura 9** Viga com fissura inclinada – malha adotada para a simulação

Na Figura 10 encontra-se representada a configuração deformada, para uma abertura da descontinuidade de 0,5 mm, obtida utilizando a formulação 3D-DSDA, enquanto na Figura 11 se encontra apresentada a comparação entre a resposta obtida e as correspondentes respostas experimental e numérica utilizando a formulação 2D-DSDA.



**Figura 10** Viga com fissura inclinada – configuração deformada para uma abertura de 0,5 mm



**Figura 11** Viga com fissura inclinada – comparação do resultado obtido com as respostas experimental e numéricas [3, 7]

Da análise numérica efetuada deve destacar-se a semelhança existente entre a curva carga vs. abertura da descontinuidade obtida com a formulação 3D-DSDA e os resultados numéricos obtidos por Dias-da-Costa *et al.* [3] e por Gálvez *et al.* [7]. Deve referir-se também a proximidade existente entre os resultados obtidos e os resultados dos ensaios experimentais.

## 5 Conclusões

Nesta secção foi apresentada uma formulação inovadora que permite a simulação de problemas tridimensionais considerando descontinuidades fortes embebidas. Esta abordagem possui diversas vantagens, nomeadamente no que diz respeito à simplicidade das equações obtidas, que evitam integrações em subdomínios, bem como ao reduzido número de graus de liberdade adicionais necessários na sua implementação, comparando com outras abordagens. Estes graus de liberdade adicionais são também globais, assegurando assim continuidade de tensões nas descontinuidades, ao longo das fronteiras entre elementos, algo que não é habitualmente conseguido noutras abordagens de enriquecimento elementar. Tal como foi descrito acima, a transmissão da abertura

das descontinuidades aos vários nós dos elementos finitos que as contém é feita mediante movimento de corpo rígido.

Os exemplos apresentados, embora sejam simples, permitem a comparação entre a resposta obtida com a formulação desenvolvida e os resultados experimentais e numéricos, obtidos com uma formulação bidimensional de descontinuidades fortes embebidas. Os dois casos estudados são problemas que podem ser analisados bidimensionalmente, pelo que se fez a comparação dos resultados obtidos com a formulação tridimensional (3D-DSDA) com os resultados obtidos com a formulação 2D-DSDA. Por outro lado, os resultados obtidos podem ser comparados com os obtidos experimentalmente por Petersson [8] e Gálvez *et al.* [7], respetivamente. Verificou-se, em ambos os casos, uma boa concordância entre o resultado da formulação 3D-DSDA e o resultado experimental, tanto em termos da fase elástica, como da carga de pico e do comportamento pós-pico.

Neste momento estão a ser modelados outros ensaios com vista a uma completa validação da formulação desenvolvida para um conjunto mais alargado de testes.

## Agradecimentos

Este trabalho foi financiado pela Bolsa de Doutoramento concedida pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia – FCT, com a referência SFRH/BD/85922/2012, por Fundos FEDER através do Programa Operacional Fatores de Competitividade – COMPETE e por Fundos Nacionais através da FCT no âmbito do projeto No. FCOMP-01-0124-FEDER-020275 (ref. FCT PTDC/ECM/119214/2010).

## Referências

- [1] Dias-da-Costa, D.; Alfaiate, J.; Sluys, L.J.; Júlio, E. – "A discrete strong discontinuity approach", *Eng. Fract. Mech.* 76 (2009) 1176-1201. doi:10.1016/j.engfracmech.2009.01.011.
- [2] Dias-da-Costa, D. – *Strong Discontinuities in the scope of the Discrete Crack Approach*, Universidade de Coimbra, 2010.
- [3] Dias-da-Costa, D.; Alfaiate, J.; Sluys, L.J.; Júlio, E. – "A comparative study on the modelling of discontinuous fracture by means of enriched nodal and element techniques and interface elements", *Int. J. Fract.* 161 (2010) 97-119. doi:10.1007/s10704-009-9432-6.
- [4] Malvern, L.E. – *Introduction to the mechanics of a continuous medium*, Prentice-Hall International, 1969.
- [5] Dias-da-Costa, D.; Alfaiate, J.; Sluys, L.J.; Júlio, E. – "Towards a generalization of a discrete strong discontinuity approach", *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 198 (2009) 3670-3681. doi:10.1016/j.cma.2009.07.013.
- [6] Dias-da-Costa, D.; Alfaiate, J.; Sluys, L.J.; Areias, P.; Júlio, E. – "An embedded formulation with conforming finite elements to capture strong discontinuities", *Int. J. Numer. Meth. Engng.* 93 (2013) 224-244. doi:10.1002/nme.4393.
- [7] Gálvez, J.C.; Elices, M.; Guinea, G.V.; Planas, J. – "Mixed Mode Fracture of Concrete under Proportional and Nonproportional Loading", *Int. J. Fract.* 94 (1998) 267-284. doi:10.1023/A:1007578814070.
- [8] Petersson, P.E. – *Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials*, Lund Institute of Technology, 1981.



# Efeito do escorregamento dos varões no recentramento de estruturas de betão armado

## Bond-slip effect in the re-centring of reinforced concrete structures

Paulo Silva Lobo  
João Almeida  
Luís Guerreiro

### Resumo

À medida que o conhecimento da resposta das estruturas de betão armado solicitadas por sismos foi sendo adquirido, a percepção da importância do controlo dos deslocamentos máximos e residuais, para reduzir danos e tornar a reparação economicamente viável, foi aumentando.

A resposta no tempo de um pórtico de betão armado, acoplado a vários tipos de dissipadores (elasto-plásticos, viscosos e baseados em ligas com memória de forma – passivos e semiativos) foi avaliada. O comportamento não linear da estrutura, incluindo o escorregamento dos varões nos nós das vigas-colunas, foi modelado com elementos finitos de fibras. Para comparação, realizaram-se também análises com aderência perfeita.

As soluções histeréticas passivas não reduziram satisfatoriamente os deslocamentos, enquanto os dissipadores semiativos resultaram em deslocamentos máximos semelhantes aos dos dissipadores viscosos lineares. A comparação das respostas com escorregamento e com aderência perfeita permite observar diferenças significativas, tanto nos deslocamentos máximos como nos deslocamentos residuais.

**Palavras-chave:** Betão armado / Escorregamento / Recentramento / Deslocamentos residuais

### Abstract

As the body of knowledge regarding the response of reinforced concrete structures subjected to seismic actions has grown, the awareness of the importance of controlling both peak and residual displacements, to reduce the structural damage and avoid excessively high repair costs, increased.

Nonlinear dynamic analysis of a reinforced concrete frame, coupled with a variety of energy dissipation devices (steel hysteretic, viscous and shape memory alloy-based – passive and semi-active) was performed. The nonlinear behaviour of the materials was modelled, including the bond-slip of the rebars, using fiber-based finite elements. For comparison, perfect bond analyses were also performed.

Hysteretic passive solutions did not satisfactorily reduce the displacements, while the peak displacements with semi-active devices are similar to those of the linear viscous dampers. The comparison of the responses with bond-slip and with perfect bond shows significant differences in both peak and residual displacements.

**Keywords:** Reinforced concrete / Bond-slip / Re-centring / Residual displacements

## Paulo Silva Lobo

Universidade da Madeira  
Faculdade de Ciências Exatas e da Engenharia  
Departamento de Engenharia Civil e Geologia  
Funchal, Portugal  
plobo@uma.pt

## João Almeida

Universidade de Lisboa  
Instituto Superior Técnico  
Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos  
Lisboa, Portugal  
jalmeida@civil.ist.utl.pt

## Luís Guerreiro

Universidade de Lisboa  
Instituto Superior Técnico  
Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos  
Lisboa, Portugal  
luisg@civil.ist.utl.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.*

LOBO, P. [et al.] – Efeito do escorregamento dos varões no recentramento de estruturas de betão armado. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 45-52.

## 1 Introdução

O escorregamento dos varões em estruturas de betão armado (BA) influencia significativamente a sua resposta, especialmente quando sujeitas a ações intensas, como é o caso da ação dos sismos, devendo, nessas condições, ser considerado nas modelações numéricas [1-5]. Estas conclusões resultam da avaliação das respostas obtidas em termos de deslocamentos máximos e da aproximação da forma geral da resposta, mas a influência do escorregamento no recentramento de estruturas não tem sido adequadamente analisada. Recentemente, a relevância do controlo dos deslocamentos residuais das estruturas tem vindo a ser reconhecida, com impacto na estimativa dos custos de reparação de estruturas sujeitas a danos significativos, sendo apontados como indicadores dos níveis de danos sofridos pelas estruturas [6,7]. Encontram-se já no Eurocódigo 8 [8] e no FEMA 356 [9] recomendações para os limites desses deslocamentos, com o objetivo de controlar o nível de danos. Esta alteração de perceção resultou na proposta e avaliação de soluções com aplicação de ligas com memória de forma superelásticas [10-13], com capacidade de recentramento.

As análises aqui reportadas focaram-se na avaliação da influência da consideração do escorregamento dos varões em pórticos de BA, incluindo dissipadores de energia de vários tipos, nomeadamente viscosos, histeréticos, e semiativos e passivos baseados em SMAs. O tipo de amortecedor semiativo considerado foi recentemente proposto pelos autores deste artigo [13].

Na modelação da estrutura de BA considerou-se um modelo de vigas-colunas com escorregamento das armaduras, combinando duas propostas de elementos finitos (EFs) de fibras, uma com escorregamento dos varões na vizinhança dos nós exteriores [3] e outra capaz de modelar o comportamento dos nós interiores [1]. Juntos, estes modelos permitem simular o comportamento de pórticos de BA, considerando o comportamento material e geometricamente não linear [1,2]. Considerou-se também um modelo de fibras baseado na hipótese da aderência perfeita [14], tendo a sua implementação permitido avaliar a influência do escorregamento na resposta.

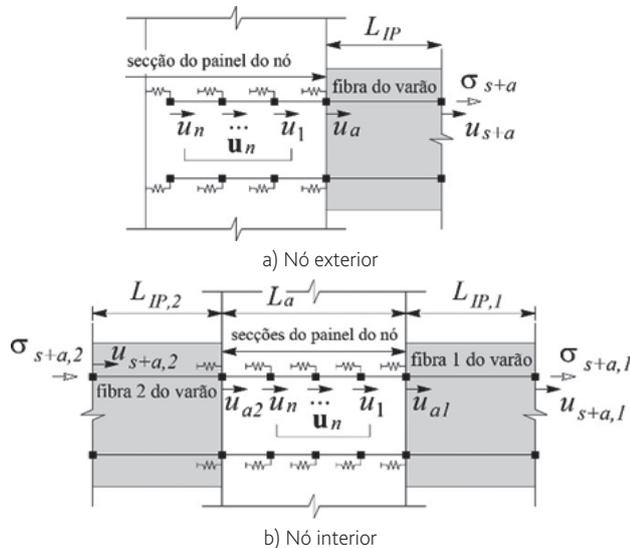
Todas as formulações adotadas foram implementadas em MATLAB. A ferramenta desenvolvida foi utilizada na realização das análises apresentadas abaixo, considerando o amortecimento de Rayleigh, com um valor baixo, correspondente a uma percentagem do amortecimento crítico  $\zeta = 0,1\%$  para os dois primeiros modos de vibração da estrutura. A integração numérica das equações do movimento foi realizada através do método de Hilber, Hughes e Taylor [15], com  $\alpha = -0,05$ . O intervalo de tempo adotado foi de 0,005 s.

## 2 Modelos e estrutura considerada

### 2.1 Modelos de fibras

A formulação desenvolvida por Monti e Spacone [3] modela o comportamento dos nós exteriores, através do EF de varões ancorados no betão com aderência contínua, proposto por Monti et al. [16], acoplado a uma parte do varão da região adjacente ao nó, de

comprimento  $L_{IP}$  (ver Figura 1 a)). Este comprimento foi considerado igual ao comprimento da rótula plástica do elemento estrutural, determinado de acordo com a equação preconizada por Bae e Bayrak [17]. A relação constitutiva deste conjunto é definida por  $(E/L_{IP} k_a)/(E/L_{IP} + k_a)\Delta u_{s+a} = \Delta \sigma_{s+a}$ , onde  $E$  representa o módulo de elasticidade do aço,  $k_a$  é obtido por condensação estática da matriz de rigidez da ancoragem,  $u_{s+a} = \epsilon_{s+a} \cdot L_{IP}$  é o deslocamento na extremidade do varão da zona exterior ao nó,  $\epsilon_{s+a}$  é a deformação da fibra que modela o varão e  $\sigma_{s+a}$  é a tensão correspondente. Esta relação constitutiva é utilizada na determinação da resposta da secção transversal de controlo, adjacente ao nó exterior, do EF de fibras de vigas-colunas.



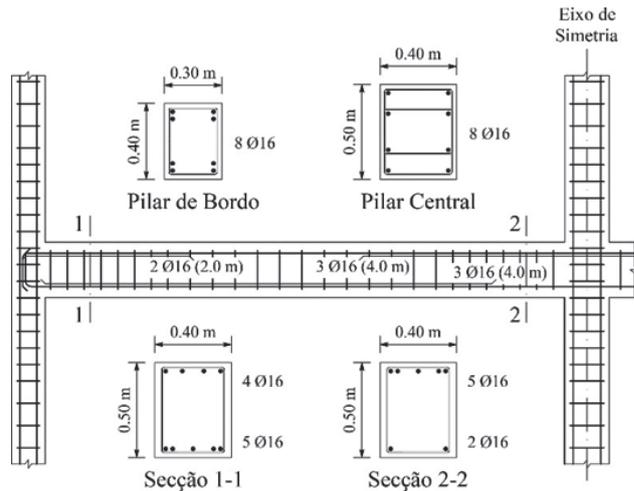
**Figura 1** Varões ancorados com escorregamento em nós de vigas-colunas

O EF com escorregamento dos varões em nós interiores é obtido de forma semelhante. Neste caso, a formulação modela a ancoragem acoplada a segmentos do varão de cada lado do nó (ver Figura 1 b)), determinados da forma referida para o modelo anterior. A relação constitutiva resultante é definida por  $k_{12} k_a / (k_{12} + k_a) \Delta u_{s+a} = \Delta \sigma_{s+a}$ , onde a matriz  $k_a$  é obtida por condensação estática da matriz de rigidez da ancoragem, agora com dois graus de liberdade independentes, correspondentes aos deslocamentos nas suas extremidades.  $k_{12}$  é uma matriz diagonal, com termos dados pelos valores  $E/L_{IP}$  dos segmentos do varão exteriores ao nó. Os dois deslocamentos em  $\Delta u_{s+a}$  das extremidades do conjunto ancoragem mais varões com comprimento  $L_{IP}$ , são obtidos como referido acima para o modelo de Monti e Spacone [3]. Esta formulação resulta num EF com três nós, composto por dois elementos de fibras unidos pelo nó interior. A determinação do estado das secções de controlo deste EF é realizada da mesma forma que para um EF comum de dois nós, com exceção das secções transversais adjacentes ao nó interior, definidas de acordo com a quadratura de Gauss-Lobatto, acopladas devido à adoção da lei constitutiva dos varões contínuos no nó interior. Resulta, assim, que a determinação do estado dessas duas secções tem de ser realizada simultaneamente.

A relação constitutiva do aço seguiu a proposta de Monti e Nuti [19], com endurecimento, e para o betão considerou-se o modelo de Mander *et al.* [18]. Por simplificação, a resistência à tração do betão foi desprezada. Considerou-se o betão confinado, com um aumento da resistência à compressão de 25%. Os valores dinâmicos do módulo de elasticidade, da resistência à compressão e da correspondente deformação foram considerados de acordo com a proposta de Mander *et al.* [18], para uma taxa de deformação de  $0,0167 \text{ s}^{-1}$ . Para a aderência considerou-se o modelo de Eligehausen *et al.* [20], e as ancoragens foram modeladas com cinco elementos finitos, com quatro pontos de Gauss-Lobatto cada.

## 2.2 Pórtico de betão armado

Considerou-se a estrutura de um pórtico com três pisos e dois vãos. O pórtico é representativo de edifícios de apartamentos ou de escritórios, projetados para resistir apenas a cargas verticais. Trata-se de uma estrutura regular, com 5,0 m entre colunas e 3,5 m entre pisos, com exceção do primeiro piso, com uma distância entre as fundações e o centroide da viga igual a 4,0 m. A estrutura apresenta varandas no primeiro e segundo pisos, em aço estrutural, com cerca de 2,0 m de comprimento. A pormenorização das armaduras do pórtico é apresentada na Figura 2, onde se encontra esquematizado um segmento representativo de toda a estrutura.



**Figura 2** Pormenorização das armaduras de um segmento do pórtico de betão armado considerado

Para o aço em varões nervurados consideraram-se os valores  $E = 200 \text{ GPa}$ ,  $\sigma_y = 550 \text{ MPa}$ ,  $\epsilon_u = 82,5\%$  e  $\sigma_u = 632,5 \text{ MPa}$ , e para o betão tomou-se  $f'_{co} = 28 \text{ MPa}$  e  $\epsilon_{co} = 2,0\%$ . A deformação de rotura do betão não se verificou condicionante, sendo as deformações experimentadas inferiores aos valores últimos determinados para o betão confinado, de acordo com o proposto por Mander *et al.* [18].

Apresenta-se na Figura 3 um esquema do modelo da estrutura, nomeadamente da sua discretização e das forças aplicadas. As varandas foram consideradas através das cargas que aplicam à restante estrutura, correspondendo os valores apresentados na Figura 3 à combinação quase permanente de ações.

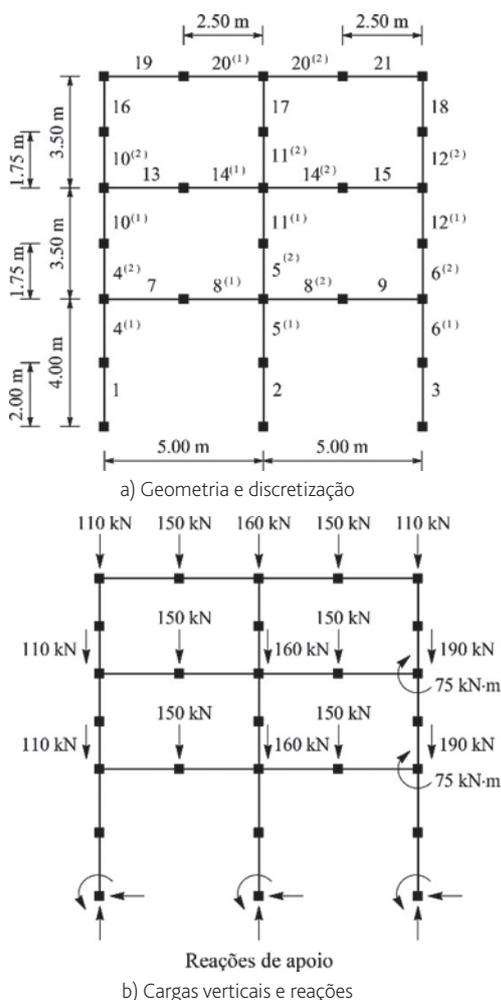


Figura 3 Esquema do modelo do pórtico de betão armado considerado

Os elementos 1, 2, 3, 7, 9, 13, 15, 16, 17, 18, 19 e 21 são EFs de dois nós, com a implementação do modelo dos varões com escorregamento em nós exteriores [3]. Os elementos 4, 5, 6, 8, 10, 11, 12, 14 e 20 são EFs de três nós, com a formulação dos varões contínuos com escorregamento em nós interiores [1]. Os nós da base foram considerados fixos, e os eixos das colunas e das vigas foram posicionados no centroide das respetivas secções transversais de betão. Consideraram-se quatro secções de controlo, de acordo com a quadratura de Gauss-Lobatto, para os EFs de dois nós, e oito pontos de Gauss-Lobatto para os elementos de três nós. Todas as secções transversais foram modeladas com recurso a 12 fatias, definidas de acordo com o mesmo esquema de integração numérica.

### 2.3 Sistemas de dissipação de energia

Consideraram-se vários dispositivos de dissipação de energia, nomeadamente amortecedores viscosos lineares, dissipadores histeréticos, dispositivos semiativos com SMAs [13] e uma alternativa passiva, equivalente à solução anterior. Estes dispositivos

foram considerados acoplados à estrutura, como representado na Figura 4, simulando a sua aplicação após a construção da estrutura.

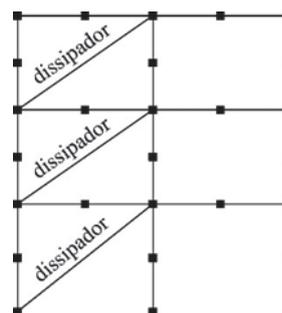


Figura 4 Esquema do pórtico considerado com os dissipadores

As constantes dos amortecedores viscosos lineares foram determinadas, para o registo sísmico de Loma Prieta, de forma que os valores dos deslocamentos relativos entre pisos sejam inferiores aos valores típicos do nível de desempenho de “Ocupação Imediata” preconizados no FEMA 356 [9], resultando em 2950, 2450 e 1350 kN·s/m, por ordem crescente, desde o primeiro até ao último piso. Os dispositivos semiativos foram então determinados de maneira a desenvolverem forças máximas de controlo aproximadamente iguais às do sistema anterior, para a mesma ação. Os parâmetros do dispositivo semiativo são apresentadas no Quadro I, e as características adotadas para o SMA são apresentadas no Quadro II. O significado destes parâmetros é apresentado na referência [13].

Quadro I Parâmetros do dispositivo semiativo

Pisos	$A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	$L_r$ [m]	$\dot{u}_{o1}$ [m/s]	$\dot{u}_{o2}$ [m/s]	$\dot{u}_{a1}$ [m/s]	$\dot{u}_{a2}$ [m/s]	$\Delta t_f$ [s]	$\varepsilon_{co}$ [%]	$\varepsilon_{c,lim}$ [%]	$k_v$
0-1	10,18	0,90	0,01	0,10	1,00	0,90	1,5	0,01	5,2	0,60
1-2	8,04	0,80	0,01	0,10	1,00	0,40	1,5	0,01	5,5	0,60
2-3	4,52	0,80	0,01	0,10	1,00	0,40	1,5	0,01	5,5	0,60

Quadro II Características do SMA considerado

Lei mecânica	Lei cinética	Equilíbrio de energia
$E_A = 37,3$ GPa	$A_f = -20$ °C	$h = 35$ Wm <sup>-2</sup> °C <sup>-1</sup>
$E_M = 21,4$ GPa	$A_i = -26$ °C	$c_l = 12914$ J/kg
$\theta = 0,55$ MPa/°C	$M_i = -63$ °C	$c_p = 35$ Jkg <sup>-1</sup> °C <sup>-1</sup>
$\varepsilon_l = 4,0\%$	$M_f = -78$ °C	$P = 6500$ kg/m <sup>3</sup>
$CCC = 4,7$ MPa/°C		

A solução com SMAs passivos consiste em barras com as mesmas características das adotadas nos dispositivos semiativos.

Considerou-se ainda uma alternativa em aço. Neste caso, o critério de dimensionamento foi o mesmo utilizado por McCormick *et al.* [11], consistindo na imposição de valores de força de cedência e de rigidez iguais às da alternativa com SMAs passivos, resultando um período de vibração inicial igual para as duas soluções.

### 3 Discussão dos resultados

#### 3.1 Resposta do pórtico de betão armado sem dissipadores

Começa-se por apresentar os resultados da análise dinâmica não linear do pórtico de BA descrito acima, sujeito aos registos sísmicos de Loma Prieta e de Kobe. Foram considerados os modelos com aderência perfeita e com escorregamento dos varões. Nas Figuras 5 e 6 encontram-se representados os deslocamentos relativos dos pisos do pórtico, divididos pela distância entre pisos, ao longo do tempo.

A primeira observação prende-se com o maior amortecimento verificado na resposta com escorregamento, resultante da maior dissipação de energia obtida. Salientam-se também os elevados deslocamentos relativos entre pisos e os significativos deslocamentos residuais observados, especialmente elevados para o registo sísmico de Kobe. Embora não seja esse o tema tratado, nota-se que para os dois registos se verificam deslocamentos residuais superiores aos valores indicativos para a viabilidade da recuperação da estrutura [7]. Do ponto de vista do comportamento dos materiais, em todos os casos ocorreria delaminação generalizada do betão de recobrimento. Relativamente à resposta obtida para o registo sísmico de Kobe, em alguns elementos a extensão limite dos materiais é excedida, o que resultaria na sua rotura. Essa rotura não foi considerada nas análises reportadas, não limitando esse facto as conclusões que podem ser inferidas das mesmas.

Pese embora o modelo com aderência perfeita resultar em maior dissipação de energia para ciclos histeréticos de igual amplitude, este representa uma estrutura mais rígida. Sendo a resposta dependente do conteúdo em frequência do acelerograma, como seria de esperar, não se observa uma tendência para a influência do escorregamento dos varões. Salientam-se, no entanto, as significativas diferenças das respostas obtidas, tanto nos valores dos deslocamentos máximos como nos residuais. As diferenças nos deslocamentos de pico com aderência perfeita atingem valores próximos de 50% dos valores da resposta com escorregamento. Isto verifica-se para o registo sísmico de Loma Prieta, no deslocamento relativo entre os pisos 2 e 3.

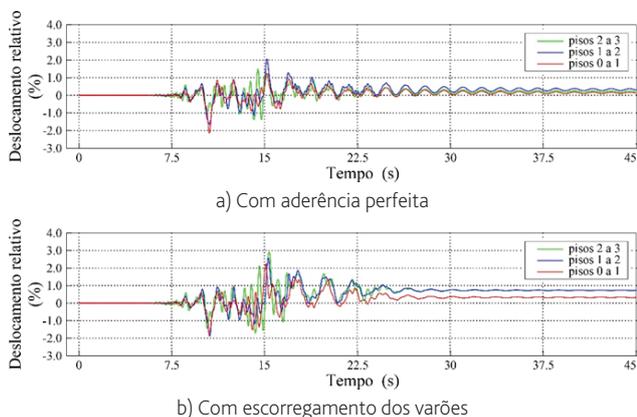


Figura 5 Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico sem dissipadores – Loma Prieta

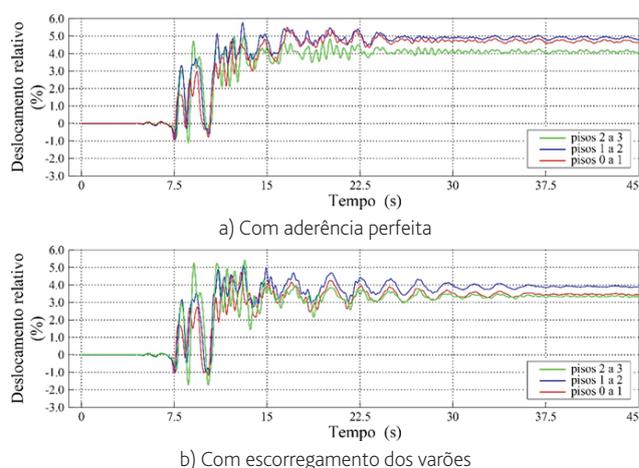


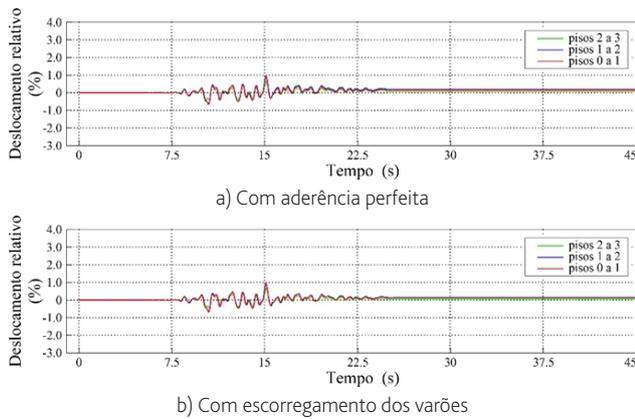
Figura 6 Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico sem dissipadores – Kobe

No caso do sismo de Kobe essa diferença reduz-se para cerca de 16%. No caso do registo de Loma Prieta, o modelo com escorregamento resultou em deslocamentos residuais significativamente mais elevados, ao contrário do que se verifica para o sismo de Kobe.

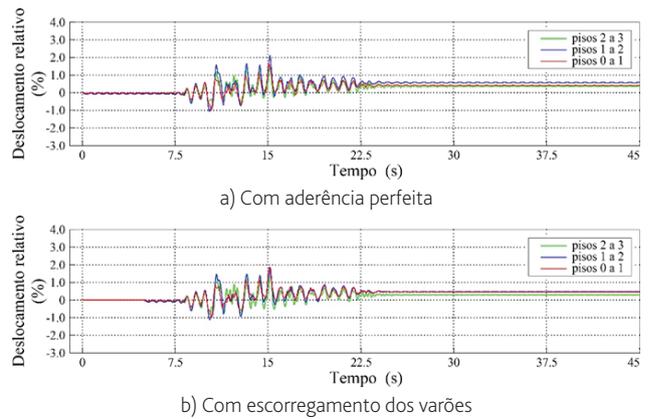
#### 3.2 Resposta do pórtico de betão armado com dissipadores

Nas Figuras 7-10 apresentam-se os deslocamentos do pórtico de betão armado com os dissipadores referidos acima, para o registo sísmico de Loma Prieta. Conclui-se da análise dessas figuras que, de uma forma geral, as diferenças são menores do que as verificadas para o pórtico sem dissipadores. Relativamente ao pórtico com amortecedores viscosos, a diferença máxima é inferior a 4% da resposta do modelo com escorregamento, semelhante ao valor verificado com controladores semiativos. Já para os dissipadores de SMA passivos e histeréticos, obtiveram-se diferenças máximas de cerca de 20% e de 15%, respetivamente. Estes resultados devem-se às respostas significativamente reduzidas pelos dissipadores, pelo que o efeito do escorregamento dos varões faz-se sentir menos. Note-se que para os sistemas menos eficientes, como é o caso dos dissipadores com SMA passivos e histeréticos, as diferenças são um pouco superiores às obtidas com os outros dispositivos, seguindo a tendência dos valores dos deslocamentos máximos entre pisos.

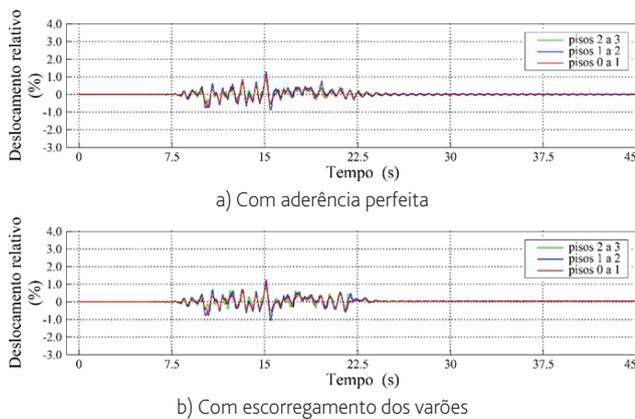
Os deslocamentos residuais obtidos com os dois modelos são semelhantes, o que se deve à menor incursão do pórtico no regime inelástico, sendo por isso menor a tendência para desenvolver deformações residuais. A este respeito, note-se que no caso dos SMA passivos, embora a resposta seja menos controlada do que nos dois casos anteriores, pelo facto de esse material possuir a propriedade de superelasticidade resulta uma maior capacidade de recentramento da estrutura, o que terá contribuído para o comportamento observado. Já a solução com dissipadores histeréticos é aquela que apresenta, embora relativamente pouco significativas, maiores diferenças no que toca aos deslocamentos residuais.



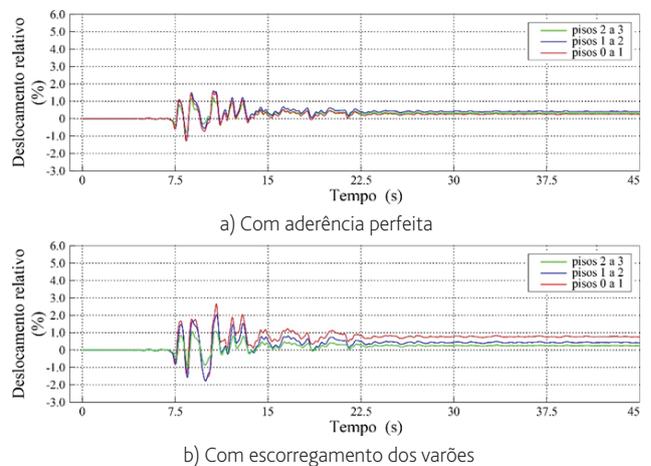
**Figura 7** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com amortecedores viscosos – Loma Prieta



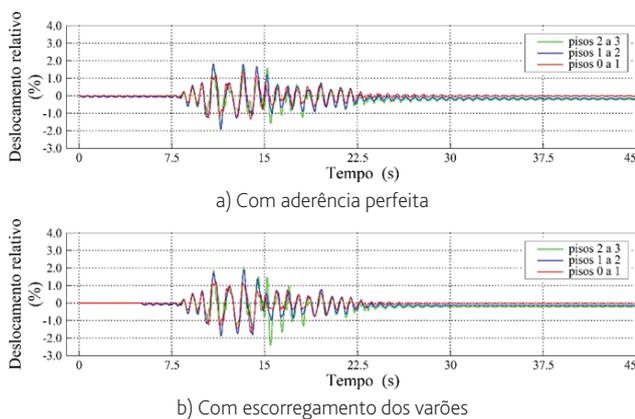
**Figura 10** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com dissipadores hysteréticos de aço – Loma Prieta



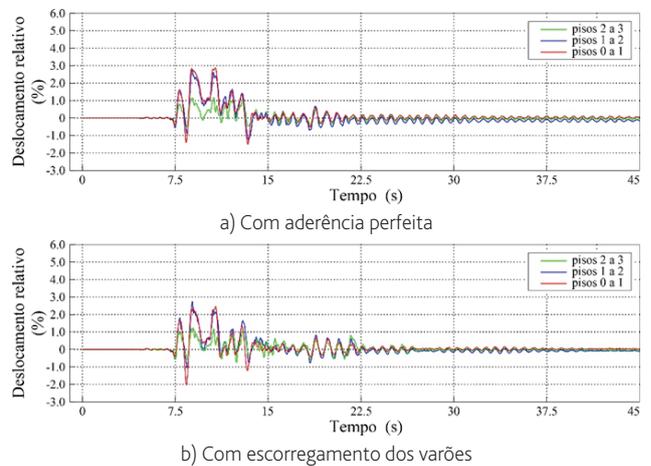
**Figura 8** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com dissipadores semiativos – Loma Prieta



**Figura 11** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com amortecedores viscosos – Kobe



**Figura 9** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com SMAs passivos – Loma Prieta



**Figura 12** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com dissipadores semiativos – Kobe

Nas Figuras 11 e 12 apresentam-se as respostas em deslocamento do pórtico, ao longo do tempo, para o acelerograma de Kobe, considerando os amortecedores viscosos e os dispositivos semiativos. Verifica-se uma diferença significativa entre as respostas do pórtico com amortecedores viscosos com e sem escorregamento dos varões de aço. Neste caso, a resposta de referência, com escorregamento dos varões de aço, devolve deslocamentos significativos, pelo que o modelo adotado apresenta maior influência na resposta.

Como os amortecedores viscosos não possuem capacidade de recentramento, os deslocamentos residuais resultam significativos, especialmente no caso do modelo com escorregamento. O modelo com aderência perfeita apresenta uma redução dos deslocamentos residuais, relativamente à alternativa, de 67%, verificada para o deslocamento relativo entre a base e o piso 1. Já a solução semi-ativa, por possuir capacidade de recentramento, apresenta, com ambos os modelos, deslocamentos residuais pouco significativos.

## 4 Conclusões

As análises apresentadas permitem aferir da influência do escorregamento dos varões de aço na quantificação, através de análises numéricas, dos deslocamentos máximos e dos deslocamentos residuais de estruturas de betão armado. Para isso, considerou-se um pórtico representativo de estruturas de edifícios baixos de habitação ou de escritórios. Criaram-se dois modelos de elementos finitos de fibras dessa estrutura, um baseado na aderência perfeita da armadura ao betão e outro capaz de modelar o escorregamento dos varões nas zonas dos nós. A estrutura foi analisada sem dissipadores de energia, com amortecedores viscosos lineares, com uma solução de controlo semiativa baseada em ligas com memória de forma superelásticas, com dissipadores passivos equivalentes ao anterior e com dissipadores elasto-plásticos, em aço.

Verificou-se que as soluções passivas com SMAs e com dissipadores elasto-plásticos não foram capazes de reduzir os deslocamentos máximos da estrutura de forma satisfatória. A solução com os dissipadores semiativos permitiu obter deslocamentos de pico semelhantes aos obtidos com amortecedores viscosos lineares, e foi capaz de recentrar a estrutura, ao contrário do que se verificou com os amortecedores viscosos e com os dissipadores elasto-plásticos. Verificou-se também que, de uma forma geral, as respostas obtidas com os dois modelos implementados diferem significativamente, tanto no que respeita aos deslocamentos relativos máximos experimentados pela estrutura, como aos deslocamentos residuais instalados na estrutura após a conclusão da ação.

Os resultados indicam que a avaliação da resposta estrutural sem controlo, e, portanto, da necessidade de implementar medidas adicionais de dissipação de energia, deve ser realizada com recurso aos modelos mais sofisticados, incluindo a consideração do escorregamento dos varões de aço. Já a avaliação do comportamento da estrutura com os sistemas de controlo, através das duas abordagens, não apresenta diferenças significativas, de acordo com as análises apresentadas, desde que o nível de danos estruturais seja baixo.

## Referências

- [1] Silva Lobo, P.; Almeida, J. – "RC fiber beam-column model with bond-slip in the vicinity of interior joints". *Eng Struct* Vol. 96, pp. 78-87, 2015.
- [2] Silva Lobo, P.; Almeida, J.; Guerreiro, L. – "Bond-slip effect in the assessment of RC structures subjected to seismic actions". *Proc Eng, Proc. of 1st International Conference on Structural Integrity*, Vol. 114, pp. 792-799, 2015.
- [3] Monti, G.; Spacone, E. – "Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip". *J Struct Eng* Vol. 126 (6), pp. 654-661, 2000.
- [4] D'Ambrisi, A.; Filippou, F.C. – "Correlation studies on an RC frame shaking-table specimen". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 26 (10), pp. 1021-1040, 1997.
- [5] Limkatanyu, S.; Spacone, E. – "Effects of reinforcement slippage on the non-linear response under cyclic loadings of RC frame structures". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 32 (15), pp. 2407-2424, 2003.
- [6] Raghunandan, M.; Liel, A.B.; Luco, N. – "Aftershock collapse vulnerability assessment of reinforced concrete frame structures". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 44 (3), pp. 419-439, 2015.
- [7] McCormick, J.; Aburano, H.; Ikenaga, M.; Nakashima, M. – "Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements". *Proc. of 14th World Conference on Earthquake Engineering*, paper No. 05-06-0071, 2008.
- [8] Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, CEN, Bruxelas, 2010, (NP EN 1998-1).
- [9] FEMA. – Fema 356, Tech. rep., 2000.
- [10] Dolce M.; Cardone, D.; Marnetto, R. – "Implementation and testing of passive control devices based on shape memory alloys". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 29 (7), pp. 945-968, 2000.
- [11] McCormick, J.; DesRoches, R.; Fugazza, D.; Auricchio, F. – "Seismic vibration control using superelastic shape memory alloys". *J Eng Mater Technol* Vol. 128 (3), pp. 294-301, 2006
- [12] Andrawes, B.; DesRoches, R. – "Comparison between shape memory alloy seismic restrainers and other bridge retrofit devices". *J Bridg Eng ASCE* Vol. 12 (6), pp. 700-709, 2007.
- [13] Silva Lobo, P.; Almeida, J.; Guerreiro, L. (2015) – "Semi-active damping device based on superelastic shape memory alloys". *Structures* Vol. 3, pp. 1-12, 2015.
- [14] Spacone, E.; Filippou, F.C.; Taucer, F.F. – "Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 25 (7), pp. 711-725, 1996.
- [15] Hilber, H.M.; Hughes, T.J.R.; Taylor, R.L. – "Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 5 (3), pp. 283-292, 1977.
- [16] Monti, G.; Filippou, F.C.; Spacone, E. – "Finite element for anchored bars under cyclic load reversals". *J Struct Eng* Vol. 123 (5), pp. 614-623, 1997.
- [17] Bae, S.; Bayrak, O. – "Plastic hinge length of reinforced concrete columns". *ACI Struct J* Vol. 105 (3), pp. 290-300, 2008.
- [18] Mander, J.B.; Priestley, M.J.N.; Park, R. – "Theoretical stress-strain model for confined concrete". *J Struct Eng* Vol. 114 (8), pp. 1804-1826, 1988.

- [19] Monti, G.; Nuti C. – "Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling". *J Struct Eng* Vol. 118 (12), pp. 3268-3284, 1992.
- [20] Eligehausen, R.; Popov, E. P.; Bertero, V. V. – "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations". *Technical Report* No. UCB/EERC-83/23, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, USA, 1983.

# Aderência entre varões de aço inoxidável e betão com baixa dosagem de ligante

## Bond between stainless steel reinforcing bars and low binder concrete

Emanuel Freitas

Hugo Costa

Ana S. Louro

Manuel Pípa

Eduardo Júlio

### Resumo

Para assegurar a sustentabilidade da construção em betão, a abordagem mais interessante consiste em reduzir a quantidade de cimento Portland nas misturas de betão corrente, garantindo ao mesmo tempo a resistência à compressão necessária, dando origem ao aqui denominado "betão com baixa dosagem de ligante" (LBC – *low binder concrete*).

Estando a aderência varão/betão na base do desempenho das estruturas de betão armado, justifica-se estudá-la para estes novos betões. Com esse objetivo, realizaram-se 60 ensaios de arrancamento, considerando um betão C25/30 e varões em aço A500NR SD (para assegurar a durabilidade) com 12 e 16 mm de diâmetro.

Concluiu-se que as misturas estudadas apresentam resistências superiores às previstas, pela Lei de Feret e o Eurocódigo 2, e que a aderência entre os varões de aço inoxidável e estes betões é superior ao esperado. Confirmou-se que o valor da área relativa das nervuras transversais é um parâmetro determinante na aderência varão-betão.

### Abstract

To contribute to the sustainability of the concrete construction, the most interesting approach consists of reducing the Portland cement content in current concrete mixtures, ensuring at the same time the design compressive strength, giving rise to the herein called 'low binder concrete' (LBC).

Being the rebar-to-concrete bond the main pillar of the reinforced concrete concept, to study it for these new concretes is surely worthy. With this aim, 60 pull-out tests were conducted, considering a C25/30 concrete and S500NR SD steel rebars (to ensure durability) with 12 and 16 mm of diameter.

It was concluded that the developed LBC mixtures present higher strengths than those predicted, by the Feret expression and the Eurocode 2 (2010), and that bond between stainless steel rebars and these concretes is higher than expected. Corroborating previous studies, it was also concluded that relative ribs area value is a key parameter in rebar-to-concrete bond.

**Palavras-chave:** Aderência varão-betão / Sustentabilidade / Betões com baixa dosagem de ligante / Varões de aço inoxidável / Durabilidade

**Keywords:** Rebar-to-concrete bond / Sustainability / Low binder concrete / Stainless steel rebars / Durability

## Emanuel Freitas

Instituto Superior Técnico  
Universidade de Lisboa  
Portugal  
emanuel.freitas@tecnico.ulisboa.pt

## Hugo Costa

CERIS, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra  
Portugal  
hcosta@isec.pt

## Ana S. Louro

Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Lisboa, Portugal  
analouro@lnec.pt

## Manuel Pipa

Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
Lisboa, Portugal  
mpipa@lnec.pt

## Eduardo Júlio

CERIS, Instituto Superior Técnico  
Universidade de Lisboa  
Portugal  
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.*

FREITAS, E. [et al.] – Aderência entre varões de aço inoxidável e betão com baixa dosagem de ligante. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 53-62.

# 1 Introdução

## 1.1 Enquadramento

A motivação para a realização do presente estudo surgiu da preocupação crescente em assegurar a sustentabilidade da construção em betão, o que pode ser conseguido reduzindo a quantidade de materiais com maior pegada ecológica, que no caso do betão é o cimento Portland, mas tendo igualmente como prioridade assegurar um bom desempenho do produto final.

Estando regulamentada a quantidade mínima de cimento a adotar numa mistura de betão em função do ambiente a que a estrutura irá estar exposta para garantir os requisitos mínimos de durabilidade, e tendo as misturas utilizadas neste estudo quantidades de ligante significativamente inferiores a essa, a utilização de varões de aço inoxidável surge como solução adotada para garantir a durabilidade dos elementos estruturais em betão com baixa dosagem de ligante (LBC). Denomina-se um betão como de baixa dosagem de ligante (LBC) quando a dosagem de cimento é inferior à recomendada no Anexo F da NP EN 206 1 [1], onde o valor mínimo de cimento é de 260 kg/m<sup>3</sup> de betão.

## 1.2 Objetivos e metodologia

O principal objetivo do estudo aqui descrito é a caracterização da aderência entre varões de aço inoxidável e LBC. A metodologia definida para o atingir consistiu na realização de 60 ensaios de arrancamento. Foi considerada a expressão proposta pelo *fib* Model Code 2010 [2] para estimar o valor da tensão de aderência máxima, tendo em conta a resistência do betão à compressão.

Para além das misturas LBC e dos varões de aço inoxidável, foram igualmente considerados materiais correntes para servirem de referência, estudos de outros autores e expressões regulamentares, para confronto e discussão de resultados para, finalmente, ser possível extrair conclusões.

# 2 Estado da arte: betão com baixa dosagem de ligante

Diversos estudos têm sido desenvolvidos para criar betões com menor impacte ambiental, seguindo fundamentalmente duas metodologias: uma em que se procede à substituição de parte de agregados tradicionais por outros, como por exemplo agregados reciclados de betão ou de resíduos de outras indústrias, e outra em que se procura diminuir significativamente a quantidade total de cimento, mas mantendo as suas características mecânicas. O cimento Portland é o constituinte da mistura de betão com maior pegada ecológica [3], porque o processo de calcinação implica a libertação de uma quantidade de CO<sub>2</sub> para a atmosfera equivalente (em massa) a metade da quantidade de cimento produzida, não contabilizando as emissões da queima de combustíveis para se efetuar o processo.

Costa e Appleton [4] afirmam que é necessária uma menor quantidade de pasta de cimento quando se aumenta a compacidade das composições granulométricas, porque o volume de vazios entre partículas é menor.

## 2.1 Composição da mistura

A compacidade está fortemente ligada à composição da mistura, dependendo em grande parte do tamanho e quantidade dos agregados utilizados. Fennis *et al.* [5] afirmam que as partículas devem ser selecionadas para preencher os vazios entre as partículas maiores, e assim sucessivamente, de forma a aumentar a compacidade. De acordo com Proske *et al.* [6], também os fileres que são selecionados para substituir parte do cimento devem contribuir para o aumento da compacidade, proporcionando um volume de pasta ideal.

As curvas de otimização não consideram a forma das partículas, apesar de esta influenciar o valor da compacidade da mistura. Fennis [3] estudou a influência de quatro curvas de otimização e não observou diferenças significativas nas propriedades do betão em estado endurecido.

Segundo Fennis e Walraven [7], se a composição da mistura for otimizada por forma a aumentar a sua compacidade, será necessária uma menor quantidade de água para preencher os vazios.

De acordo com Fennis *et al.* [8] e Proske *et al.* [6], nas misturas LBC é muito importante controlar a quantidade de água, porque um pequeno desvio no seu valor tem um efeito na relação água/cimento muito mais significativo do que numa mistura de betão normal.

## 2.2 Propriedades do betão

Segundo Popovics (2011), citado por Fennis *et al.* [9], as propriedades do betão não são apenas influenciadas pela relação água/cimento, mas também por outros fatores tais como: misturas de ligante, uso de agregados (quantidade, diâmetros máximos, condições de superfície) ou idade.

Se o volume de água se mantiver constante e a compacidade da mistura aumentar, irá aumentar igualmente a trabalhabilidade devido à maior quantidade de água em excesso. Desta forma, pode-se diminuir a quantidade de água e manter constante a relação água/cimento, desenvolvendo assim uma mistura com a mesma consistência que a de referência e com uma menor quantidade de cimento, de acordo com Fennis *et al.* [8].

Segundo Coutinho [10], uma mistura com elevada resistência é obtida com o máximo de compacidade e o mínimo de água. Refere também que se deve utilizar areia grossa, sem elementos inferiores a 0,5 mm, mas que a ausência de finos deve ser compensada com uma dosagem de cimento compatível e com o uso de superplastificantes.

Proske *et al.* [6] concluíram que a perda de resistência à compressão, que resulta da redução de cimento, pode ser compensada pela diminuição da quantidade de água ou pela utilização de um cimento de maior resistência.

## 3 Estado da arte: aderência

Tal como descrito no *fib* Model Code 2010 [2], a aderência é o fenómeno através do qual há interação e transferência de forças entre varões de aço e betão, o qual influencia muito significativamente o desempenho das estruturas de betão. Para o estado limite de utilização, condiciona a abertura e o espaçamento das fissuras

transversais, enquanto para o estado limite último é responsável pela amarração adequada da armadura e pela capacidade de rotação nas regiões com rótula plástica.

Fernandes [11] refere que a aderência é composta por três parcelas, normalmente designadas na literatura por: adesão (aderência química) entre os dois materiais, atrito entre as superfícies de contacto, e aderência mecânica associada à existência de nervuras, não tendo sido possível até à data quantificar experimentalmente cada parcela isoladamente.

### 3.1 Parâmetros que afetam a aderência varão-betão

A aderência varão-betão é influenciada por diversos parâmetros relacionados com as características dos materiais, como o diâmetro do varão, o seu perfil nervurado e a resistência do betão à compressão e à tração, mas também têm sido alvo de investigação outros fatores, como a velocidade de aplicação da força, ou a corrosão e o recobrimento do varão.

De acordo com Louro [12], a velocidade de aplicação de uma ação influencia o valor da tensão de aderência obtida, a qual aumenta com o aumento da velocidade.

A influência do diâmetro é tido em conta no cálculo da tensão de rotura da aderência,  $f_{bd}$ , segundo as expressões do EC2 [13] e do *fib* MC2010 [2]. No primeiro regulamento apenas se considera uma diminuição para varões com diâmetro superior a 32 mm, enquanto o segundo considera uma diminuição da tensão de rotura para varões com diâmetro superior a 25 mm. Eligehausen *et al.* (1983), citados por Louro [12], consideram a existência de um efeito moderado devido ao diâmetro dos varões, existindo uma diminuição em 10% na tensão de aderência com o aumento do diâmetro, quando se comparam os casos com diâmetros de 19 e 25 mm e 25 e 32 mm.

As características do perfil nervurado têm uma enorme influência na tensão de aderência, pois o bloqueio mecânico entre os dois materiais, betão e superfície do varão, é conseguido através das nervuras. Estas melhoram significativamente a ancoragem do varão ao betão e restringem os deslocamentos relativos entre os elementos, aumentando o valor da tensão de aderência, como se observa no estudo apresentado por Louro [14], onde a tensão de aderência máxima em varões nervurados é doze vezes superior à dos varões lisos, para varões de 12 mm de diâmetro.

André e Pipa [15] referem que, segundo o CEB-FIP Model Code 90 [16], são dez os parâmetros que influenciam o valor da tensão de aderência, estando incluídos a rugosidade e a configuração geométrica do varão. Concluíram que a alteração local da configuração geométrica das nervuras com a presença da sigla 'ARCER' no comprimento aderente tem uma influência negativa nos valores de tensão de aderência máxima e média.

Louro [12] cita as conclusões obtidas por Darwin e Graham (1993) a partir de ensaios realizados com diversos provetes com combinações de altura e espaçamento de nervuras transversais diferentes. Estes apontam para uma relação direta entre a tensão de aderência e a área relativa de nervuras transversais,  $f_{Rt}$ , mas que é independente da combinação de altura e espaçamento das nervuras. Cita também o estudo de Mayer (2001) onde se refere que, de acordo com os

resultados encontrados na literatura, a rigidez inicial da relação entre tensão de aderência-deslizamento é dependente da área relativa das nervuras transversais.

O recobrimento também influencia o tipo de rotura, sendo que, de acordo com Gavilán *et al.* [17] e Muttoni e Ruiz [18], quando o recobrimento é insuficiente, a rotura por fendilhação é a mais expectável.

Eligehausen *et al.* (1983), citado por Louro [12], concluíram que existe uma relação inversamente proporcional entre a resistência à compressão do betão e o deslizamento e que existe uma relação proporcional entre a resistência do betão à compressão e a tensão de aderência. Também de acordo com o *fib* MC2010 [2], a tensão de aderência máxima é influenciada pela resistência à compressão da mistura, segundo a Equação (1):

$$\tau_{m\acute{a}x} = 2,5 \times \sqrt{f_{cm}} \quad (1)$$

## 4 Materiais e métodos

### 4.1 Materiais para produção das misturas

Os materiais utilizados em todas as misturas foram os seguintes:

- Agregados: Areia 0/3, areia 0/4\_I, areão e brita 1 6/14;
- Cimento: CEM I 52,5 R de origem Secil Maceira;
- Adições: Filer calcário de origem Omya e cinzas volantes de origem Secil;
- Superplastificante: BASF Glenium sky 256.

### 4.2 Formulação das misturas

Para o desenvolvimento de todas as misturas adotou-se o procedimento descrito por Lourenço *et al.* [19] e a definição da quantidade de agregados a utilizar nas misturas foi obtida através da curva de otimização.

Para a composição da mistura granulométrica estudou-se a influência que as curvas Faury (1958) e Funk e Dinger (1980), apresentadas por Lourenço *et al.* [19] e Fennis e Walraven [7], respectivamente, têm na quantidade dos agregados necessários para se obter uma curva real próxima da teórica.

Para a curva de Faury (1958) [19] foi necessário definir o parâmetro  $d_{m\acute{a}x}^q$  que tem o valor de 14 mm, e os parâmetros A e B, que dependem do tipo de agregado e da trabalhabilidade desejada. Como as misturas têm baixa dosagem de ligante e, conseqüentemente, baixo volume de água, o betão irá ter uma trabalhabilidade muito seca, habitualmente denominada de terra húmida. Desta forma, os parâmetros A e B são 26 e 1,5, respetivamente, de acordo com Coutinho [10] e Lourenço *et al.* [19].

A curva de Funk e Dinger (1980) [7] segue a Equação (2):

$$P(d) = \frac{d^q - d_{min}^q}{d_{m\acute{a}x}^q - d_{min}^q} \times 100 \quad (2)$$

onde:

$q$  é o parâmetro de ajuste da curva;

$d$  é a dimensão do peneiro (mm);

$d_{min}$  é a dimensão mínima dos agregados (mm);

$d_{m\acute{a}x}$  é a dimensão máxima dos agregados (mm).

O parâmetro  $q$  toma o valor de 0,37,  $d_{min} = 0,125$  mm e  $d_{m\acute{a}x} = 14$  mm. Sobrepondo as curvas de Funk e Dinger (1980) [7] e a de Faury (1958) [19] corrigida, no mesmo gráfico, constata-se que a segunda se encontra à direita da primeira para os agregados de maior dimensão, fazendo com que a mistura utilize uma maior percentagem de agregados grossos. Ao utilizar uma maior quantidade de agregados grossos, é necessário compensar a falta de finos com uma maior quantidade de ligante, o que vai contra o objetivo das misturas LBC. Por este motivo adotou-se a curva Funk e Dinger (1980) [7] para as misturas LBC. A mistura de referência, C250, foi obtida através da curva de Faury (1958) [19]. No Quadro I, encontra-se a composição das três misturas para posterior estudo da aderência.

Quadro I Composição das misturas estudadas

Materiais		C250 (Faury)	LBC125	LBC75
CEM I - 52,5 R	(kg/m <sup>3</sup> )	250,00	125,00	75,00
Filer calcário	(kg/m <sup>3</sup> )	100,00	125,00	75,00
Cinzas volantes	(kg/m <sup>3</sup> )	-	-	100,00
Basf Glenium Sky 526 (% kg/kg CEM I)	(%)	0,40	2,00	3,00
Areia 0/3	(kg/m <sup>3</sup> )	492,00	44,00	43,50
Areia 0/4_I	(kg/m <sup>3</sup> )	427,40	1080,10	1067,60
Areão 4/8	(kg/m <sup>3</sup> )	116,40	287,20	283,90
Brita 1 6/14	(kg/m <sup>3</sup> )	795,40	630,60	623,30
Água	(kg/m <sup>3</sup> )	169,10	117,64	117,90
Rácio água/cimento	(-)	0,68	0,94	1,57
Rácio água/ligante	(-)	0,48	0,47	0,47
Compacidade	(-)	0,81	0,86	0,86
Ar	(%)	2,00	2,00	2,00

### 4.3 Varões

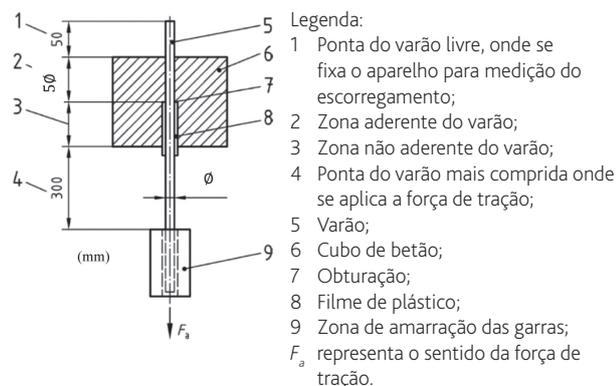
Para este estudo utilizaram-se varões com diâmetros de 12 e 16 mm, de aço corrente e aço inoxidável. Os varões de aço inoxidável usados para caracterizar a aderência entre estes e o LBC são os vulgarmente designados por AISI304 para o diâmetro 12 e AISI316 para o diâmetro 16 mm, tendo este último sido utilizado e caracterizado por Louro [20]. Como os varões Ø16 aqui utilizados pertencem ao mesmo lote, apenas se faz referência aos resultados obtidos. Refira-se que os varões de 12 mm de diâmetro apresentam quatro séries de nervuras. Para os varões de referência adotou-se aço A500 NR SD, por ser atualmente o mais habitualmente empregue na construção.

#### 4.4 Ensaios de caracterização da aderência varão-betão

O ensaio escolhido para caracterizar a aderência entre os dois materiais foi o ensaio de arrancamento, conhecido na literatura como *pull-out test*. Tem como princípio tracionar um varão embebido em betão com um determinado comprimento aderente até ser atingida a rotura.

Para avaliar a tensão de aderência entre os varões de aço nervurados e três misturas de betão, seguiu-se o método descrito no Anexo D da EN 10080 [21] que por sua vez se baseia nas recomendações RILEM [22].

Neste ensaio utilizam-se provetes cúbicos de betão onde o varão se encontra posicionado no centro, com um comprimento aderente de cinco vezes o diâmetro, ficando a restante parte do varão desligada do betão. O varão a ensaiar prolonga-se para fora das duas faces de betão, sendo a tração aplicada na extremidade mais comprida, enquanto o equipamento de medição do escorregamento se encontra na extremidade mais curta e livre. Na Figura 1 apresenta-se um esquema deste ensaio de arrancamento.



**Figura 1** Esquema do ensaio de arrancamento (EN 10080 [21] – Anexo D)

A força máxima de rotura é transformada em tensão de aderência segundo a Equação (3):

$$\tau_{dm} = \frac{F_a}{5 \times \pi \times \varnothing^2} \frac{f_{cm}}{f_j} \quad (3)$$

onde:

$F_a$  representa a força máxima em kN;

$\varnothing$  representa o diâmetro do varão;

$f_{cm}$  representa o valor médio da resistência à compressão aos 28 dias;

$f_j$  representa a resistência média à compressão à data do ensaio.

O valor de resistência média à compressão à data do ensaio foi obtido a partir da curva de evolução da resistência do betão à compressão, tendo em conta os resultados dos ensaios de dois provetes aos 3, 7, 14, 56 e 84 dias e de três provetes aos 28 dias de idade. Em relação ao valor de  $f_{cm}$ , utilizou-se a resistência média à compressão aos 28 dias de cada mistura.

#### 4.4.1 Sistema de medição

Para a medição do deslocamento relativo entre a extremidade livre do varão e a face de betão recorreu-se à utilização de um transdutor de deslocamento do tipo HMB W10, com um curso de 20 mm e que se encontrava devidamente calibrado.

Fez-se a aquisição de dados através de uma unidade multicanal de aquisição automática de dados (Spider 8) comandada pelo software Catman32 e foram efetuadas cinco leituras por segundo em todo o programa experimental.

#### 4.4.2 Velocidade de ensaio

Para que os ensaios fossem realizados com a mesma velocidade, não introduzindo mais uma variável no estudo, e por forma a torná-los independentes de eventuais perdas de rigidez, foram executados com controlo de deslocamento, a uma velocidade de 0,03 mm/s, a qual garante valores conservativos de tensão. Todos os ensaios foram realizados até ser atingido um deslizamento máximo de cerca de 20 mm, obtendo-se assim a relação tensão de aderência-deslizamento em regime monotónico.

## 5 Resultados e discussão

### 5.1 Propriedades das misturas de betão

Antes de se iniciar a betonagem dos provetes, procedeu-se à medição da temperatura ambiente, da temperatura do betão e do abaixamento do cone de Abrams segundo a NP EN 12350-2 [23]. O grau de compactabilidade das misturas LBC foi obtido por Alves [24]. No Quadro II encontra-se um resumo das propriedades das misturas de betão estudadas.

O abaixamento apresentado pela mistura C250 indica que este betão tem uma consistência S2/S3. Na NP EN 12350-2 [23] é referido que, caso o provete se desmorone por duas vezes consecutivas, este tipo de ensaio não é adequado para analisar a trabalhabilidade da mistura, o que se verifica para as misturas LBC. Estas não apresentam um abaixamento verdadeiro e, assim, a sua consistência foi determinada pelo grau de compactabilidade. Concluiu-se que as duas misturas LBC são da classe C2.

Na Figura 2 pode-se observar o desenvolvimento da resistência à compressão para todas as misturas. Salienta-se o aumento da resistência entre os 28 e 56 dias da mistura LBC75, resultado da elevada quantidade de material pozolânico presente na mistura.

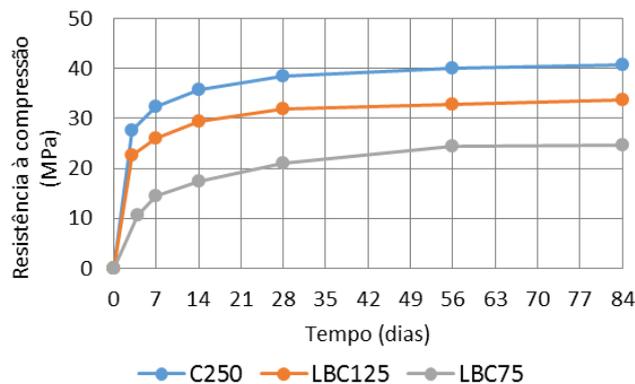
Para a mistura que contém cinzas volantes é necessário considerar uma quantidade de cimento equivalente, utilizando o conceito do fator-k como proposto na NP EN 206-1 [1]. Desta forma, a quantidade máxima de cinzas volantes, em massa, que pode ser considerada para o cálculo da razão *água/(cimento + k × cinzas volantes)* é no máximo 33% da massa total do cimento.

Como na mistura LBC75 se utilizou uma quantidade superior de cinzas volantes, a sua totalidade não poderá ser considerada. Relativamente ao valor de *k*, a EN 197-1 indica que para um cimento CEM I 52,5 se deve considerar 0,4. Toda a informação encontra-se resumida no Quadro III.

**Quadro II** Resultados obtidos para as características do betão em estado fresco e endurecido

	C250	LBC125	LBC75
Temperatura ambiente (°C)	22,8	23,9	23,2
Temperatura betão (°C)	25,4	24,6	24,9
Abaixamento (mm)	60 e 110	140* e 160*	-
Grau de compactabilidade [24]	-	1,23	1,21
<b>Propriedades mecânicas</b>			
Resistência de compressão – 3 dias (MPa)	27,7	22,7	-
Resistência de compressão – 4 dias (MPa)	-	-	10,6
Resistência de compressão – 7 dias (MPa)	32,3	26,0	14,5
Resistência de compressão – 14 dias (MPa)	35,7	29,4	17,4
Resistência de compressão – 28 dias (MPa)	38,4	31,9	20,9
Resistência de compressão – 56 dias (MPa)	40,0	32,9	24,4
Resistência de compressão – 84 dias (MPa)	40,8	33,8	24,6
Tensão de tração por compressão diametral – 28 dias (MPa)	-	2,80	2,25

\* Não representam um abaixamento verdadeiro



**Figura 2** Desenvolvimento da resistência à compressão em função do tempo

**Quadro III** Cálculo do cimento equivalente pelo fator-k

Misturas	CEM I 52,5 R (kg/m³)	Cinzas (kg/m³)	Água (kg/m³)	Máx. Cinzas (kg/m³)	k (-)	Cinzas eq. (kg/m³)	C <sub>eq</sub> (kg/m³)	A/C (-)	A/C <sub>eq</sub> (-)
LBC125	125	0	117,7	0,00	0,4	0,00	125,0	0,94	0,94
LBC75	75	100	117,9	24,75	0,4	9,90	84,9	1,57	1,39

De seguida apresenta-se uma comparação entre as resistências à compressão aos 28 dias, medidas experimentalmente, com a correspondente previsão de acordo com a expressão Feret (1892), apresentado por Fennis *et al.* [9] e Lourenço *et al.* [19], e conclui-se que esta expressão não é adequada para misturas em que a compacidade é elevada e quando existe substituição de cimento por materiais pozolânicos. A expressão de Feret [9,19] segue a Equação (4):

$$f_c = k_{28} \left( \frac{V_c}{V_c + V_w + V_a} \right)^2 \quad (4)$$

onde:

$k_{28}$  é o coeficiente de Feret para a classe de resistência do cimento;  
 $V_c$  é o volume das partículas de cimento (m³);  
 $V_w$  é o volume de água (m³);  
 $V_a$  é o volume de vazios (m³).

Para a mistura LBC75 utilizou-se o volume de cimento equivalente e, através do Quadro IV, verifica-se um aumento da diferença entre valores, que acompanha a diminuição da quantidade de cimento presente na mistura de betão.

**Quadro IV** Comparação dos resultados experimentais com a previsão pela expressão de Feret Eq. (4)

	LBC125	LBC75
$k_{28}$	380	380
$V_c$	0,0401	0,02834
$V_w$	0,1176	0,1179
$V_a$	0,02	0,02
$f_c$ (MPa)	19,34	11,05
$f_{cm}$ (MPa)	31,06	20,33
$\Delta$ (%)	60,59	84,04

Em relação à tensão de tração por compressão diametral, verifica-se que diminui à medida que aumenta a parte de cimento substituído por adições, mas a relação entre a resistência à tração e à compressão mantém-se na ordem dos 10%, tal como nas misturas de betão corrente.

## 5.2 Propriedades dos varões

No Quadro V, apresentam-se os valores médios obtidos (três amostras) nos ensaios de caracterização do perfil nervurado dos diversos tipos de varões utilizados. Para os varões de 12 mm de diâmetro, o valor de  $f_R$  que se obteve para os varões de aço A500 NR SD é significativamente superior ao obtido para os varões de aço inox, sendo por isso expectável que nos ensaios de aderência os primeiros apresentem tensões de aderência igualmente superiores. Em relação aos varões de 16 mm de diâmetro, obtiveram-se valores iguais de área relativa das nervuras transversais, pelo que é expectável que a tensão de aderência também seja semelhante. Todos os provetes satisfazem os valores mínimos regulamentares.

**Quadro V** Características geométricas das nervuras dos varões em estudo

Diâmetro (mm)	Classe	$a_{1/2}$ (mm)	$C_{livre,méd}$ (mm)	$f_{R,médio}$	Mínimos regulamentares	
					EC2 [13]	LNEC E460 [25]
12	A500 NR SD	1,07	7,8	0,082	0,056	0,040
	AISI304	0,67	6,7	0,058		
16	A500 NR SD	1,18	10,8	0,066	0,056	0,056
	AISI316	1,06 [20]	10,2 [20]	0,066 [20]		

### 5.3 Caracterização da aderência varão-betão

Os resultados da tensão de aderência que em seguida se apresentam foram determinados com base na tensão de aderência local, através da Equação (3). Para a caracterização da aderência em regime monotónico, determinou-se a tensão máxima de aderência ( $\tau_{d,máx}$ ) e o respetivo deslizamento ( $s_1$ ), assim como a tensão média de aderência ( $\tau_{d,média}$ ), de acordo com a Equação (5), presente no Anexo C do EC2 [13]. O resultado da tensão média representa a inclinação do ramo ascendente até se atingir a tensão máxima.

$$\tau_{d,média} = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_{1,0}}{3} \quad (5)$$

em que  $\tau_{0,01}$ ,  $\tau_{0,1}$  e  $\tau_{1,0}$  representam a tensão de aderência para deslizamentos de 0,01 mm, 0,1 mm e 1 mm, respetivamente.

Para um tratamento mais cuidado dos resultados, agruparam-se os 5 ensaios com as mesmas características e eliminaram-se os que apresentavam resultados que não se encontravam com o mesmo padrão dos restantes. Numa primeira análise, utilizaram-se os valores máximo, mínimo, mediana e desvio padrão para a tensão média e máxima, e aos conjuntos de resultados cujo desvio padrão era superior a 1 MPa aplicaram-se limites extremos por forma a eliminar os resultados que se encontravam fora destes limites. Burke [26] cita a especificação ISO 3534:1993 onde esta sugere que, num conjunto de resultados, valores extremos, muito separados dos restantes, aparentando pertencer a uma população diferente ou resultar de um erro de medição, devem ser eliminados.

Como alternativa à média utilizou-se a mediana, porque Burke [26] descreve que métodos estatísticos robustos são aqueles que não são afetados pela presença de valores extremos, o que pode ser conseguido usando a mediana, onde a tendência central é medida. Para se obterem os limites inferior e superior, utilizou-se a distribuição *t-student* para um intervalo de confiança de 99%.

No Quadro VI apresentam-se os valores médios da tensão de aderência média e máxima, após análise estatística.

Na análise de resultados que se segue, a influência das diversas variáveis presentes no estudo, como a área relativa das nervuras transversais e o tipo de betão, é individualizada e a representação das variáveis é a seguinte: o tipo de mistura é representado com um triângulo, quadrado cheio ou quadrado vazio, enquanto a distinção do diâmetro e do tipo de aço é efetuada por cores. Os valores de tensão de aderência para cada tipo de combinação são a média do valor da tensão máxima dos provetes considerados na análise.

**Quadro VI** Valores médios da tensão média e máxima de aderência após análise estatística

Provetes	Valores médios	
	$\tau_{d,média}$ (MPa)	$\tau_{d,máx}$ (MPa)
C250_A12	9,50	21,13
C250_i12	6,79	15,68
C250_A16	7,68	19,19
C250_i16	7,35	17,63
LBC125_A12	11,21	24,76
LBC125_i12	9,80	21,84
LBC125_A16	10,77	22,59
LBC125_i16	10,68	21,73
LBC75_A12	9,23	22,49
LBC75_i12	6,55	15,89
LBC75_A16	8,81	18,93
LBC75_i16	7,42	16,69

#### 5.3.1 Influência da resistência à compressão do betão

Analisa-se em seguida a influência da resistência à compressão do betão para as três misturas consideradas, Figura 3. À primeira vista não se verifica um aumento da tensão de aderência proporcional ao aumento da resistência à compressão do betão. Para as misturas LBC75 e LBC125, ocorre um aumento de tensão de aderência como expectável, mas o mesmo não sucede para a mistura C250.

Sabe-se que a mistura C250 tem uma compacidade inferior às restantes, podendo esta diferença explicar o decréscimo da tensão de aderência máxima. Ao aumentar a compacidade das misturas, as partículas encontram-se mais próximas umas das outras, formando uma pasta mais rígida e podendo originar um valor mais elevado da tensão de aderência.

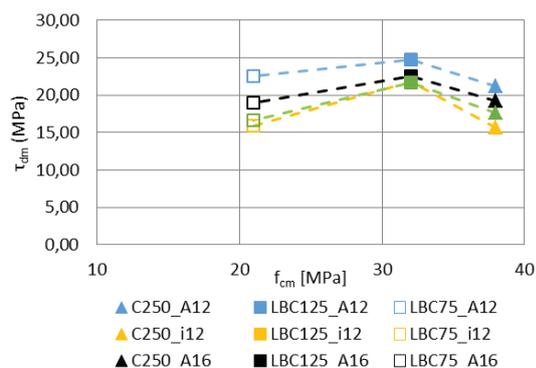


Figura 3 Influência da resistência à compressão do betão ( $f_{cm}$ ) na tensão máxima de aderência ( $\tau_{d,max}$ )

### 5.3.2 Influência da área relativa das nervuras transversais

A influência da área relativa das nervuras transversais no valor da tensão de aderência máxima encontra-se ilustrada na Figura 4. No caso dos varões com 12 mm de diâmetro, o aumento da tensão de aderência com o aumento da área relativa das nervuras transversais é evidente. O mesmo não sucede para os varões de maior diâmetro, que para o mesmo valor da área relativa das nervuras transversais não apresenta o mesmo valor da tensão de aderência. Com efeito observa-se que os varões de aço inoxidável apresentam valores médios de tensão de aderência máxima inferiores aos varões de aço A500 NR SD, obtendo-se uma diferença máxima de 2,24 MPa para a mistura LBC75. Esta diferença pode estar associada à diferente geometria das nervuras transversais entre os dois tipos de aço.

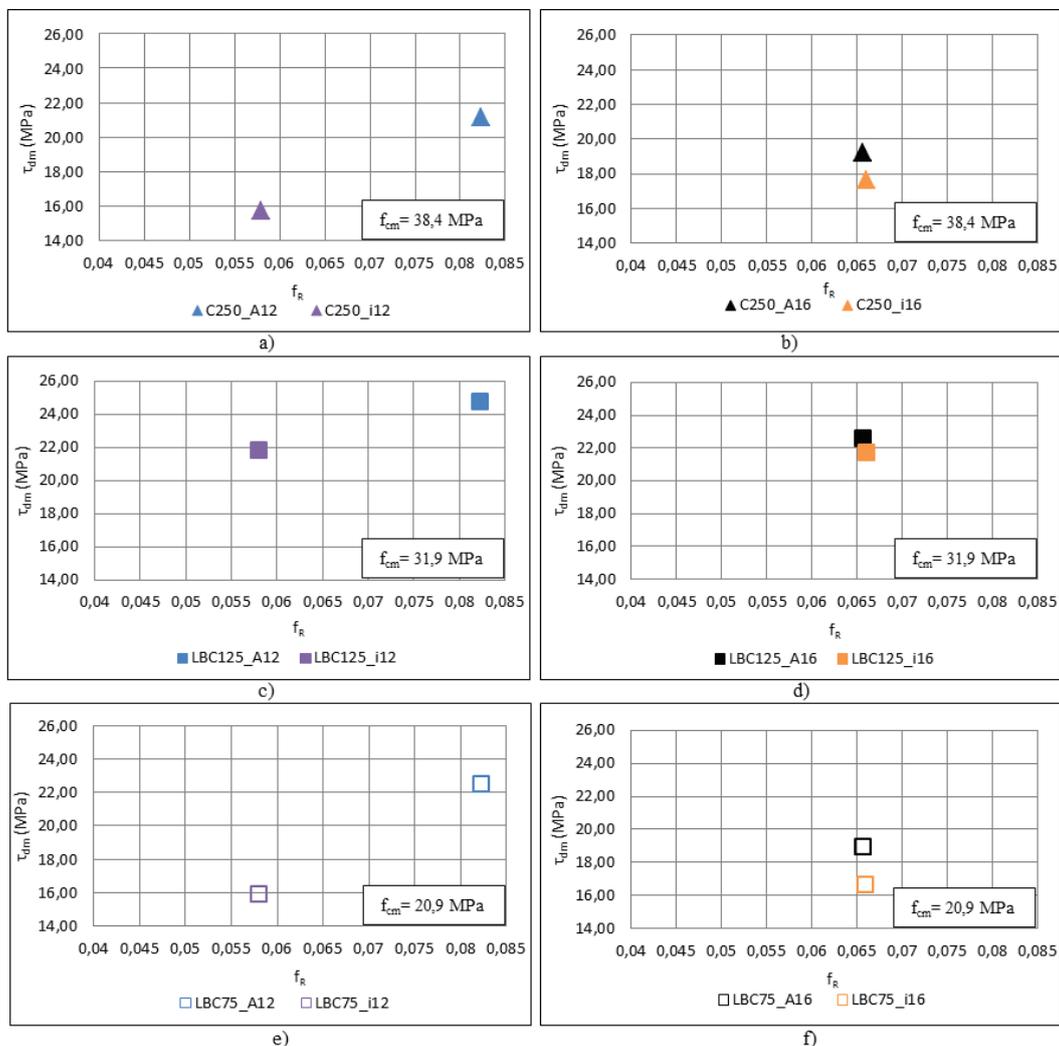


Figura 4 Influência da área relativa das nervuras transversais ( $f_r$ ) na tensão máxima de aderência ( $\tau_{d,max}$ ): a) Mistura C250 e Ø12; b) Mistura C250 e Ø16; c) Mistura LBC125 e Ø12; d) Mistura LBC125 e Ø16; e) Mistura LBC75 e Ø12; f) Mistura LBC75 e Ø16

### 5.3.3 Comparação dos resultados com o fib MC2010 [2]

Nesta secção, comparam-se os resultados obtidos experimentalmente com a tensão de aderência máxima prevista pelo fib MC2010 [2], que segue a Equação (1). Analisando o Quadro VII, verifica-se que a tensão máxima de aderência se encontra em todos os casos abaixo dos resultados experimentais, sendo esta diferença mais notória nas misturas LBC125 e LBC75, com diferenças que vão dos 76 aos 101 %, respetivamente. O fib MC2010 [2], no que respeita ao tipo de betão, apenas tem em consideração a resistência à compressão aos 28 dias, reforçando a hipótese da diferença entre resultados previstos e obtidos ser causada pela elevada compacidade das misturas LBC125 e LBC75.

**Quadro VII** Comparação da tensão de aderência máxima proposta pelo fib MC2010 [2] e os valores médios de tensão máxima obtidos experimentalmente

Misturas	$f_{cm}$ (MPa)	$\tau_{fib}^{max}$ MC2010 [2] (MPa)	$\tau_{d,max,média}$ (MPa)				$\Delta_{min}$ (%)	$\Delta_{max}$ (%)
			A12	i12	A16	i16		
C250	38,4	15,5	21,13	15,68	19,19	17,63	1	36
LBC125	31,9	14,1	24,77	21,84	22,59	21,73	54	76
LBC75	20,9	11,4	22,89	16,88	18,93	16,69	46	101

## 6 Conclusões

Os betões LBC apresentam no estado fresco uma trabalhabilidade tipo terra húmida. Esta propriedade foi confirmada tanto através de ensaios específicos como durante o processo de vibração do LBC no interior dos moldes. Concluiu-se que o LBC necessita de uma maior energia de mistura e compactação do que os betões correntes e que a baixa trabalhabilidade pode representar uma dificuldade na sua utilização generalizada em obra.

Em relação à influência das diferentes variáveis estudadas neste trabalho na tensão de aderência entre os varões e o betão, foi possível retirar as seguintes conclusões:

- 1) O estudo foi inconclusivo relativamente à influência do diâmetro, por não ter sido possível isolar este parâmetro. Com efeito, ao variar o diâmetro do varão também se alteravam as características das nervuras;
- 2) O efeito das nervuras é evidente, podendo o valor da área relativa de nervuras transversais,  $f_{R'}$ , continuar a ser utilizado como estimativa da tensão de aderência. Com o aumento do valor de  $f_{R'}$  observou-se um aumento da tensão de aderência. Também se observou que, para varões com igual  $f_{R'}$ , aquele onde a altura das nervuras for maior irá igualmente apresentar valores de tensão máxima de aderência superiores. Atribuiu-se este efeito à maior dificuldade que o varão tem em escorregar devido ao bloqueio provocado pela altura das nervuras, sendo este o parâmetro da geometria que tem maior influência no valor da área relativa das nervuras transversais;
- 3) A influência do betão na tensão de aderência está patente nos

resultados obtidos para as duas misturas ecológicas (LBC75 e LBC125), mas concluiu-se que a resistência do betão à compressão não é o único fator que influencia o fenómeno de aderência entre os dois materiais. De facto, a compacidade parece influenciar igualmente a tensão de aderência e, por isso, é um parâmetro a ter em consideração em análises futuras, pois misturas com maior compacidade têm uma matriz mais densa e provocam um maior interbloqueio nas nervuras dos varões. Obtiveram-se valores da tensão de aderência máxima muito semelhantes para as misturas LBC75 e C250, com resistência à compressão de 21 e 38 MPa, respetivamente;

- 4) Comparando os resultados obtidos com os propostos pelo fib MC2010 [2], pode afirmar-se que existem diferenças significativas entre ambos, o que reforça a necessidade de reformulação deste, para ter em conta os outros parâmetros referidos, como a área relativa de nervuras transversais e a compacidade da mistura.

Pretende-se aprofundar o estudo sobre a influência da compacidade no valor da tensão de aderência máxima e assim propor uma expressão modificada com base na do fib MC2010 [2] e que seja influenciada por este parâmetro. Está assim prevista a realização de ensaios de arrancamento em misturas com compacidade entre 0,81 e 0,86.

## Agradecimentos

Pela sua contribuição, os autores agradecem ao ISEC, por fornecer todos os materiais necessários à realização das misturas de betão das diferentes fases da campanha experimental, e ao LNEC por disponibilizar os meios para realizar o presente estudo.

## Referências

- [1] NP EN 206-1. – Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade, 2007.
- [2] Model Code 2010 – Final draft - Volume 1, Int. Fed. Struct. Concr., 2012.
- [3] Fennis, S. A. A. M. – *Design of Ecological Concrete by Particle Packing Optimization*, 2011.
- [4] Costa, A.; Appleton, J. – *Estruturas de Betão I: Parte 2 – Materiais*, 2002.
- [5] Fennis, S. A. A. M.; Walraven J. C.; Den Uijl, J. A. – "The use of particle packing models to design ecological concrete", *Heron*, vol. 54, no. 2, pp. 183-202, 2009.
- [6] Proske, T.; Hainer, S.; Rezvani, M.; Graubner C.-A. – "Eco-friendly concretes with reduced water and cement content – Mix design principles and application in practice", *Constr. Build. Mater*, 2014.
- [7] Fennis, S. A. A. M.; Walraven, J. C. – "Using particle packing technology for sustainable concrete mixture design", *Heron*, vol. 57, no. 2, pp. 73-101, 2012.
- [8] Fennis, S. A. A. M.; Grunewald, S.; Walraven, J. C.; Den Uijl, J.A. – *Influence of particle packing density on the rheology of low cement content concrete*, pp. 455-457, 2012.

- [9] Fennis S. A. A. M.; Walraven, J. C.; Den Uijl, J.A. – "Compaction-interaction packing model: regarding the effect of fillers in concrete mixture design", *Mater. Struct.*, pp. 463–478, 2012.
- [10] Coutinho, A. de S. – *Fabrico e Propriedades do Betão*. LNEC, 1988.
- [11] Fernandes, R. – *A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto*, 2000.
- [12] Louro, A. – *Caracterização da aderência de varões nervurados sujeitos a ações repetidas e alternadas*, 2014.
- [13] EN 1992-1-1 – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.
- [14] Louro, S. A. C. – *Estudo da aderência aço – betão em elementos estruturais de BA*, 2011.
- [15] André, J.; Pipa, M. – *Influência na aderência aço-betão da alteração local da configuração geométrica das nervuras de armaduras de aço*, pp. 1-12, 2010.
- [16] CEB-FIP - Model Code 1990 – Design Code, 1993.
- [17] Gavilán, S.E.; Silva, B. do V.; Filho, L. C. P. da S.; Barbosa, M. P. – *Ensayo de arrancamiento, relación recubrimiento-diámetro de barras para evitar el efecto splitting*, 2014.
- [18] Muttoni, A.; Ruiz, M. F. – *Influence of geometric, strain and size effects on bond in structural concrete*, pp. 15-21, 2012.
- [19] Lourenço, J.; Júlio, E.; Maranha, P. – *Betões de agregados leves de argila expandida - Guia para a sua utilização*, pp. 11-81, 2004.
- [20] Louro, A. – *Comportamento de vigas de betão armado com aço inoxidável*, pp. 9-30, 2008.
- [21] EN 10080 – Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel, 2005.
- [22] RILEM-recommendation – RC 6 Bond test for reinforcement steel – 2. Pull-out test, 1983.
- [23] NP EN 12350-2 – Ensaio do betão fresco. Parte 2: Ensaio de abaixamento. IPQ: Instituto Português da Qualidade, 2002.
- [24] Alves, H. – *Formulação e caracterização mecânica de betões com baixa dosagem de cimento*, 2016.
- [25] LNEC E 460 – Varões de aço A500NR de Ductilidade Especial para Armaduras de Betão Armado. Características, Ensaio e Marcação, 2002.
- [26] Burke, S. – *Missing Values, Outliers, Robust Statistics & Non-parametric Methods*, pp. 19-24, 2005.

# Reforço ao punçoamento de lajes fungiformes com lâmina complementar de betão

Punching strengthening of flat slabs with overlaid reinforced concrete

Hugo Fernandes  
Válter Lúcio  
António Ramos

## Resumo

A aplicação de uma nova camada de betão na face tracionada é uma solução de reforço económica e eficiente, em serviço e para estados limites últimos de resistência ao punçoamento e à flexão. O elevado gradiente de tensões na zona de punçoamento, juntamente com o carácter frágil de uma rotura desta natureza, aumenta o risco de descolamento da nova camada de betão de reforço. Este aspeto onera a importância das armaduras que cruzam a interface entre as duas camadas de betão, e que garantem a transmissão das forças entre camadas e a integridade estrutural. Este trabalho visa apresentar o estudo experimental realizado sobre modelos de laje fungiforme reforçados com uma nova camada de betão na face superior, a comparação dos resultados com diversas normas em vigor e a validação de um modelo numérico com base nos resultados experimentais, com recurso ao software de análise não-linear ATENA 3D®.

## Abstract

Applying a new reinforced concrete layer overlaid on the tensile face is an economic and efficient strengthening solution for both serviceability and ultimate limit state of flat slabs. The high stress gradient at the supports, along with the brittle nature of the punching phenomenon, can affect the debonding of the new layer. Such behaviour exacerbates the role of the interface reinforcement responsible for stress transfer and the structural integrity of the strengthened element. This work presents the experimental campaign of slab specimens strengthened with overlaid RC, with comparison to current design codes, and validation of a numerical model implemented with nonlinear analysis software ATENA 3D®.

**Palavras-chave:** Reforço de lajes ao punçoamento / Betão armado / Aderência betão-betão / Análise experimental / Modelação numérica

**Keywords:** Punching strengthening / Reinforced concrete / Concrete-to-concrete bond / Experimental analysis / Numerical modelling

## Hugo Fernandes

Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia  
Universidade Nova de Lisboa  
Caparica, Portugal  
hdpfernandes@fct.unl.pt

## Válter Lúcio

CERIS/ICIST, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia  
Universidade Nova de Lisboa  
Caparica, Portugal  
vjgl@fct.unl.pt

## António Ramos

CERIS/ICIST, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia  
Universidade Nova de Lisboa  
Caparica, Portugal  
ampr@fct.unl.pt

### Aviso legal

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

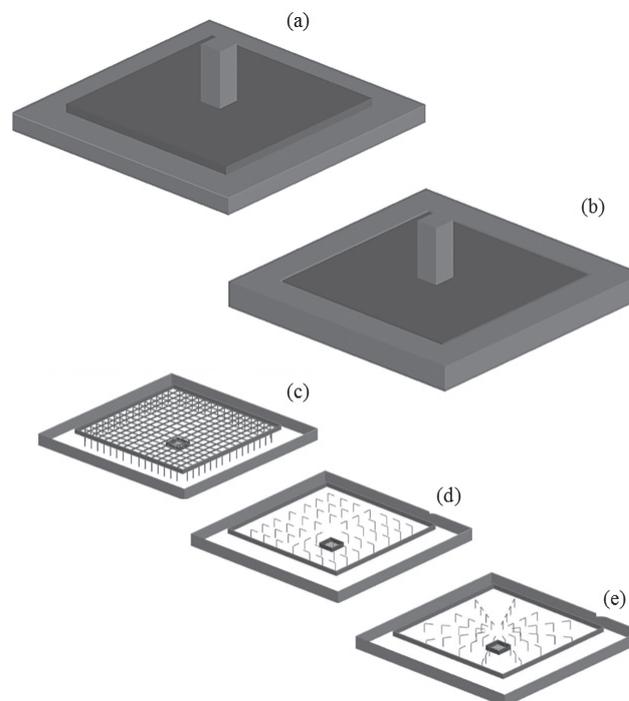
### Legal notice

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

FERNANDES, H. [et al.] – Reforço ao punçoamento de lajes fungiformes com lâmina complementar de betão. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 63-72.

## 1 Introdução

O uso alargado de lajes fungiformes como solução construtiva em estruturas levou a que se desenvolvessem métodos de reforço estrutural e/ou reabilitação do espaço para uma finalidade diferente da projetada inicialmente. As técnicas de reforço mais comuns da ligação laje-pilar consistem na construção de capitéis na face inferior da laje, em betão armado em estrutura de aço, colocação de armadura de punçoamento “pós-instalada” atravessando a espessura da laje na vertical ou inclinada, reforço das armaduras longitudinais superiores com chapas de aço ou fibras de carbono coladas na face superior, ou na adição de uma camada de betão armado na face superior da laje *concrete overlay*, com (Figura 1(a)) ou sem (Figura 1 (b)) aumento da espessura da laje. Esta camada de betão inclui uma malha de armaduras longitudinais que contribui para um aumento da resistência à flexão e ao punçoamento.



**Figura 1** Aplicação da nova camada de betão e armadura da ligação betão-betão

A vantagem prática da solução que consiste na adição de uma camada de betão armado na face superior da laje reside na utilização de materiais compatíveis com a base existente e cuja aplicação na face superior da laje existente é simples, do ponto de vista da preparação da superfície, da montagem da armadura e da betonagem, e ainda porque dispensa cofragem e escoramento. De modo a garantir que as armaduras da nova camada de betão sejam eficientes para efeitos do reforço ao punçoamento, a área de reforço deve compreender, no mínimo, os limites da superfície de rotura por punçoamento, adicionados do comprimento de ancoragem das armaduras longitudinais. Estas podem inclusive ser ancoradas na laje existente, como ilustrado na Figura 1 (c), funcionando

como armadura que cruza a interface entre os dois betões. As tensões geradas na interface entre os dois betões, particularmente na extremidade da camada de betão de reforço, podem causar o descolamento do *overlay* [1]. A ancoragem da extremidade das armaduras longitudinais no betão de base permite controlar a abertura da interface.

O requisito mais importante a verificar na aplicação desta técnica de reforço é a boa interação da ligação betão-betão, para que, por aderência, seja garantida a transmissão de esforços entre camadas. O comportamento e a capacidade resistente desta ligação tem sido analisado em soluções de reforço de estruturas, com ênfase na interface entre camadas [2, 3], dado que esta pode condicionar o comportamento de toda a estrutura. Dado que o mecanismo resistente que garante a integridade da interface é a aderência entre camadas, a rotura da ligação por descolamento da nova camada de betão deve ser controlada de modo a evitar uma rotura frágil [4]. O comportamento da ligação deve então ser melhorado, recorrendo, para além da ancoragem da extremidade da armadura longitudinal, a armadura pós-instalada cruzando a interface (ferrolhos). Uma superfície rugosa ou muito rugosa é a preparação recomendada para a superfície da estrutura existente, dado que promove o interbloqueamento das duas camadas e solicita as armaduras que cruzam a interface. Os ferrolhos devem ser distribuídos na interface, como ilustrado na Figura 1 (d) e (e). A pormenorização destas armaduras pode ainda ser combinada com a pormenorização de armadura específica de punçoamento.

Para a análise numérica que se apresenta neste trabalho foram contabilizados os parâmetros que caracterizam a interface, bem como as armaduras que a cruzam e o modo como estão ancoradas. A rigidez da interface é o principal parâmetro que condiciona o descolamento das camadas. A mesma está diretamente relacionada com a energia de fratura da ligação e com a resistência à tração do betão menos resistente. A rotura da interface pode ser modelada com o critério de Mohr-Coulomb com tração truncada [5]. Este limite condiciona a aderência da interface e permite determinar parâmetros relevantes das superfícies em contacto tais como a coesão e o coeficiente de atrito da ligação.

## 2 Programa experimental

### 2.1 Definição dos modelos experimentais

O programa experimental realizado para analisar a *performance* desta técnica de reforço consistiu no ensaio de quatro lajes fungiformes à escala reduzida reforçadas com uma nova camada de betão na face superior da ligação pilar-laje:

SQ-REF – modelo de referência apenas com preparação de superfície e nova camada de betão, sem armadura a cruzar a interface;

SQ-STC – modelo com ferrolhos distribuídos na interface, ancorados com *grout* 80 mm na laje do substrato;

SQ-ANC – modelo com as armaduras longitudinais ancoradas com *grout* 80 mm na zona limite da nova camada de betão;

SQ-STANC – modelo que combina todas as características anteriores.

As dimensões dos modelos de laje à escala reduzida compreenderam uma camada de substrato com uma área de 2300 x 2300 mm<sup>2</sup> e 150 mm de espessura, armadas com varões de 16 mm de diâmetro espaçados de 100 mm em cada direção, como ilustrado na Figura 2 (a). Estes modelos foram reforçados com uma nova camada de betão aplicada na face superior do substrato, com uma área de 1700 x 1700 mm<sup>2</sup> e 60 mm de espessura, armada com pares de varões de 10 mm, também espaçados de 100 mm em cada direção (Figura 2 (b)). Estas dimensões permitiram uma área de reforço suficiente para a ancoragem das armaduras longitudinais fora da superfície de rotura por punçoamento, um recobrimento e espaçamento mínimo até à superfície do substrato, que garantem a aderência das armaduras ao betão.

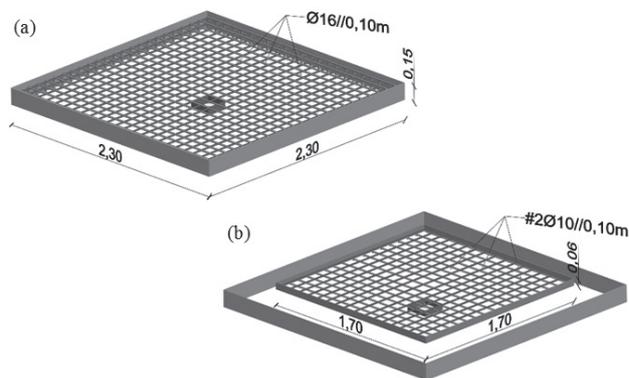


Figura 2 Geometria e pormenorização das armaduras longitudinais dos substratos (a) e da camada de reforço (b)

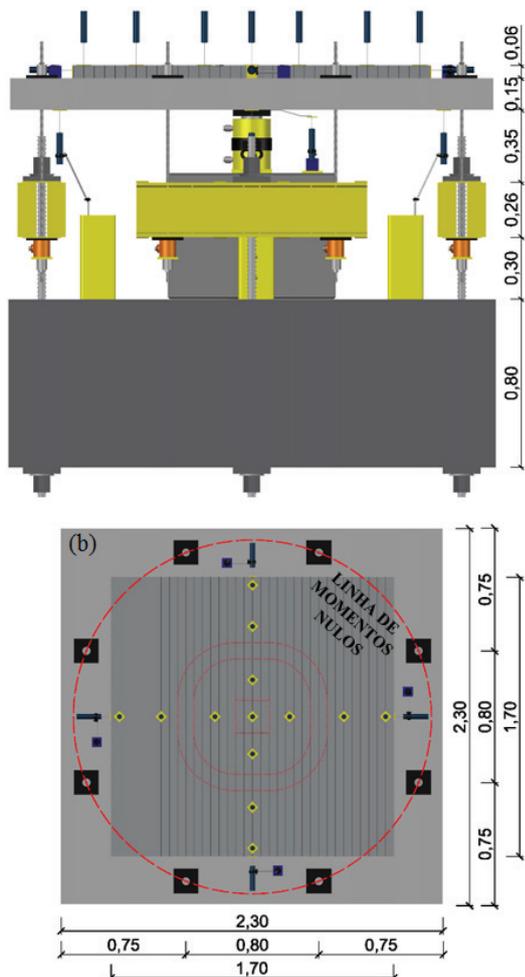
A preparação da superfície do substrato foi realizada com recurso a martelo elétrico e ponteiro de aço, com a preocupação de não exceder os 10 mm de profundidade, protegendo as armaduras longitudinais do substrato. Esta técnica confere à superfície uma rugosidade elevada, não obstante a consequente fendilhação resultante da percussão do martelo. A rugosidade da superfície de contacto é um dos principais fatores na aderência betão-betão, responsável pela adesão, interbloqueamento e solicitação das armaduras que a cruzam [6, 7]. Pretendia-se com esta preparação uma rugosidade média de cerca de 3,0 mm, característica de superfícies rugosas a muito rugosas, desejável na ligação entre betões de diferentes idades.

### 2.2 Sistema de ensaio

O sistema utilizado nos ensaios monotónicos de punçoamento, ilustrado na Figura 3, consistiu no carregamento centrado dos modelos de laje através de um macaco hidráulico com capacidade para 1000 kN. No contacto deste com a laje recorreu-se a chapa metálica com 200 x 200 mm<sup>2</sup>, tendo as condições de fronteira cinemáticas sido garantidas por oito chapas com 100 x 100 mm<sup>2</sup>, dispostas tangencialmente na linha teórica de momentos nulos (Figura 3 (a)).

A transmissão da carga para a laje de reação do laboratório foi realizada por um sistema de cordões de aço e varões de aço de alta resistência, com 15,2 mm e 40 mm respetivamente, entrepostos

por perfis compostos com 220 mm de altura. A carga foi medida com recurso a oito células de carga com 200 kN de capacidade e a deformação dos modelos medida com recurso a defletómetros com 100 mm de curso, exceto na linha de momentos nulos onde se recorreu a defletómetros com 50 mm de curso para medição do deslocamento. O deslocamento horizontal relativo entre as duas camadas de betão foi registado com defletómetros com 50 mm de curso. As extensões nos varões, de ambas as camadas, próximos dos eixos foram calculadas com recurso a extensómetros. A aquisição de dados foi realizada com o *dataloggers* HBM® Spider8 e UPM100, e o *software* Catman V6.0.



**Figura 3** Esquema do sistema de ensaio de punçoamento centrado

## 2.3 Caracterização dos materiais

Foram realizados ensaios para caracterização dos materiais constituintes dos modelos: armadura longitudinal, betões das duas camadas, *grout* utilizado de ancoragem da armadura que cruza a interface, e resistência à tração da ligação betão-betão. As resistências à compressão ( $f_{c,cub}$ ) e à tração por compressão diametral ( $f_{t,sp}$ ) foram avaliadas para os betões das duas camadas. A resistência à tração da ligação ( $\sigma_{pull-off}$ ) foi avaliada através de ensaios de arrancamento de prismas de betão com dimensões 150 x 150 x 60 mm<sup>3</sup>. Os resultados são apresentados no Quadro I.

**Quadro I** Resistência à compressão, aderência da ligação betão-betão, e tração por compressão diametral

[MPa]	SQ-REF	SQ-STC	SQ-ANC	SQ-STANC	
Substrato	$f_{c,cub}$	32,8	26,4	34,8	25,6
	$f_{t,sp}$	2,9	2,6	3,0	2,3
Interface	$\sigma_{pull-off}$	0,85	1,04	0,82	0,80
Overlay	$f_{c,cub}$	36,9	34,3	37,2	39,3
	$f_{t,sp}$	2,9	3,2	2,6	2,8

A resistência à compressão e à tração por flexão do *grout* para ancoragem das armaduras que cruzam a interface foram aferidas em provetes com dimensões 40 x 40 x 160 mm<sup>3</sup>. A tensão de aderência na ancoragem de armaduras foi aferida através do ensaio de arrancamento de varões com o mesmo comprimento de ancoragem dos aplicados nos modelos de laje (80 mm), em furos com pelo menos o dobro do diâmetro dos varões. Resultaram então os valores de 78,8 MPa e 9,7 MPa, respetivamente para as resistências à compressão e tração por flexão do *grout*, e 16,2 MPa para a tensão de aderência na ancoragem de armaduras.

## 2.4 Modos de rotura dos modelos experimentais

Os modos de rotura dos modelos consistiram no descolamento da camada de reforço para as lajes SQ REF e SQ-ANC, com posterior punçoamento. No modelo SQ-REF a rotura por punçoamento ocorreu apenas no substrato, enquanto no modelo SQ-ANC a rotura por punçoamento ocorreu nas duas camadas em conjunto, como mostra a Figura 4.

Nos modelos SQ-STC e SQ-STANC, os ferrolhos distribuídos na interface permitiram que não houvesse o descolamento da camada de reforço até à rotura por punçoamento, como mostra a Figura 5. Note-se que o dano observado na face superior dos modelos não atingiu as extremidades da camada de reforço.



Figura 4 Rotura e pormenor da interface dos modelos SQ-REF (esquerda) e SQ-ANC (direita)



Figura 5 Rotura e pormenor da interface dos modelos SQ-STC e SQ-STANC

### 3 Análise numérica

#### 3.1 Definição dos modelos numéricos

A análise numérica por elementos finitos foi realizada recorrendo a *software* de análise não-linear ATENA 3D®. Na Figura 6 é ilustrado um exemplo dos macroelementos do tipo *brick* utilizados, seccionando a geometria em prismas regulares e usando a dupla simetria para modelar apenas um quarto dos modelos experimentais, reduzindo assim o esforço computacional.

Para definição do betão foi usado o modelo constitutivo SBETA, que permite comportamento não linear em compressão, deformações plásticas (*strain softening/hardening*), fendilhação, endurecimento do material (*tension stiffening*), modelação FCM (*fixed crack modelling*) e RCM (*rotated crack modelling*). As armaduras foram modeladas por elementos lineares (Figura 6) e comportamento bilinear. A área de contacto entre camadas de betão foi caracterizada em termos de rigidez, coesão e resistência à tração, considerando para a primeira o troço ascendente ilustrado na Figura 7 [8].

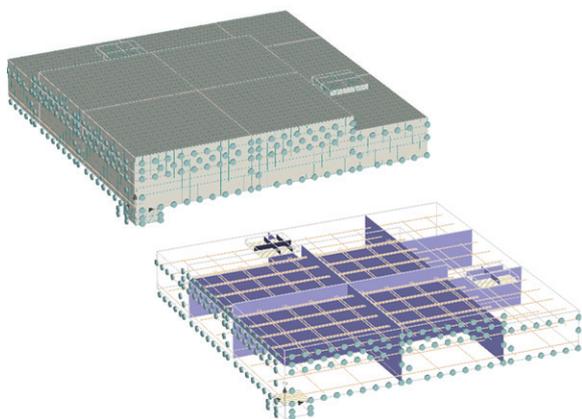


Figura 6 Geometria dos macroelementos e pormenor dos apoios e armaduras

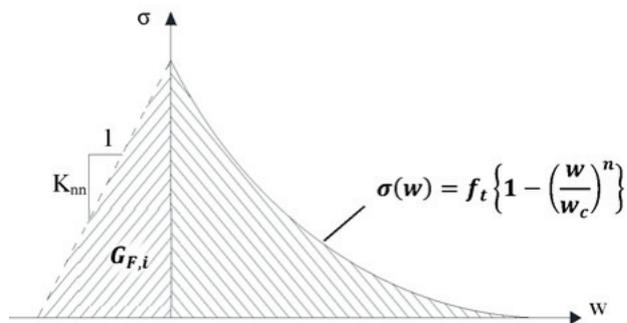


Figura 7 Relação entre tensão normal (ou tangencial) e abertura de fenda (ou deslizamento)

#### 3.2 Modos de rotura dos modelos numéricos

Analisando os modos de rotura dos modelos numéricos é possível observar a fendilhação concentrada na zona do cone de punçoamento (Figura 8) para apenas o substrato e para um modelo reforçado. Neste último modelo é possível observar a descontinuidade das fendas quando estas atingem a interface (Figura 8).

No modelo reforçado, os diagramas das tensões tangenciais  $\tau_{xz}$  e  $\tau_{yz}$  nos eixos de simetria da secção composta apresentam uma elevada concentração na zona do cone de punçoamento (Figura 9), desde a face do pilar até ao nível da interface, podendo este fenómeno ser justificado pela dissipação de energia resultante da descontinuidade.

Analisando as tensões ao nível da interface é possível observar um perímetro de concentração de tensões normais de tração coincidente com o perímetro de controlo do punçoamento (Figura 10, esquerda). Este delimita a zona comprimida pela escora do mecanismo de punçoamento, coerente com a descontinuidade e rotação de corpo rígido resultante da fenda de punçoamento. As tensões horizontais são reduzidas no perímetro de controlo do punçoamento, surgindo depois deste devido às deformações relativas superiores fora deste perímetro (Figura 10, direita).

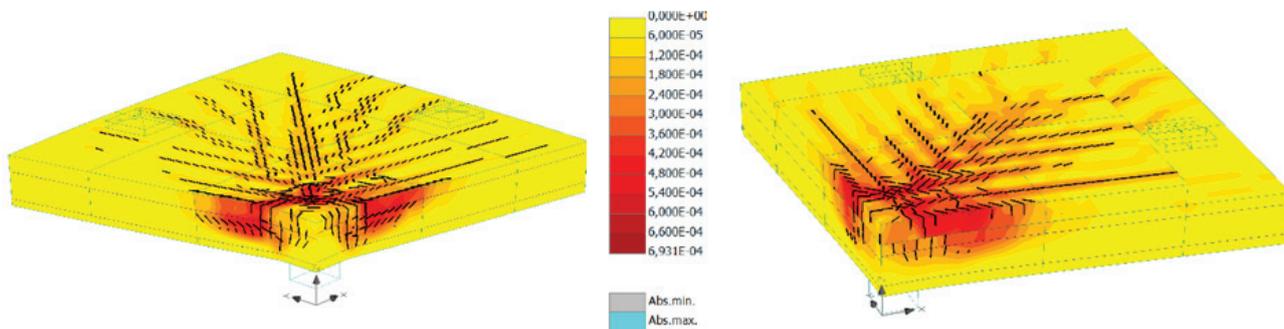


Figura 8 Fendilhação na rotura dos modelos numéricos do substrato (esquerda) e de um modelo reforçado (direita) – abertura de fenda em mm

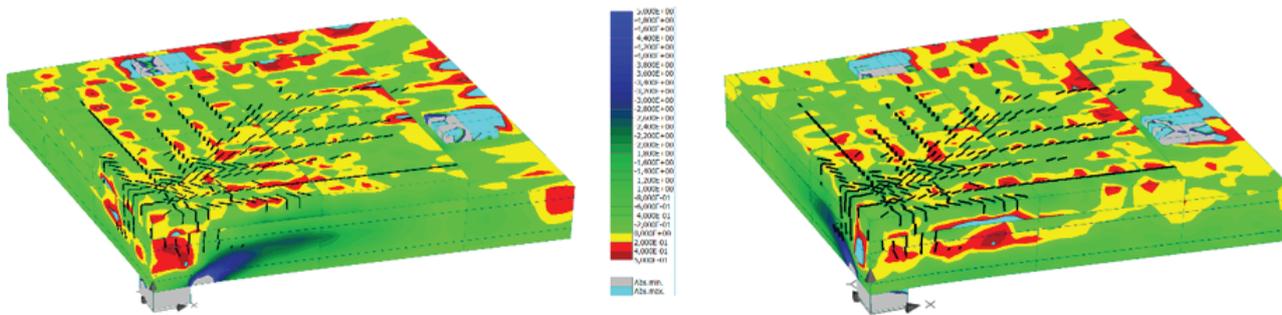


Figura 9 Tensões tangenciais nos modelos reforçados:  $\tau_{xz}$  (esquerda) e  $\tau_{yz}$  (direita) – tensões em MPa

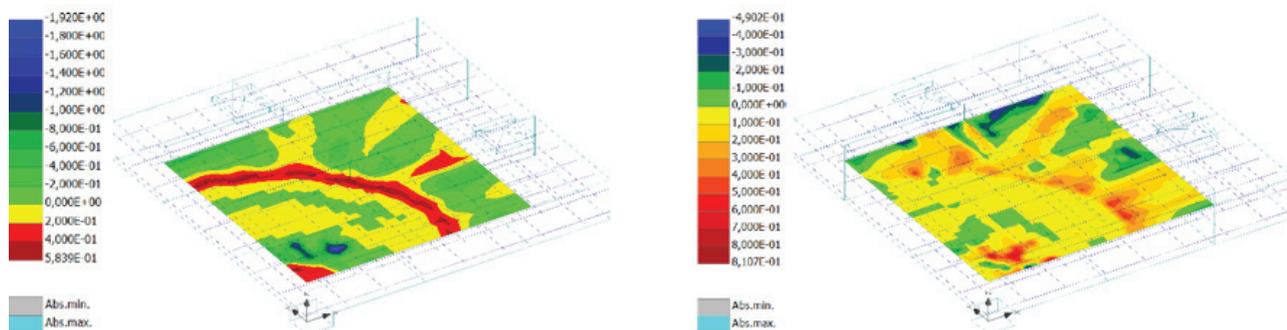


Figura 10 Tensões ortogonais (esquerda) e tangenciais (direita) na interface do modelo reforçado – tensões em MPa

#### 4 Resultados

Todos os modelos foram carregados monotonicamente até à rotura, os experimentais por controlo de força e os numéricos por controlo de deslocamento. Na Figura 11 apresentam-se as curvas experimentais e numéricas da relação carga-deformação para cada modelo de laje.

É possível observar uma boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos, particularmente para o comportamento dos modelos em que ocorreu o descolamento da interface (SQ-REF e SQ-ANC), tendo sido considerados na modelação os valores médios de resistência do betão para cada camada. Considerando a previsão da carga de rotura pelo MC 2010 [9] para o substrato, o maior incremento de carga ocorreu para os modelos com ferrolhos

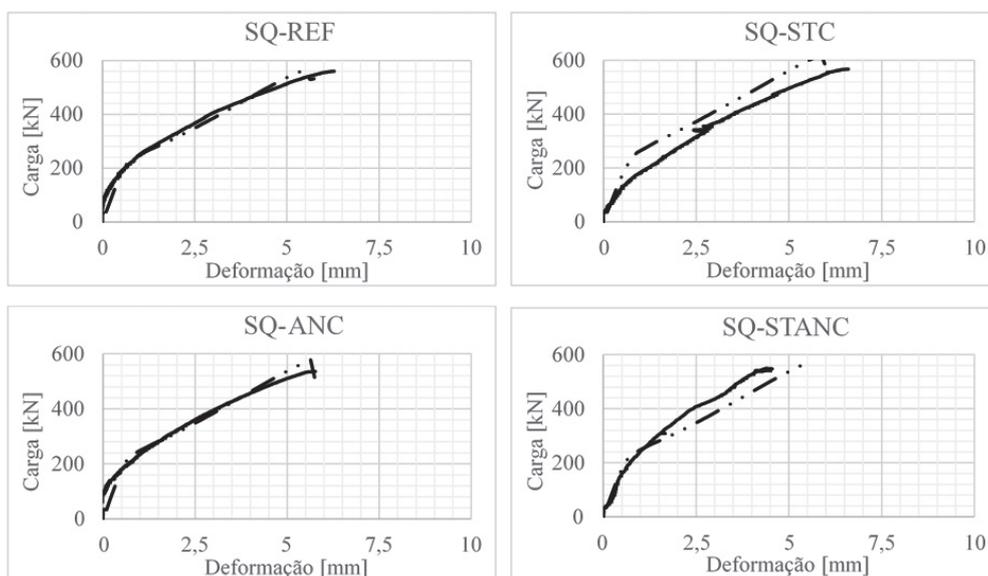
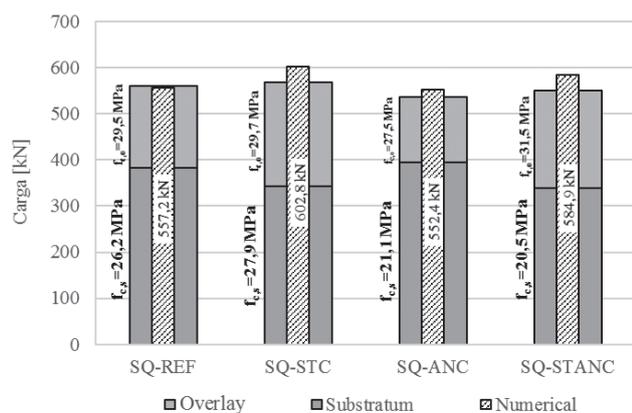


Figura 11 Relação carga-deformação no centro de cada modelo: Experimental (—) e Numérico (—••)

distribuídos ao longo da interface (SQ-STC e SQ-STANC), como ilustrado na Figura 12.



**Figura 12** Cargas de rotura: medidas experimentalmente, estimadas numericamente, e resistência do substrato segundo o MC2010

As cargas de rotura dos modelos foram comparadas com as previsões de resistência ao punçoamento do MC 2010 [9] e do Eurocódigo 2 [10], sem armadura específica de punçoamento. A previsão Eurocódigo 2 [10] possui uma base empírica para dimensionamento de ligações pilar-laje, calculada de acordo com a Equação (1).

$$V_{Rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} u_l d \geq v_{min} u_l d \quad (1)$$

A resistência ao punçoamento do MC 2010 [9] difere do Eurocódigo 2 [10] por se basear num modelo físico (Critical Shear Crack Theory – CSCT), onde a rotação da laje  $\psi$  é contabilizada na previsão da carga de rotura, de acordo com a Equação (2).

$$\frac{V_{Rd}}{b_0 d \sqrt{f_{ck}}} = \frac{3/4}{1 + \frac{15 \psi d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2)$$

**Quadro II** Cargas de punçoamento: experimental, numéicae segundo o EC2 e MC2010

	Substrato			Modelos reforçados					
	EC2 [kN]	MC2010 [kN]	Experimental [kN]	EC2 [kN]	EXP/EC2 [-]	MC2010 [kN]	EXP/MC2010 [-]	ATENA [kN]	EXP/ATENA [-]
SQ-REF	382,6	363,4	559,8	566,4	0,99	580,5	0,96	557,2	1,00
SQ-STC	343,1	337,9	567,6	526,7	1,08	520,6	1,09	602,8	0,94
SQ-ANC	394,5	370,9	535,8	578,1	0,93	598,6	0,90	552,4	0,97
SQ-STANC	338,4	334,9	549,8	522,0	1,05	513,5	1,07	584,9	0,94

Para utilizar estas expressões foi necessário determinar uma altura útil equivalente ( $d_{eq}$ ) que tenha em consideração a posição das armaduras longitudinais do substrato ( $d_{sub}$ ) e do overlay ( $d_{olay}$ ):

$$d_{eq} = \frac{d_{sub} \cdot A_{s,s} + d_{olay} \cdot A_{s,o}}{A_{s,s} + A_{s,o}} \quad (3)$$

Considerando a altura útil equivalente assim estimada, que é, aproximadamente, 0,14 m, a carga de punçoamento calculada de acordo com as duas normas, e obtida numericamente, é comparada com a carga experimental no Quadro II, considerando para o MC 2010 o nível de aproximação III. A estimativa, segundo as duas normas, da resistência do substrato também é apresentada.

## 5 Conclusões

Os resultados apresentados permitiram aferir a *performance* de lajes fungiformes reforçadas na ligação pilar-laje com uma nova camada de betão aplicada na face tracionada. Obteve-se um incremento de carga da ordem dos 60-65% quando é usada armadura distribuída (ferrolhos) e a cruzar a interface (modelos SQ-STC e SQ-STANC). Apesar de a solução SQ-ANC ter apresentado um incremento menor de carga em relação à resistência da laje original (substrato) esta solução também é eficiente dado que controla a delaminação do reforço.

A carga de punçoamento calculada de acordo com o MC2010 resultou mais conservativa do que a obtida com o EC2 para os substratos e para os modelos onde não houve descolamento do overlay.

Os resultados obtidos numericamente, depois de calibrados com os resultados experimentais, permitem analisar a distribuição de tensões nos modelos, nomeadamente na interface entre as camadas de betão. A diferença máxima de 6% entre as duas cargas de rotura numérica e experimental, registada para os modelos com armadura distribuída ao longo da interface (SQ-STC e SQ-STANC), atesta a boa correlação entre os resultados.

Para uma caracterização completa da *performance* do reforço de lajes fungiformes reforçadas com uma nova camada de betão armado na zona tracionada, são necessários mais ensaios experimentais e modelações numéricas onde se variem as geometrias das camadas, quantidades de armadura, diferentes preparações da superfície e pormenorização das armaduras que cruzam a interface. Um dos principais parâmetros que condicionam esta técnica de reforço é a área da camada de reforço, que deve ser otimizada para a menor área que garanta todas as vantagens da sua aplicação na ligação pilar-laje de lajes fungiformes. A modelação numérica também deve ser continuada, calibrando e adequando a resposta dos modelos numéricos aos resultados experimentais.

## Agradecimentos

Este trabalho teve o apoio da Fundação para a Ciência e a Tecnologia – Ministério da Ciência, Tecnologia e Ensino Superior através do projeto EXPL/ECM – EST/1371/2013 e da bolsa de doutoramento SFRH/BD/89505/2012. Os autores reconhecem também as contribuições da CONCREMAT SA, da SIKA AG e da HILTI Lda., na conceção dos modelos experimentais e fornecimento dos agentes de aderência para selagem dos varões e colagem das chapas nos ensaios de arrancamento.

## Referências

- [1] Bissonnette, B.; Courard, L.; Fowler, D.; Granju, J. – "Bonded cement based material overlays for the repair, the lining or the strengthening of slabs or pavements". State-of-the-art report of the RILEM Technical Committee 193-RLS, 2011.
- [2] Randl, N. – "Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010". *Structural Concrete*, 14:230-41, 2013.
- [3] Santos, P.; Júlio, E. – "Interface shear transfer on composite concrete members". *ACI Structural Journal*, 111:113-21, 2014.
- [4] Júlio, E.; Branco, F.; Silva, V.; Lourenço, J. – "Influence of added concrete compressive strength on adhesion to an existing concrete substrate". *Building Environment*, 41:1934-9, 2006.
- [5] Červenka, J.; Chandra, K.; Saouma, V. – "Mixed mode fracture of cementitious bimaterial interfaces". *Engineering Fracture Mechanics*, 60:95-107, 1998.
- [6] Santos, P.; Júlio, E. – "A state-of-the-art review on roughness quantification methods for concrete surfaces". *Construction Building Materials*, 38:912-23, 2013.
- [7] Perez, F.; Morency, M.; Bissonnette, B. – "Correlation between the roughness of the substrate surface and the debonding risk". *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*, 949-56, 2009.
- [8] Reinhardt, H. – "Crack softening zone in plain concrete under static loading". *Cement Concrete Research*, 15:42-52, 1985.
- [9] fib – Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn, 434p., 2013.
- [10] IPQ – Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, 2010.



# Dimensionamento de armaduras mínimas em lajes restringidas considerando a interação solo-estrutura

## Design of minimum reinforcement for restrained slabs considering soil-structure interaction

Carlos Sousa  
Rui Faria  
Emanuel Felisberto

### Resumo

O controlo da fissuração, em lajes restringidas, conduz frequentemente a uma armadura requerida superior àquela que é necessária para a verificação dos estados limites últimos. Diversos estudos têm sido realizados sobre este tema, considerando os efeitos combinados das deformações impostas restringidas e das ações gravíticas. Tais trabalhos incidem geralmente sobre a análise de lajes em que a restrição à sua deformação axial é muito severa, impedindo o movimento das extremidades da laje em estudo. Sabe-se que, em numerosas situações práticas, essa restrição é na realidade mais ligeira. Neste contexto, o artigo apresenta o estudo de uma estrutura apoiada através de fundações diretas em solo residual do granito, avaliando-se o modo como a interação entre o solo e a estrutura contribui para diminuir a restrição à deformação axial de lajes. Recorre-se a análises não-lineares, com modelos de elementos finitos de fissuração distribuída para o betão.

### Abstract

Crack control, in restrained slabs, frequently leads to a required reinforcement greater than the one needed for ultimate limit state verifications. Several studies have been devoted to this topic, considering the combined effects of restrained imposed deformations and vertical loads. In general, these works focus on the analysis of severely restrained slabs, in which the horizontal movement is totally prevented at their extremities. It is well known that in numerous practical applications the restraint is, in reality, lighter. In this context, the article presents the analysis of a structure supported by direct foundations in a soil from residual granite. Influence of soil-structure interaction, and of the inherent relaxation of the restraint to the slabs' axial deformation, are assessed. The study is supported by nonlinear analyses, with finite element models where a distributed crack approach is adopted for concrete.

Palavras-chave: Fissuração / Retração / Fluência / Laje restringida / Análise não-linear

Keywords: Cracking / Shrinkage / Creep / Restrained slab / Nonlinear analysis

## Carlos Sousa

CONSTRUCT-LABEST  
Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto  
Porto, Portugal  
cfsousa@fe.up.pt

## Rui Faria

CONSTRUCT-LABEST  
Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto  
Porto, Portugal  
rfaria@fe.up.pt

## Emanuel Felisberto

CONSTRUCT-LABEST  
Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto  
Porto, Portugal  
emanuelandre@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.*

SOUSA, C. [et al.] – Dimensionamento de armaduras mínimas em lajes restringidas considerando a interação solo-estrutura. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 73-80.

## 1 Introdução

Têm sido realizados, recentemente, diversos trabalhos procurando desenvolver e melhorar os procedimentos para quantificação das armaduras mínimas que garantam o controlo da fissuração em lajes de edifícios onde as deformações por retração são restringidas por paredes rígidas [1-5]. Um dos objetivos desses trabalhos é o estabelecimento de recomendações práticas para o valor do esforço axial a considerar na determinação da abertura de fendas em estado limite de serviço. Essas recomendações práticas são importantes porque, por um lado, o valor do referido esforço axial influencia fortemente o valor da abertura de fendas em fase de serviço (e portanto a quantidade de armadura requerida para limitar a abertura de fendas a um dado valor regulamentar). Por outro lado, a determinação, caso a caso, desse esforço, recorrendo a análises detalhadas (análises não-lineares considerando o faseamento construtivo e os efeitos da fissuração) não é praticável em situações correntes de projeto.

O desenvolvimento de recomendações práticas de projeto tem então sido feito através de análises paramétricas não-lineares com modelos de elementos finitos, simulando o comportamento das lajes de edifícios com consideração dos efeitos da retração e fluência do betão, da fissuração e do faseamento construtivo. Mesmo tratando-se de análises detalhadas, há necessariamente simplificações envolvidas, nomeadamente na forma como são modelados os elementos que restringem a livre deformação das lajes (paredes e respetivas fundações, geralmente). Um dos aspetos que têm sido ignorados nos trabalhos já publicados é a interação solo-estrutura. No presente estudo avalia-se então a importância dessa interação, no contexto de análises não-lineares efetuadas com o software DIANA. Consideram-se dois cenários limite em termos de rigidez e resistência do solo de fundação: solo residual do granito e rocha medianamente alterada. Com base nos resultados obtidos, apresentam-se recomendações práticas para projeto.

## 2 Metodologia de análise

Recorre-se a análises não-lineares com elementos finitos, utilizando uma metodologia previamente validada para o estudo do comportamento a longo prazo de elementos laminares em betão armado (BA). Usa-se o software DIANA [6].

A estrutura em estudo (descrita com mais detalhe na secção 3) é um edifício com lajes maciças (com funcionamento bidirecional) apoiadas em vigas e muros de BA. A discretização é feita com elementos finitos de casca, quadrangulares, com 8 nós por elemento e 5 graus de liberdade por nó (3 translações e 2 rotações, não incluindo, portanto, a rotação em torno do eixo normal ao folheto médio da laje). Ao longo da espessura, cada elemento finito é integrado numericamente.

O aço é modelado através de elementos finitos de armadura embecida. O modelo constitutivo adotado para estes elementos reproduz um comportamento elástico-perfeitamente plástico.

O comportamento não-linear do betão em tração é simulado recorrendo ao conceito de fissuração distribuída. É assim possível combinar os efeitos de fissuração com a simulação da retração,

fluência, variação de temperatura e evolução do módulo de elasticidade [7]. Para isso, o modelo adotado envolve a decomposição de extensões do betão, isto é, o vetor das extensões totais é a soma do vetor das extensões correspondentes ao betão entre fissuras com o vetor das extensões relativas à própria abertura de fissuras. Neste trabalho são empregues modelos de múltiplas fendas fixas, que permitem a formação de mais do que uma fenda num mesmo ponto de integração, sendo que, após formada, uma fenda permanece com orientação inalterada. Apenas pode ocorrer mais do que uma fenda num mesmo ponto se o ângulo entre fendas for superior a um dado valor limite ( $60^\circ$  no presente trabalho). No betão que envolve as armaduras de tração (área efetiva de betão tracionado) é considerado o efeito de retenção de tensões de tração (*tension stiffening* na língua inglesa), que é uma consequência da aderência aço-betão. A área efetiva é quantificada de acordo com as prescrições do Eurocódigo 2 [8]. Foi adotado um diagrama de retenção de tensões multilinear, com tensão retida de valor constante ao longo da fase de fissuração estabilizada. Mais detalhes podem ser encontrados na referência [1].

É importante notar que o *fib Model Code* [9] apresenta uma abordagem para cálculo da abertura de fendas consistente com o procedimento de análise não-linear usado neste trabalho: a tensão de tração retida pelo betão assume um valor constante ao longo da fase de fissuração estabilizada (se não for atingida a cedência do aço) e é considerada a extensão livre de retração na quantificação da extensão relativa entre o aço e o betão.

A interação entre a estrutura e a fundação é simulada através de elementos finitos de interface, com comportamento não-linear. Com estes elementos pretende-se reproduzir os movimentos que ocorrem na base dos muros e pilares da estrutura em estudo. Recorde-se que se analisam neste trabalho construções com apoio direto no terreno, através de sapatas de fundação. O solo de fundação não é modelado explicitamente. Em vez disso, os referidos elementos de interface possuem propriedades elásticas que simulam a rigidez da fundação, quer para movimentos segundo a direção vertical (perpendicular portanto à base da sapata), quer para os movimentos horizontais. A rigidez para movimentos de rotação da sapata (em torno do seu eixo fraco) é também considerada. Além disso, o modelo de comportamento atribuído a estes elementos inclui uma envolvente de cedência de Mohr-Coulomb, que controla a possibilidade de deslizamento (num plano horizontal) e de levantamento da base do muro relativamente ao terreno de fundação. As propriedades consideradas para este modelo de comportamento são descritas na subsecção 3.2.

## 3 Caso de estudo

### 3.1 Geometria e ações

A estrutura em estudo é um edifício em BA com dimensões em planta de  $60 \times 32 \text{ m}^2$ , com um piso enterrado e seis pisos acima do solo. Na Figura 1 apresenta-se um quarto dessa planta, tomando partido das condições de simetria. As lajes são maciças e armadas em 2 direções, com 20 cm de espessura, apoiando-se em vigas de BA com 60 cm de altura total e pilares de secção quadrada. Os vãos

interiores são de 7,0 m, sendo os vãos junto à periferia de 5,5 m. Ao longo de todo o contorno da laje existe (entre a fundação e o nível da primeira laje acima do terreno) um muro em BA com 25 cm de espessura. Este muro apresenta uma altura de 3,4 m, medida entre os eixos da sapata e da laje. A sapata tem uma largura de 1,20 m.

O presente trabalho incide sobre o comportamento em serviço da primeira laje acima da fundação, por ser aquela onde são, geralmente, mais importantes os efeitos da restrição das deformações por retração. A armadura da laje consiste numa malha quadrada, com  $12 \text{ cm}^2/\text{m}$  na face superior e  $10 \text{ cm}^2/\text{m}$  na face inferior. A armadura dos muros consiste numa malha quadrada com  $13,5 \text{ cm}^2/\text{m}$  em cada face. Na análise considera-se que a distância entre a face do elemento em estudo e o eixo da armadura é de 31 mm no caso da laje e de 43 mm para os muros.

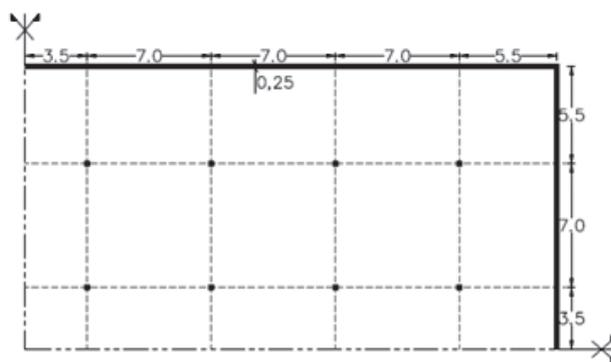


Figura 1 Representação da planta da laje em estudo (dimensões em metros)

O valor quase-permanente da ação gravítica aplicada à laje é o seu peso próprio acrescido de uma sobrecarga de  $3 \text{ kN/m}^2$ .

Na análise com elementos finitos, apenas é discretizada a estrutura até ao nível da laje em estudo [1]. A ação vertical devida aos pisos superiores é simulada através de uma carga linear, no topo dos muros, de  $250 \text{ kN/m}$  e uma força concentrada de  $3000 \text{ kN}$  aplicada no topo dos pilares.

### 3.2 Materiais

O Quadro I resume os valores considerados para as propriedades do betão e das armaduras.

Para a definição dos parâmetros que determinam a evolução das deformações por retração e fluência, considera-se uma humidade relativa média de 60%. Assume-se que não há perdas de humidade pela face do muro em contacto com o terreno. Na laje, considera-se que a cofragem é removida aos 28 dias. Simplificadamente, considera-se que a secagem começa, em média, 14 dias após a moldagem, o que corresponde a uma média entre: (i) início da secagem pela face superior após a betonagem; (ii) início da secagem pela face inferior após a remoção da cofragem.

Para o maciço de fundação, consideraram-se dois cenários: solo residual do granito com um grau de alteração W5 e um maciço rochoso com um grau de alteração W3. Usaram-se valores plausíveis para as suas propriedades (ver Quadro II), com base na referência

[10]. Através dessas propriedades, e recorrendo a um modelo de viga em apoio elástico, determinaram-se as rigidezes a atribuir aos elementos de interface na base dos muros (ver Quadro III).

**Quadro I** Propriedades materiais

Material	Propriedade	Valor
Betão	Resistência à compressão em cilindros (valor característico)	25 MPa
	Módulo de elasticidade secante	31 GPa
	Resistência à tração axial (valor médio)	2,6 MPa
	Coefficiente de dilatação térmica	$10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
	Coefficiente de Poisson	0,2
Aço	Tensão de cedência (valor característico)	500 MPa
	Módulo de elasticidade	200 GPa
	Coefficiente de dilatação térmica	$10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

**Quadro II** Características dos materiais de fundação

Propriedade	Solo	Rocha
Módulo de elasticidade, E	80 MPa	6000 MPa
Coefficiente de Poisson	0,35	0,20
Ângulo de atrito	38°	52°
Coesão	10 kPa	300 kPa
Ângulo de dilatância	5°	5°

**Quadro III** Rigidezes que simulam a deformabilidade do maciço de fundação

	Solo	Rocha
Rigidez vertical	$3,38 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$	$2,31 \times 10^6 \text{ kN/m}^3$
Rigidez horizontal (tangencial)	$2,95 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$	$2,17 \times 10^6 \text{ kN/m}^3$
Rigidez de rotação	$7,13 \times 10^3 \text{ kNm/rad}$	$4,89 \times 10^5 \text{ kNm/rad}$

### 3.3 Sequência de construção

A sequência de construção foi simulada na análise de acordo com o procedimento sumariado no Quadro IV.

**Quadro IV** Sequência de construção e de aplicação das cargas na análise

Fase	Evento	Tempo <sup>(1)</sup> [dias]
Ph1	Betonagem das sapatas	0
Ph2	Betonagem dos muros	28
Ph3	Betonagem da laje e das vigas	56
Ph4	Remoção da cofragem e escoramento da laje e vigas <sup>(2)</sup>	84
Ph5	Aplicação de 1/3 das ações transmitidas pelos pisos superiores	112
Ph6	Aplicação dos restantes 2/3 das ações transmitidas pelos pisos superiores e da sobrecarga no piso 1	168

Notas: <sup>(1)</sup>Tempo contado deste o início da construção.

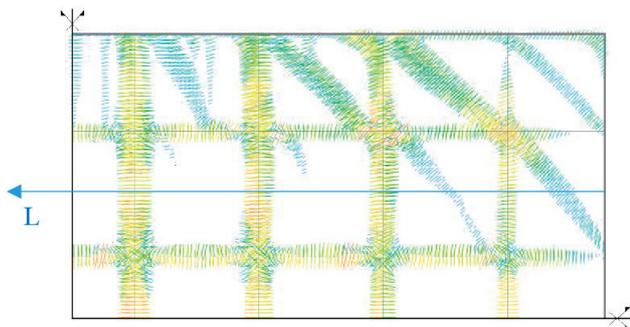
<sup>(2)</sup>A ação vertical correspondente ao peso próprio da laje e das vigas (no piso em estudo) é aplicada neste instante de tempo.

## 4 Resultados

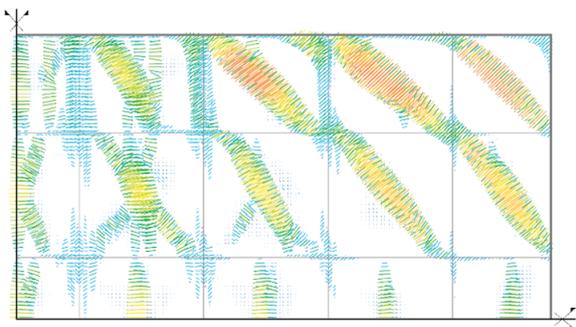
Nesta secção apresentam-se resultados das análises, para dois tipos de maciço de fundação (solo residual do granito ou maciço rochoso, com as propriedades apresentadas atrás). Além disso, os resultados destas análises são confrontados com simulações onde se impede qualquer movimento na base dos muros (apoios fixos). Na referência [1] podem ser encontrados detalhes adicionais sobre esta última simulação. Aí, é possível ver também a malha de elementos finitos utilizada na análise, assim como a variação ao longo do tempo do esforço axial instalado em pontos críticos da laje e a correspondente variação temporal da abertura de fendas. Foi possível concluir que as aberturas de fendas mais desfavoráveis ocorrem no final da análise (que foi realizada com incrementos de tempo até uma idade máxima de 30 anos após a primeira betonagem). Por isso, neste artigo apresentam-se apenas resultados para o último instante de tempo da análise. Não obstante, foi possível observar que após 5 anos de idade, aproximadamente, a evolução da abertura de fendas é muito pequena, em virtude da reduzida espessura dos elementos em estudo, que proporciona uma reduzida evolução da retração do betão após essa idade.

As Figuras 2 e 3 apresentam os padrões de fissuração nas faces superior e inferior da laje, respetivamente, no final da análise, para o cenário em que se considera que a fundação é em solo residual. Verifica-se que a área de laje onde ocorre fissuração é muito inferior (neste cenário) àquela onde existem fendas num cenário de cálculo

em que se considere apoios fixos na base dos muros (isto é, quando é ignorada a interação com o solo de fundação). O padrão de fissuração obtido para este último cenário de cálculo pode ser visto na referência [1].



**Figura 2** Padrão de fissuração na face superior da laje, para o cenário de fundação em solo. Fendas representadas por um vetor normal ao plano da fenda (um vetor por ponto de integração)



**Figura 3** Padrão de fissuração na face inferior da laje, para o cenário de fundação em solo. Fendas representadas por um vetor normal ao plano da fenda (um vetor por ponto de integração)

Por outro lado, a distribuição das fendas no cenário de cálculo em que se considera a interação com o maciço rochoso (com as propriedades indicadas no Quadro II é mais próxima da que ocorre na análise com apoios fixos.

É também possível avaliar a importância da restrição, conferida pelos muros, à deformação axial da laje. Essa restrição varia ao longo da superfície da laje. Na Figura 4 mostra-se então a deformação média, em cada vão, expressa em percentagem da deformação de uma laje não restringida por paredes ou muros (isto é, restringida apenas pelas armaduras embebidas na própria laje). Estes resultados correspondem ao cenário com fundação em solo, no final da análise (30 anos). As deformações apresentadas nesta figura são as que ocorrem segundo a direção paralela à maior dimensão da planta do edifício (direção horizontal nesta figura).

Uma laje não restringida teria então um resultado de 100% numa representação do tipo que é mostrado na Figura 4, enquanto um vão totalmente restringido conduziria a um resultado de 0% nessa

representação. Verifica-se na Figura 4 que há uma importante restrição do tipo conhecido, na literatura inglesa, por *edge restraint*. Essa é a restrição que o muro (e respetiva fundação) confere às deformações axiais da laje segundo a direção paralela ao próprio muro. É por causa desse tipo de restrição que as deformações representadas na Figura 4 diminuem da direita para a esquerda (à medida que aumenta a distância à extremidade do muro mais longo) e aumentam de cima para baixo (à medida que aumenta a distância a esse muro).

Por outro lado (conforme era expectável), a restrição à deformação da laje é bastante superior quando a fundação é em maciço rochoso, ou quando se consideram na análise apoios fixos na base dos muros [1].



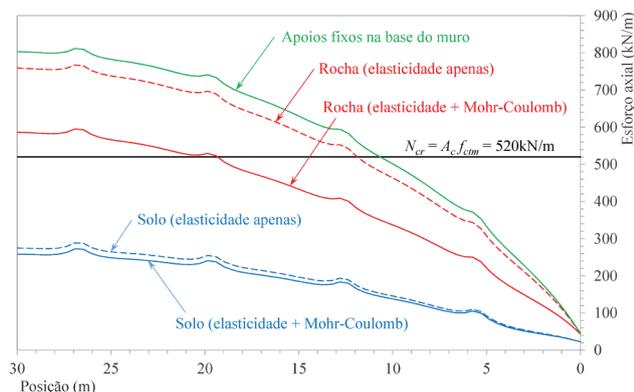
**Figura 4** Deformação axial média em cada vão, em percentagem da deformação de uma laje não restringida por paredes ou muros. Resultados para o cenário de fundação em solo

Conforme foi explicado na secção 1, o esforço axial instalado na laje é um resultado relevante deste tipo de análise. Nas Figuras 5 e 6 apresenta-se a variação desse esforço num alinhamento representativo da laje: o alinhamento L indicado na Figura 2. Apresenta-se o valor do esforço atuando segundo a direção paralela a esse eixo. Nessas figuras mostram-se os resultados para os dois cenários de fundação, assim como para uma análise em que se considera apoios fixos na base dos muros. Os resultados referem-se ao instante final da análise (30 anos).

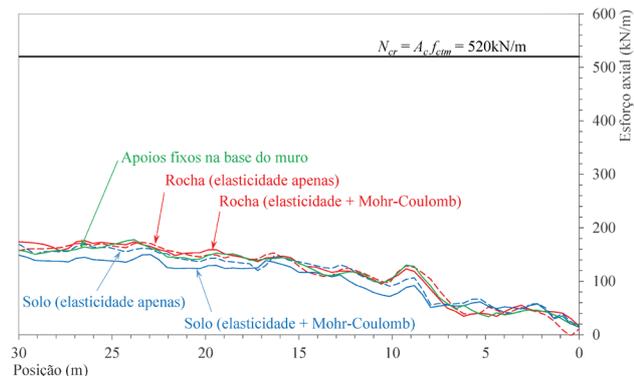
A diferença entre a Figura 5 e a Figura 6 reside no facto de, na primeira, se apresentarem resultados de análises em que não se considera o efeito de fissuração do betão. Deste modo, comparando essas duas figuras, é possível concluir que a fissuração tem uma grande importância em termos de diminuição do esforço axial na laje, quando a fundação na base dos muros apresenta uma grande rigidez. No caso de maciços de fundação menos rígidos (tais como o solo residual do granito considerado neste trabalho), a importância da fissuração em termos dessa diminuição de esforço axial é mais reduzida.

Para que possa ser percebida a importância dos valores de esforço axial mostrados nas Figuras 5 e 6, indica-se nessas figuras o valor do esforço de fissuração (para tração simples), quantificado simplificada como  $N_{cr} = A_c \times f_{ctm} = 520 \text{ kN}$ .

Na Figura 5 é também possível confirmar que o esforço axial instalado na laje resulta essencialmente de uma restrição do tipo *edge restraint*. Isto porque o esforço aumenta muito para valores crescentes da abcissa (isto é, da distância ao muro perpendicular ao eixo L). Se o efeito de *end restraint* (tipo de restrição associado ao impedimento dos movimentos das extremidades do elemento em estudo) fosse importante, então seria maior o valor do esforço axial para uma abcissa nula (na Figura 5).



**Figura 5** Esforço axial ao longo do alinhamento L. Resultados a longo prazo (30 anos) para análises em que não é considerado o efeito de fissuração do betão



**Figura 6** Esforço axial ao longo do alinhamento L. Resultados a longo prazo (30 anos) para análises em que é considerado o efeito de fissuração do betão

A Figura 5 permite também perceber a influência da consideração da envolvente de cedência de Mohr-Coulomb, nos elementos de interface que simulam a deformabilidade na base da sapata e do maciço de fundação. Nessa figura, para cada tipo de maciço de fundação (solo ou rocha), são apresentados os resultados de duas análises:

- uma dessas análises é aquela em que a interação com o solo é modelada conforme descrito nas secções 2 e 3; isto é, os elementos de interface possuem uma determinada rigidez elástica (quantificada no Quadro III) e, para além disso, o seu comportamento é também regido por uma envolvente de cedência de Mohr-Coulomb (com os parâmetros indicados no Quadro II);

- na outra análise, não é considerada a envolvente de cedência de Mohr-Coulomb; isto é, apenas é considerada na análise a deformabilidade, em regime elástico, do maciço de fundação.

A Figura 5 permite então concluir que a cedência na base da sapata é apenas importante no caso do maciço de fundação com maior rigidez (rocha). Apesar disso, é importante notar que, conforme foi explicado atrás, a Figura 5 mostra resultados de uma análise em que não são considerados os efeitos da fissuração. Nas análises em que esses efeitos são tidos em conta (que são aquelas que têm interesse prático) foi possível concluir que a consideração da envolvente de cedência de Mohr-Coulomb não é importante. Isto é, obtêm-se resultados muito próximos quando a interação com o maciço de fundação é simulada considerando apenas a deformabilidade, em regime elástico, do maciço de fundação. Esta é uma conclusão importante, pois a não consideração da envolvente de Mohr-Coulomb (nos elementos de interface, na base do muro) torna o processo iterativo (análise não-linear) significativamente mais rápido.

O procedimento de análise apresentado neste artigo permite quantificar, de uma forma rigorosa e sem sobredimensionamento, a armadura requerida para que a abertura máxima de fendas (a longo prazo) não ultrapasse um determinado valor limite previamente fixado (por exemplo 0,3 mm, ou um valor diferente dependendo dos requisitos em termos de durabilidade). Para isso:

- 1) deve ser feita uma primeira análise não-linear considerando uma estimativa plausível para a armadura na laje e muros;
- 2) com base nos esforços calculados nessa análise, é possível quantificar uma nova quantidade de armadura requerida para controlo da fissuração (isto é, para que a abertura máxima de fendas a longo prazo não ultrapasse o limite estabelecido);
- 3) considerando a armadura quantificada no passo anterior, é feita nova análise não-linear; após esta análise deverá ser possível concluir (tal como foi concluído no estudo agora apresentado) que os esforços instalados na laje são muito próximos daqueles que foram previamente quantificados no passo 1); isto porque variações ligeiras na quantidade de armadura embecida na laje e muros têm muito pouca influência sobre o valor dos esforços instalados na laje.

## 5 Conclusões

Este trabalho, que incide sobre o comportamento em serviço de lajes bidirecionais maciças de edifícios, considerando os efeitos das cargas aplicadas e das deformações restringidas, apresenta as seguintes principais evoluções relativamente a trabalhos previamente publicados sobre este tema:

- É realizada uma análise da laje na sua totalidade (tirando partido das condições de simetria), permitindo assim ter em consideração o facto de as restrições às deformações por retração variarem ao longo da superfície da laje.
- É tida em consideração a interação com o maciço de fundação e os consequentes movimentos na base das sapatas, tendo sido avaliados dois cenários em termos de propriedades desse maciço (solo residual do granito ou rocha).

- Além disso, é importante notar que a estratégia usada na análise não-linear, para simulação dos efeitos de fissuração, retração, fluência e evolução temporal do módulo de elasticidade, é coerente com os modelos previstos no *fib* Model Code 2010.

Este trabalho conduziu às seguintes conclusões e considerações finais:

- As condições de fundação dos muros influenciam de forma muito significativa o desenvolvimento da fissuração das lajes ligadas a esses muros.
- Nos casos analisados, o esforço axial instalado nas lajes (atendendo aos efeitos das deformações restringidas) é muito inferior ao valor  $N_{cr} = A_c \times f_{ctm}$ .
- O procedimento de análise apresentado nesta comunicação permite quantificar, de modo detalhado, a armadura requerida para controlo da fissuração.
- Nos padrões de fissuração apresentados nesta comunicação verifica-se que, nas proximidades dos cantos das lajes, há zonas com fendas que fazem uma inclinação de aproximadamente 45° em relação à armadura da laje. A quantificação da armadura requerida para controlo da fissuração, para essas zonas, pode também ser feita de forma simples. No entanto, esse assunto não foi desenvolvido neste artigo.
- Apesar de a análise não-linear não ser ainda utilizada de forma corrente no projeto de estruturas, pode ser vantajosa a utilização do procedimento de análise aqui apresentado em casos especiais, nomeadamente em estruturas com grandes distâncias entre juntas. A obtenção de uma solução convergida na análise não-linear revelou-se fácil, especialmente quando a interação estrutura-macizo de fundação é analisada sem consideração da envolvente de cedência de Mohr-Coulomb. Para os casos aqui apresentados foi possível concluir que essa simplificação (não considerar essa envolvente de cedência) não afeta o rigor dos resultados.

## Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções, financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.; Projeto FCT IntegraCrete PTDC/ECM-EST/1056/2014.

## Referências

- [1] Sousa, C.; Felisberto, E.; Faria, R. – "Influence of restrained shrinkage in RC building slabs: a case study". *International RILEM Conference on Materials, Systems and Structures in Civil Engineering - Conference Segment on Service Life of Cement-Based Materials and Structures*. Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark, 2016.
- [2] Sousa, C.; Faria, R.; Carvalho, J.; Ribeiro, C. – "Análise de lajes sujeitas a deformações impostas e ações exteriores usando modelos de fendilhação distribuída". *5<sup>as</sup> Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, JPÉE2014*, Lisboa, Portugal, 2014.
- [3] Leitão, L.; Faria, R.; Azenha, M.; Sousa, C. – "Análise da fendilhação em elementos de betão armado induzida por restrições a deformações impostas". *Encontro Nacional Betão Estrutural, BE2012*, Porto, Portugal, 2012.
- [4] Câmara, J.; Figueiredo, C. – "Concepção de edifícios com grande área de implantação". *Encontro Nacional de Betão Estrutural, BE2012*, Porto, Portugal, 2012.
- [5] Câmara, J.; Luís, R. – "Structural response and design criteria for imposed deformations superimposed to vertical loads effects". *Proc. of the 2<sup>nd</sup> International fib Congress*, Naples, Italy, 2006.
- [6] TNO DIANA BV – *DIANA - Finite Element Analysis. Release 9.6*, 2014.
- [7] Borst, R. – "Smearred cracking, plasticity, creep, and thermal loading - A unified approach". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. Vol. 62, pp. 89-110, 1987.
- [8] IPQ – Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, 2010.
- [9] fib – Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn, 2013.
- [10] Martins, F. F.; Costa, A. F.; Sousa, J. A. – "Túnel 4 (Porto) - Análise tridimensional por elementos finitos". *Geotecnica*, nº 99, pp. 65-80, 2003.



# Aplicação de modelos de campos de tensões para vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural

Using stress fields models for analysis of couple beam in structural concrete

Miguel P. Ferreira  
João F. Almeida  
Miguel S. Lourenço

## Resumo

Em zonas sísmicas recorre-se frequentemente a sistemas de paredes acopladas por vigas de acoplamento. Para que este acoplamento seja eficaz é necessário que a viga tenha ductilidade e resistência adequadas para transmitir uma “força de corte” que permita que as 2 paredes funcionem em conjunto.

Nos atuais regulamentos, a resistência destas vigas é baseada apenas nas armaduras diagonais quando a relação  $L/h$  (vão livre/altura da secção transversal) é baixa,  $L/h \leq 3$  (EC8) ou  $L/h \leq 4$  (ACI 318). Estes modelos de dimensionamento são conceptualmente diferentes dos adotados para as vigas primárias de sistemas porticados.

O comportamento estrutural destes sistemas foi avaliado numericamente através de modelos de campos de tensões. Os modelos desenvolvidos são comparados: com resultados experimentais de vigas com diferentes rácios  $L/h$ ; e com resultados de modelos de elementos finitos não lineares.

Apresenta-se também a extensão destes modelos de campos de tensões para o estudo de ações cíclicas.

## Abstract

Coupled wall systems are frequently adopted to improve buildings lateral resistance in seismic regions. The efficiency of the connection requires that coupling beams present adequate ductility and “shear” resistance, ensuring an adequate global response of the walls system.

Current code indications to evaluate the resistance of coupling beam elements only consider diagonal reinforcement when  $L/h$  ratio (clear span / height of transverse section) is low, e.g.  $L/h \leq 3$  (EC8) or  $L/h \leq 4$  (ACI 318). Such design and detailing models are conceptually different from those prescribed for primary slender beams of frame resistant systems.

In this paper the behavior of these elements is numerically evaluated using stress fields models. The results are compared with experimental results in coupling beams with different  $L/h$  ratios and with numerical results of nonlinear finite element 2D models.

In conclusion, an extension of the use of these models for cyclic analysis is presented.

**Palavras-chave:** Vigas de acoplamento / Análise não linear / Modelos de campos de tensões / Análise cíclica

**Keywords:** Coupling beams / Nonlinear analysis / Stress field models / Cyclic analysis

## Miguel P. Ferreira

PhD Student  
Universidade de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
miguelpedrosaferreira@gmail.com

## João F. Almeida

Universidade de Lisboa  
Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil,  
Arquitetura e Georrecursos  
Lisboa, Portugal  
jalmeida@civil.ist.utl.pt

## Miguel S. Lourenço

JSJ Consulting  
Lisboa, Portugal  
mlourenco@jsj.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.*

FERREIRA, M. P. [et al.] – Aplicação de modelos de campos de tensões para vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 81-90.

## 1 Introdução

Num sistema estrutural resistente a sismos são por vezes adotadas disposições com paredes acopladas. Para que esse acoplamento seja eficaz é necessário que as vigas de acoplamento consigam transmitir as forças que permitam o funcionamento em conjunto do sistema de paredes.

As regras de dimensionamento, para essas vigas, presentes em alguns dos regulamentos de referência, indicam que, quando a relação entre o vão livre ( $L$ ) e a altura da viga ( $h$ ) é baixa ( $L/h \leq 3$  EC8 [1],  $L/h \leq 4$  ACI 318[2]), a resistência é assegurada unicamente por diagonais de varões devidamente cintados, para transmitir os esforços equivalentes à flexão e ao corte.

Esta forma de verificação de segurança é conceptualmente diferente da proposta para outras vigas que fazem parte de sistemas porticados, sendo por conseguinte importante compreender essa descontinuidade de modelos de dimensionamento imposta nos regulamentos, que não considera a parcela de resistência correspondente às armaduras longitudinais e estribos. Este aspeto é também relevante para a avaliação de estruturas existentes, em que, dependendo do período em que foram projetadas, se verifica frequentemente não seguirem as disposições de dimensionamento e pormenorização atualmente indicadas.

Nesta comunicação estudam-se casos de vigas de acoplamento com armaduras convencionais, portanto apenas com varões longitudinais e estribos. Os casos de estudo correspondem a ensaios laboratoriais, com esbeltezas  $1,17 \leq L/h \leq 2$ , realizados por Zhao [3].

Os casos estudados foram modelados com elementos 2D com análise não linear para melhor visualização do caminho das forças dentro destes elementos, cujas trajetórias de tensões se afastam consideravelmente das correspondentes à solução elástica linear.

Os correspondentes modelos de campos de tensões foram desenvolvidos e avaliados com a informação disponível dos ensaios. Por fim, apresentam-se os resultados obtidos para o ensaio cíclico com base num modelo simples de campos de tensões para a avaliação de carregamento cíclico, aspeto que se encontra ainda presentemente em desenvolvimento.

## 2 Modelação

Este tipo de elementos, vigas de acoplamento, tem sido estudado laboratorialmente desde os primeiros trabalhos de Paulay em 1972, Barney, Tegos, Tassios, Vignoli em 2000, para citar alguns exemplos resumidos por Zhao [3]. Mais recentemente têm sido ensaiadas outras disposições nomeadamente com utilização de fibras metálicas e betão de elevada *performance* [4], bem como com confinamento total da secção em alternativa ao confinamento específico apenas das armaduras diagonais [5].

Para o estudo que se apresenta foram tomados como referência os ensaios de Z. Zhao [3] dadas as características pretendidas como: (i) utilização de armaduras convencionais; (ii) vários rácios  $L/h$  dentro dos valores previstos nos regulamentos usando o modelo resistente por diagonais; (iii) ensaios sem esforço axial; (iv) ensaios cíclicos; e (v) informação detalhada dos resultados experimentais.

## 2.1 Descrição dos ensaios

Os modelos foram testados com o esquema apresentado na Figura 1. As dimensões das vigas e respetivos maciços são apresentados na Figura 2. Os protótipos de betão são fixos, superior e inferiormente, por parafusos a vigas metálicas de grande inércia. A ação é aplicada na horizontal a meia altura da viga ensaiada. O peso dos equipamentos dos ensaios é compensado por um sistema de contrapesos. A rotação nula do bloco superior é assegurada pelo sistema de “duplo slide” introduzido entre as vigas do topo e da base.

As vigas e respetivos maciços têm uma espessura de 120 mm. As vigas têm um comprimento de 700 mm e a altura da secção transversal varia entre 600 mm e 350 mm para obter os diferentes rácios L/h.

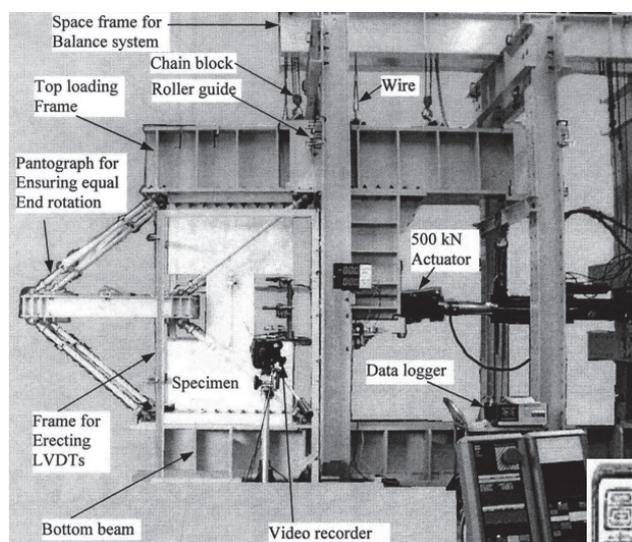


Figura 1 Imagem de um ensaio tipo feito por Z. Zhao (adaptado de [3])

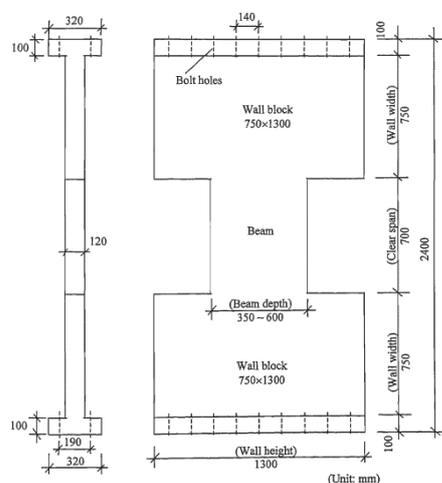


Figura 2 Desenho com os protótipos ensaiados (adaptado de Z. Zhao [3])

No Quadro I apresentam-se as principais características dos modelos analisados. Os rácios L/h variam entre 1,17 e 2,0. A taxa de armadura principal,  $\rho_s$ , é similar nos 3 primeiros modelos (0,49%), aumentando no modelo MCB4 (para 0,56%). Os modelos têm além das armaduras longitudinais principais um conjunto de varões longitudinais adicionais dispostos na alma.

Quadro I Modelos testados: rácio L/h, armaduras, tensão de compressão do betão [3]

Modelo	Altura da viga [mm]	Relação L/h	Armadura longitudinal		$\rho_s$ [%]	Tensão máxima $f_c$ [MPa]
			Principal	Adicional		
MCB1	600	1,17	3 T12	2 x 2R8	0,485	45,5
MCB2	500	1,40	2T12 + 1T8	2 x 2R8	0,486	45,7
MCB3	400	1,75	2 T12	2R8	0,496	35,0
MCB4	350	2,00	1T12 + 2T8	2R8	0,563	37,4

Quadro II Características das armaduras usadas nos modelos

Tipo de armadura	Área do varão $A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	Tensão de cedência $f_{sy}$ [MPa]	Tensão última $f_{su}$ [MPa]
T12	111,6	525	637
T8	54,0	517	717
R8	48,1	346	480

## 2.2 Modelação com elementos 2D

A distribuição de tensões no betão para estes casos, vigas de acoplamento com armadura convencional, afasta-se muito das trajetórias obtidas por uma análise elástica linear, porque não existem armaduras diagonais. Por conseguinte, é importante avaliar essas trajetórias de tensões para elaborar e validar um modelo mais simples baseado em campos de tensões.

A modelação com elementos finitos CST 2D, *constant strain triangle*, para o betão e elementos 1D para as armaduras permitiu aferir a distribuição de tensões no betão com uma análise não linear. A modelação explícita de cada armadura permite uma leitura mais simples da participação destas na trajetória de tensões. O tipo de modelo é semelhante ao desenvolvido por Fernández [6] com diferença no tipo de lei atribuída ao betão. A curva tensão-extensão para modelação do betão foi considerada com base na proposta de Vecchio [7]. Com o tensor das extensões são calculadas as extensões principais. Para cada extensão principal é calculada a tensão correspondente pela expressão (1). Assume-se que a direção das tensões principais é coincidente com a das extensões para definir o tensor das tensões. O valor da tensão de compressão é calculado com base na extensão transversal existente (2).

$$\sigma_{\epsilon_2} = \begin{cases} 0 & \text{se } \epsilon_2 \geq 0 \\ f_p \left( 2 \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_c} - \left( \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_c} \right)^2 \right) & \text{se } \epsilon_2 < 0 \end{cases} \quad (1)$$

$$f_p = f_c \frac{1}{0,8 - 0,34 \epsilon_{c1} / \epsilon_c} \quad (2)$$

A análise não linear, com base no método de Newton-Raphson modificado, foi executado no programa EvalS [8]. A força horizontal aplicada tem o sentido esquerda-direita.

No modelo desenvolvido a imposição de rotação nula foi obtida com a simulação de um *slide*, materializado por elementos rígidos 1D paralelos, tantos quantos os nós existentes ao nível da ligação superior, ligados a uma viga rígida que foi impedida de rodar e de se deslocar horizontalmente, tendo apenas possibilidade de movimento vertical, não se introduzindo assim esforço axial no modelo. A distância entre o topo do protótipo e a viga rígida foi de 1,6 m.

Na modelação das zonas de ligação superior e inferior, onde a largura aumenta para 320 mm e está fortemente armada, optou-se por modelar essas zonas com elementos com comportamento elástico linear. Em consequência, verifica-se a ocorrência de zonas de tração no betão, em especial na parte superior, porque foi aplicada uma força uniformemente distribuída. Consta-se, pela análise dos resultados, que essas forças horizontais apenas entram no modelo na zona de compressão.

### 2.3 Modelação com campos de tensões

Este modelo serviu para avaliar a resposta monotónica e cíclica. Sendo importante definir as características das leis tensão-extensão para um carregamento cíclico genérico.

A lei de betão simples foi desenvolvida para obter uma resposta satisfatória para os diferentes aspetos, a saber: (i) para a envolvente em compressão, parte ascendente, foi usada uma parábola com tangente nula na tensão de pico; (ii) a parte descendente à compressão é descrita com base no comprimento do elemento associado para evitar problemas de localização e por conseguinte de falta de objetividade na malha; a lei usada é do tipo Kent-Park, descrita em [9]; (iii) a lei de degradação é a definida com base no valor máximo de extensão, como definido por Sima [10], bem como o tipo de lei de descarga e recarga; (iv) a envolvente à tração foi definida com base no Model Code 2010, por apresentar uma lei contínua e baseada no rácio de armadura e respetiva tensão de cedência, tal como [11]; (v) a descarga e recarga em extensões positivas são lineares.

A modelação do aço seguiu as regras do modelo de Seckin [12]. A curva envolvente é do tipo com endurecimento não linear (HP4) e um patamar de cedência constante até 30%, de acordo com os dados apresentados por Zhao [3].

Juntamente com os campos que simulam as armaduras, existem campos de betão para que a composição dos 2 campos permita obter a resposta conjunta. Ao usar os mesmos nós garante-se que

a extensão média é a mesma. Segundo os ensaios realizados [3], o betão apresenta uma extensão de pico de 3‰.

## 3 Resultados

Como anteriormente referido, as condições exteriores consideradas nos ensaios conduzem a um esforço axial nulo nos modelos e a força horizontal situa-se a 1/2 altura da viga de acoplamento. Nesta conjugação a resultante de forças na secção central do modelo corresponde apenas à força horizontal aplicada. Nas extremidades da viga e dos maciços existem momentos resultantes com sinais opostos.

Com estas condições, a força horizontal percorre o protótipo desde o canto superior esquerdo para o canto inferior direito. Na zona de passagem pela viga existe um desvio das compressões para se poder ajustar às dimensões das vigas de acoplamento.

A tração, que num modelo elástico e linear seguiria uma trajetória simétrica das tensões de compressão, terá de se ajustar à posição das armaduras.

### 3.1 Modelação com elementos 2D

Nas Figuras 3, 4, 5 e 6 apresentam-se, para cada modelo analisado, as tensões de compressão no betão, sobrepostas com um modelo de escoras e tirantes simples. De cada modelo obtém-se também a distribuição de esforço axial em cada varão modelado, apresentado nas Figuras b).

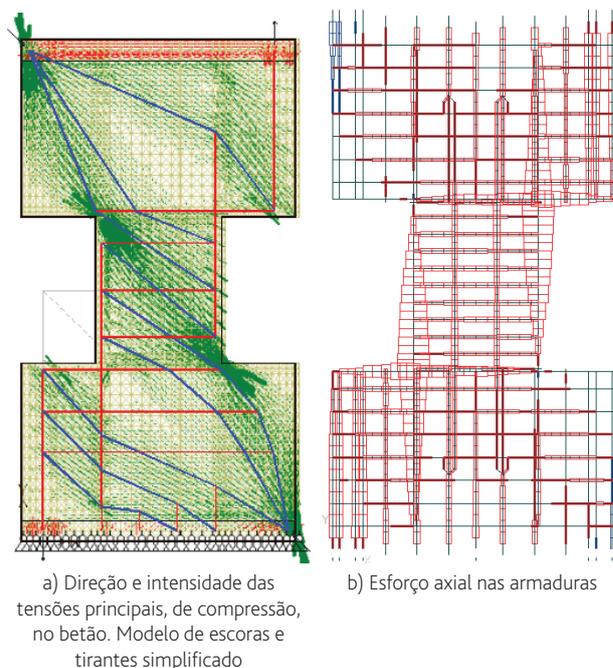


Figura 3 Modelo MCB1, L/H = 1,17 (Vermelho – tração e Azul/ Verde – compressão)

A trajetória de tensões de compressão ocupa, nos 4 modelos, a região próxima dos cantos da viga de acoplamento, pois desta forma a inclinação dessa escora maximiza a força horizontal para a mesma componente vertical, força que é equilibrada pela tração das armaduras.

Nos 4 modelos, nota-se que a compressão concentrada nos cantos da viga de acoplamento tende a abrir em leque (*fan*) e ficar distribuída a meio da viga. Esta percepção é mais notória quando a esbelteza  $L/h$  aumenta. Esta constatação é reforçada pela visualização dos esforços axiais das armaduras longitudinais das vigas de acoplamento. Nota-se que o esforço axial máximo ocorre na secção de início/fim da viga de acoplamento e vai diminuindo ao longo do comprimento. A outra evidência deste comportamento é o esforço axial nos estribos das vigas, que se mostra relativamente bem distribuído.

Da análise dos resultados dos modelos MCB1 e MCB2 salienta-se que:

- A compressão principal nos maciços não segue o alinhamento entre os cantos do maciço e da viga de acoplamento.
- Nota-se também que a compressão, junto ao topo e base dos maciços, tem uma largura relativamente grande.

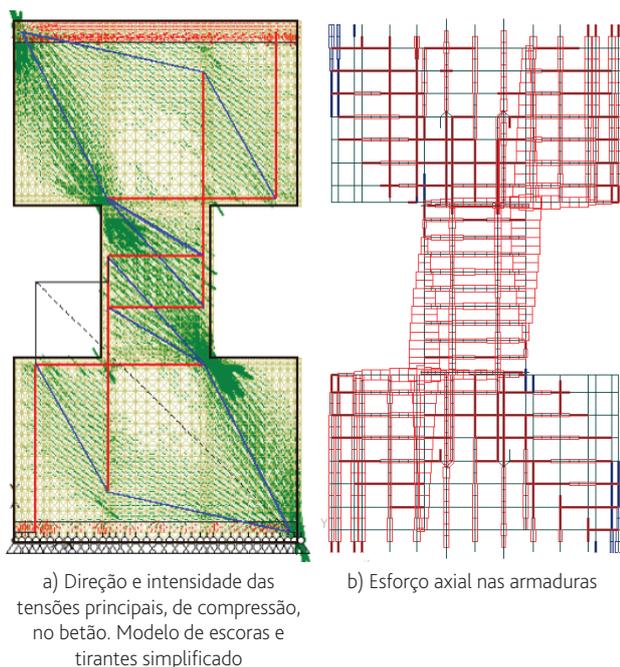


Figura 4 Modelo MCB2,  $L/H = 1,4$  (Vermelho – tração e Azul/Verde – compressão)

- As duas constatações anteriores indicam que existe uma tração horizontal em praticamente toda a altura do maciço. Inicia-se nas escoras inclinadas, que fazem a transição da tração da viga para o maciço, até à compressão diagonal principal cuja trajetória é desviada por essa força transversal.
- Nota-se que existe uma tração vertical que *percorre* todo o

modelo – maciços e viga. Esta tração permite que se estabeleça uma diagonal de compressão na viga de acoplamento, canto a canto. Desta forma, uma parcela da carga consegue ir diretamente de um maciço para outro sem provocar acréscimo de tração nos estribos, através de uma diagonal. As forças de tração necessárias ao equilíbrio vertical desta transmissão surgem nos varões adicionais dispostos na alma da viga. As armaduras longitudinais principais não participam neste esquema porque ficam com esforço nulo quando chegam junto da extremidade de compressão.

- Os esforços de tração das armaduras da viga são transmitidos para as armaduras dos maciços, para serem transmitidos aos apoios.
- A armadura horizontal do maciço adjacente à viga tem o máximo da força junto da armadura tracionada. Este pico de força corresponde à tração transversal que ocorre sempre que existe emenda de varões. Neste caso, a armadura principal passa parte do seu esforço para as armaduras verticais do maciço com a ajuda da armadura horizontal.
- O facto de o esforço axial da armadura horizontal do maciço, adjacente à viga, ser baixo junto à compressão principal indica que o desvio que esta provoca na diagonal de compressão é reduzido. A redução é possível porque parte ocorre com as armaduras horizontais que atravessam toda a altura do maciço e fazem com que a diagonal tenha uma trajetória curva.
- Notar que as armaduras principais longitudinais da viga começam com tração e terminam sem esforço.

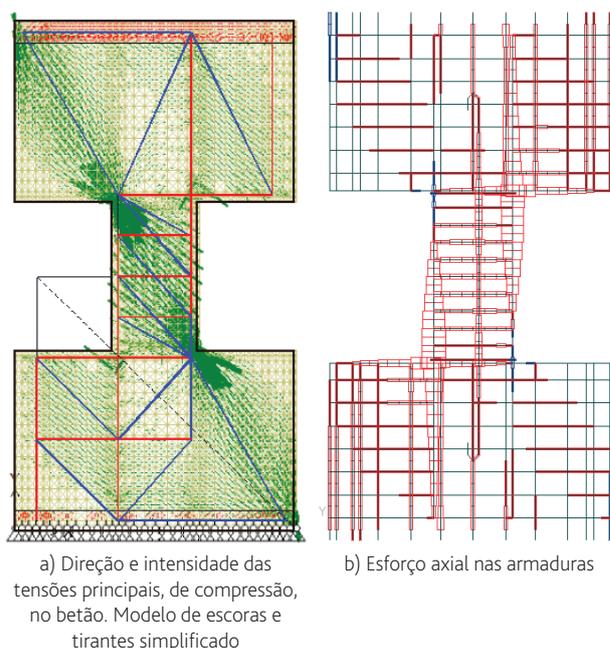
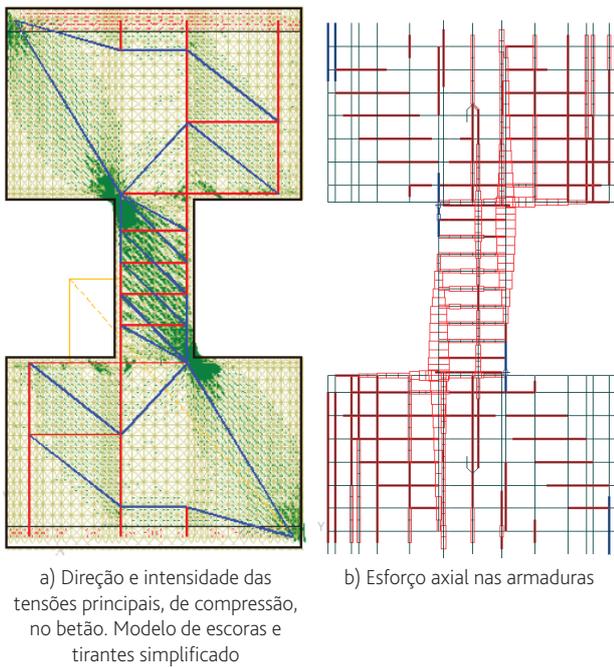


Figura 5 Modelo MCB3,  $L/H = 1,75$  (Vermelho – tração e Azul/Verde – compressão)



**Figura 6** Modelo MCB4, L/H = 2,0 (Vermelho – tração e Azul/ Verde – compressão)

Da análise dos modelos MCB3 e MCB4 salienta-se o seguinte:

- O esforço axial nas armaduras longitudinais principais tem inversão de sinal ao longo do seu comprimento. Esta constatação pode ser observada igualmente nos resultados dos ensaios experimentais, ver Figura 7.
- Com o aumento da relação L/h a escora de compressão resultante na viga tem uma inclinação com a horizontal maior e portanto o desvio em relação à diagonal que vem do maciço é menor. Em consequência, esse desvio não consegue equilibrar a força horizontal da armadura do maciço adjacente à viga.
- Surge uma nova diagonal de compressão que liga as armaduras longitudinais principais da viga com a zona de compressão junto ao canto da viga, no interior do maciço. Esta diagonal permite equilibrar a componente horizontal que resulta da passagem da tração no maciço para a tração das armaduras principais na viga.
- Em geral, nota-se que as armaduras estão menos tracionadas

dado que a força horizontal é cada vez menor e a disposição de armaduras mantém-se.

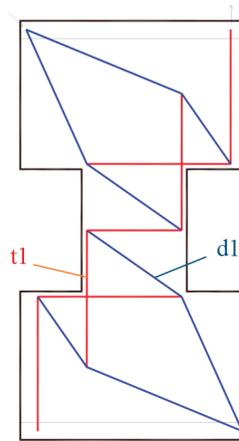
A quantidade de estribos que suportam a força horizontal aplicada é cada vez menor, dado que a altura da viga diminui.

Nas Figuras 7a) a 7d) reproduzem-se os resultados experimentais das extensões nas armaduras principais nos diferentes protótipos. As distribuições de esforços axiais nas armaduras principais apresentadas anteriormente são similares às correspondentes aos resultados experimentais.

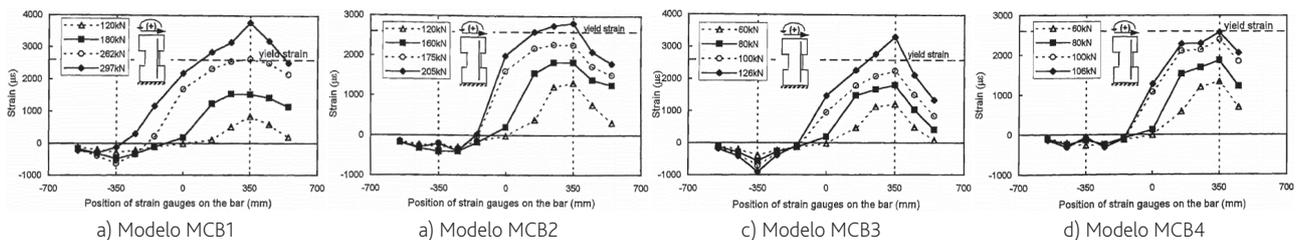
### 3.2 Avaliação das forças máximas aplicadas

A taxa de armadura transversal adotada nos modelos faz com que este modo de rotura não seja condicionante, os modelos anteriores podem mesmo ser simplificados, no seu grau de refinamento, como se ilustra nas Figuras 8 e 9.

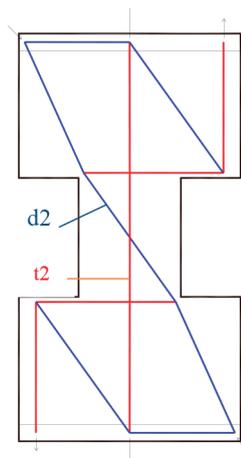
Os elementos principais, escoras e tirantes, presentes na viga são: (t1) tirante correspondente às armaduras principais; (t2) tirante correspondente às armaduras adicionais; (d1) diagonal de compressão com o comprimento correspondente a meio comprimento de viga, modelo da Figura 8; (d2) diagonal de canto a canto, modelo da Figura 9. A combinação dos 2 modelos permite obter uma estimativa para a força máxima aplicada nos protótipos.



**Figura 8** Modelo principal com as escoras de compressão na viga equilibradas pelas armaduras principais



**Figura 7** Extensão nas armaduras principais no decorrer dos ensaios (adaptado de [3])



**Figura 9** Modelo secundário com a diagonal de compressão na viga equilibrada com a tração das armaduras adicionais

$$V_{t1} = F_{s,t1} \frac{z_1}{a_2} = F_{s,1} \frac{h-2c}{L/2+c} \quad (3)$$

$$V_{t2} = F_{s,t2} \frac{z_2}{a_2} = F_{s,2} \frac{h-2c}{L+2c} \quad (4)$$

Assumiu-se um recobrimento, em geral, de  $c = 25$  mm para as armaduras. Para calcular a força instalada nas armaduras longitudinais adicionais fez-se uma proporção com a extensão de cedência nas armaduras principais. Assim, nos modelos MCB1 e MCB2 usou-se uma força equivalente a  $\eta_{1,2} = (2/3 \cdot 2 + 1/3 \cdot 2) / (2 + 2) = 0,5$  e nos modelos MCB3 e MCB4  $\eta_{3,4} = (1/2 \cdot 2) / (2) = 0,5$ . A força  $F_{s,t2} = 0,5 n \cdot 48,1 \text{ mm}^2 \cdot 346 \text{ MPa}$ , sendo  $n$  o número de varões adicionais.

No Quadro III apresenta-se um resumo dos valores obtidos com base nas expressões (3) e (4).

A leitura do quadro permite fazer algumas observações:

- Notar que a parcela que resulta das armaduras adicionais é reduzida, dado que a quantidade de armaduras é baixa.

**Quadro III** Características das armaduras usadas nos modelos

Modelo	Força aplicada na cedência $V_y$ [kN]	Força aplicada prevista na cedência				Força máxima (ensaios) $V_u$ [kN]	Força máxima prevista $V_{u,calc}$ [kN]
		Modelo simples $V_{t1}$ [kN]	Comparação com real $V_{t1}/V_y$	Modelo com armadura adicional $V_{t1} + V_{t2}$ [kN]	Comparação com real $V_{t1} + V_{t2}/V_y$		
MCB1	262	258	98%	270	103%	344	330
MCB2	198	174	88%	184	93%	260	231
MCB3	126	109	87%	113	90%	159	138
MCB4	100	91,5	92%	95	95%	140	123
		Média	91%	Média	95%		

- O valor estimado da carga para o início da cedência é muito idêntico ao obtido nos ensaios experimentais, com uma média de 95% para os 4 modelos. Tal resultado já tinha sido obtido pelo autor dos ensaios, embora não fosse baseado num modelo de resultantes de escoras e tirantes [3].
- O valor estimado para a rotura é também bastante bem aproximado pelo mesmo modelo. Obteve-se uma média de 90%.
- Caso fosse refinado o valor do braço resistente de modo a ter uma tensão de compressão instalada no betão igual a  $f_c$  o valor da média das estimativas para a força de rotura subia para 92%.
- O valor estimado para a força aplicada na cedência no modelo MCB1 está mais elevado porque o braço está sobreestimado. Vê-se na Figura 3a) que existem compressões ao longo da interface com a viga e portanto têm um braço inferior.

A capacidade resistente dos estribos, correspondente à sua cedência, é de  $F_{Est} = 2 \cdot 48,1 \text{ mm}^2 \cdot 346 \text{ MPa} \cdot 1/75 \text{ mm} = 444 \text{ kN/m}$ . Usando os modelos indicados nas Figuras 3a) a 6a) obtêm-se as forças apresentadas no Quadro IV, em que se verifica que as forças avaliadas para a situação de cedência do modelo são inferiores às correspondentes à cedência dos estribos.

**Quadro IV** Avaliação das forças nos estribos das vigas de acoplamento com base no modelo apresentado na Figura 8

Modelo	Comprimento mobilizado $L_{Estribos}$ [mm]	Ângulo equivalente $[\circ]$	Força nos estribos $F_{Estribos}$ [kN]	Força estimada na cedência do modelo [kN]
MCB1	600	43	266	258
MCB2	470	44	209	174
MCB3	380	43	169	109
MCB4	280	47	124	91,5

No entanto, os valores entre o início da cedência dos estribos e o início da cedência das armaduras principais são muito próximos no caso do modelo MCB1. Este protótipo teve uma rotura identificada com a tração nos estribos [3]. Apesar de o valor da resistência última dos estribos indicar que seria possível suportar uma força superior, a abertura de fendas diagonais impede que a diagonal de compressão consiga fazer esse atravessamento.

### 3.3 Análise de deslocamentos

Em ambas as modelações, quer feita com elementos 2D quer com elementos 1D-campos de tensões, desprezou-se a resistência e rigidez do betão à tração.

Os deslocamentos obtidos para o MCB3, para a carga de cedência, foram de 6,1 mm (modelo com elementos 2D), 6,6 mm (modelo com elementos 1D), sendo de 4,0 mm o valor experimental. Com base no gráfico da força-deslocamento obtido no ensaio, pode-se estimar a rigidez após fissuração. Usando o valor dessa rigidez, em que deixa de ter a contribuição do betão à tração, para estimar a deformação, obtém-se um valor de 6,7 mm. Por conseguinte, os modelos usados têm os principais elementos que contribuem para a deformação do protótipo.

Na Figura 10 é apresentado o modelo com campos de tensões para o protótipo MCB3. A parte superior do modelo contém uma viga rígida com apoios laterais que apenas impedem o movimento horizontal e a rotação da viga. Desta forma garante-se a rotação nula no topo do modelo sem introduzir força axial global.

A deformada apresenta uma maior distorção na zona da viga.

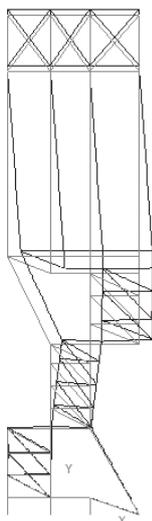


Figura 10 Deformada do modelo de campo de tensões relativo ao MCB3

### 3.4 Apresentação de um resultado cíclico

O modelo representado na Figura 10 foi duplicado com o correspondente simétrico e sobreposto, permitindo que se utilizem

os mesmos elementos ao longo de toda a análise cíclica. A análise foi feita por imposição de deformação ao nível do maciço superior, à semelhança do descrito anteriormente.

Utilizam-se neste caso os resultados experimentais correspondentes ao protótipo CCB3, que, em relação ao modelo MCB3, foi construído com mais 1 varão longitudinal T12 nas faces superior e inferior da viga de acoplamento.

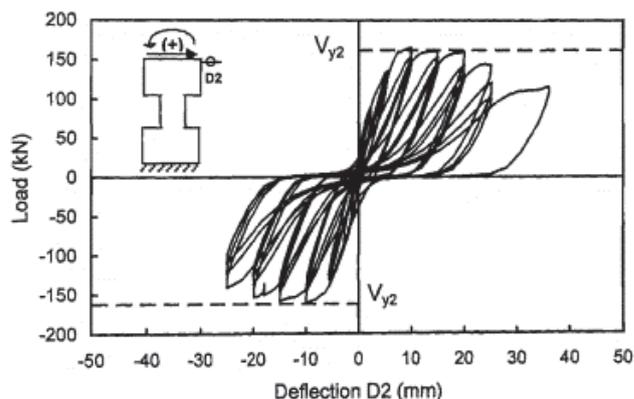


Figura 11 Gráfico força-deslocamento obtido experimentalmente para o protótipo CCB3 (adaptado de [3])

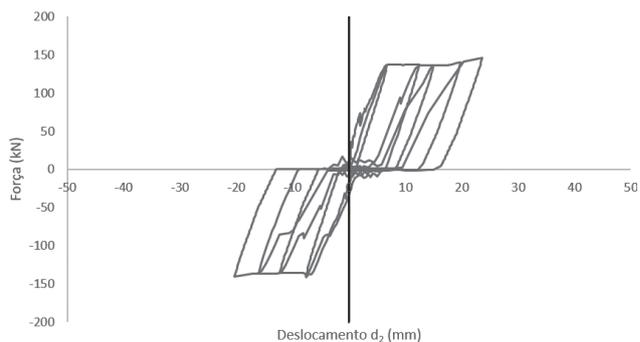


Figura 12 Gráfico força-deslocamento para o modelo usado na simulação de CCB3

Os resultados numéricos obtidos não consideram ainda a degradação associada aos efeitos do carregamento cíclico, aspeto que se encontra presentemente em desenvolvimento, em particular através da exploração das possibilidades de adaptatividade dos modelos de campos de tensões, como proposto por Lourenço & Almeida [13]. No entanto, destaca-se como o modelo simples já implementado permite simular bem outras características importantes, em particular:

- a envolvente é definida pelas armaduras longitudinais que controlam a resposta, reproduzindo-se bem o patamar quase horizontal após cedência;
- os ciclos passam essencialmente pela origem – para a deformação nula, a força é nula. Isto acontece porque ao ser atingida a cedência, com o consequente alongamento dos elementos, os elementos diagonais não suportam forças de

tração em deformações negativas, e a força de compressão para deformações positivas é pequena;

- com os ciclos, a rigidez global apresenta-se com um valor baixo junto da origem. Apenas retoma o valor próximo do inicial ao se aproximar da resposta obtida no ciclo anterior.

## 4 Conclusões

Nesta comunicação foram apresentados casos de estudo experimentais de vigas de acoplamento, as quais foram analisadas numericamente.

A modelação com elementos 2D, para o betão, e com elementos 1D para as armaduras permite obter o traçado das trajetórias de tensões, com especial interesse para casos, como o analisado, em que a resposta não linear é substancialmente diferente do comportamento elástico linear.

Os modelos de campos de tensões, preservando como característica essencial a compreensão do caminho das cargas, mas simplificando consideravelmente a modelação anterior, através da concentração das trajetórias de forças em campos idealizados correspondentes à distribuição de armaduras adotada, permitem, de uma forma simples e eficiente, obter a resposta global da estrutura. Efetivamente, o número de elementos finitos usados nos 2 tipos de modelação é muito distinto, o que se nota nos tempos necessários para obtenção das respostas numéricas correspondentes, redução de 20 min para menos de 1 s.

A utilização de leis de comportamento não linear para cada material permite obter curvas força-deslocamento que simulam adequadamente a *resposta envolvente* deste tipo de elementos estruturais, tanto para carregamentos monotónicos como de natureza cíclica. Neste segundo caso, a análise apresentada não incluiu, para além da modelação constitutiva com degradação do betão que não se reflete significativamente na resposta global, outros efeitos de degradação associados ao carregamento cíclico, aspeto que se encontra presentemente em desenvolvimento.

## Referências

- [1] NP EN 1998-1-2:2010. Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. CEN, 2010.
- [2] ACI 318-14 – Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14): an ACI standard: commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-14), an ACI report. American Concrete Institute. ACI Committee 318, 2014.
- [3] Zuozhou, Z. – *Nonlinear behaviour of reinforced concrete coupling beams*. PhD Dissertation. University of Hong-Kong, 2001.
- [4] Lequesne, R.D. *et al.* – "Seismic detailing and behavior of coupling beams with high-performance fiber reinforced concrete". *Symposium Four decades of progress in prestressed concrete, fiber reinforced concrete, and thin laminate composites*, SP-272, 2010.
- [5] Naish, D. *et al.* – "Experimental evaluation and analytical modeling of ACI 318-05/08 reinforced concrete coupling beams subjected to

reversed cyclic loading". *Report No. UCLA-SGEL 6*, 2009.

- [6] Ruiz, M. F.; Muttoni, A. – "On development of suitable stress fields for structural concrete". *ACI Structural Journal*, Vol. 104 (4), pp. 495-502, 2007.
- [7] Vecchio, F. J.; Collins, M. P. – "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear". *ACI Journal*, Vol. 83 (2), pp. 219-231, 1986.
- [8] Ferreira, M. P. – *EvaIS 3.2* (<http://evalsoftware.blogspot.pt/>), Leiria, 2011.
- [9] Coleman, J.; Spacone, E. – "Localization issues in force-based frame elements". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127 (11), pp. 1257-1265, 2001.
- [10] Sima, J. F.; Roca, P.; Molins, C. – "Cyclic constitutive model for concrete". *Engineering Structures*, Vol. 30 (3), pp. 695-706, 2008.
- [11] Gala, P. *et al.* – "Fictitious forces method and its application to the nonlinear analysis of plane RC skeletal structures". *Journal of Structural Engineering: 04016107*, 2016.
- [12] Vecchio, F. J. – "Towards cyclic load modeling of reinforced concrete". *ACI Structural Journal*, Vol. 96, pp. 193-202, 1999.
- [13] Lourenço, M. S.; Almeida, J. F. – "Adaptive stress field models: formulation and validation". *ACI Structural Journal*, Vol. 110 (1), pp. 71-81, 2013.



# Caracterização do comportamento à tração do UHPFRC: influência da dosagem e orientação das fibras

Characterization of the tensile behaviour of UHPFRC: influence of fibre content and orientation

Amin Abrishambaf  
Mário Pimentel  
Sandra Nunes

## Resumo

O comportamento à tração dos materiais cimentícios de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras de aço (UHPFRC) constitui a sua propriedade mecânica mais distintiva. O objetivo deste estudo consiste na avaliação experimental da influência da dosagem e da orientação das fibras no comportamento à tração do UHPFRC. Diferentes distribuições da orientação das fibras foram obtidas com recurso a um dispositivo que permite o seu alinhamento durante a betonagem dos provetes, através da aplicação de um campo magnético. O comportamento do UHPFRC foi caracterizado através de ensaios de tração direta sobre provetes prismáticos não entalhados e com restrição de rotação em ambas as extremidades. Estes ensaios permitiram quantificar o espaçamento das microfissuras, a extensão do ramo de endurecimento e o valor da resistência à tração. Ficou demonstrado que o desempenho dos provetes com as fibras orientadas paralelamente à direção de aplicação da força é significativamente melhorado face aos provetes sem orientação preferencial.

**Palavras-chave:** Materiais cimentícios de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras (UHPFRC) / Orientação das fibras / Comportamento à tração / Endurecimento / Ensaio de tração direta

## Abstract

The tensile behaviour of ultra-high performance cementitious composites reinforced with steel fibres (UHPFRC) constitutes its most distinctive mechanical property. The objective of the current study is to experimentally evaluate the influence of fiber content and orientation on UHPFRC tensile behaviour. Different fibre orientation profiles were obtained using a device that allows the alignment of the fibers through the application of an external magnetic field, while casting the specimens. The tensile behaviour of UHPFRC was characterized by direct tension tests on unnotched prismatic specimens with rotation restricted at both ends. These tests allowed quantifying the micro-crack spacing, the extension of the hardening branch and the tensile strength. It was demonstrated that the performance of the test specimens with the fibres oriented parallel to the applied force is significantly improved compared to the test specimens without preferential orientation.

**Keywords:** Ultra-high performance fiber reinforced cementitious composites (UHPFRC) / Fiber orientation / Tensile behaviour / Hardening / Uniaxial tensile test

## Amin Abrishambaf

Universidade de Porto, Departamento de Engenharia Civil  
Porto, Portugal  
aminab@fe.up.pt

## Mário Pimentel

Universidade de Porto, Departamento de Engenharia Civil  
Porto, Portugal  
mjsp@fe.up.pt

## Sandra Nunes

Universidade de Porto, Departamento de Engenharia Civil  
Porto, Portugal  
snunes@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.*

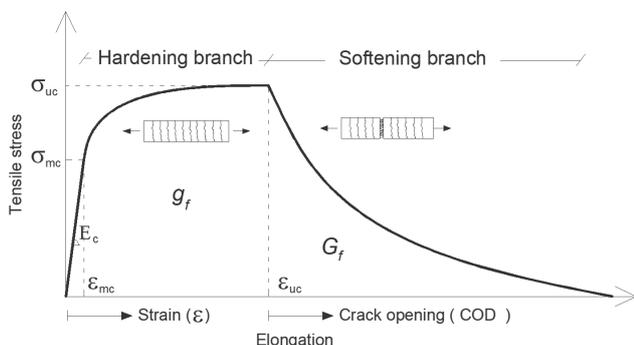
ABRISHAMBAF, A. [et al.] – Caracterização do comportamento à tração do UHPFRC: influência da dosagem e orientação das fibras. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 91-98.

## 1 Introdução

Nos últimos anos têm sido desenvolvidos novos materiais compósitos que se baseiam numa matriz de base cimentícia na qual se incorporam fibras curtas com o objetivo de melhorar o comportamento à tração, tanto em termos de resistência como de ductilidade. Por exemplo, adicionando 2% de fibras de álcool polivinílico (PVA) numa matriz de base cimentícia apropriada, consegue-se um material muito dúctil e com endurecimento em tração (na literatura inglesa designados por *strain hardening cementitious composites* – SHCC), alcançando extensões de pico de até 6% [1]. No entanto, os SHCC apresentam uma resistência à tração relativamente baixa, na ordem dos 2 a 4 MPa. Este estudo incide sobre os designados materiais cimentícios de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras (*Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Cement Composites* – UHPFRC na sigla em inglês). O UHPFRC é constituído essencialmente por uma matriz cimentícia ultracompacta obtida por via da otimização da densidade de empacotamento das partículas constituintes (cimento, sílica de fumo, pó de quartzo, filer calcário, areia fina, entre outros) e por uma elevada dosagem de pequenas e esbeltas fibras de aço de alta resistência. A matriz tem geralmente uma relação água/ligante extremamente baixa, na ordem de  $w/b < 0,2$  [2, 3]. Esta combinação permite a obtenção de desempenhos excelentes em termos de resistência à compressão (na ordem dos 120 a 220 MPa), ductilidade e durabilidade [4-6]. Do ponto de vista mecânico, a vantagem mais notável decorrente da incorporação de fibras de aço de elevada esbelteza numa matriz ultracompacta é o distinto comportamento à tração uniaxial que pode ser obtido. Uma vez ativadas após a fendilhação da matriz, as fibras de aço são capazes de transferir tensões significativas entre as faces das microfissuras. Tal como no SHCC, a curva que descreve a resposta à tração uniaxial do UHPFRC é, em geral, caracterizada por um ramo elástico-linear inicial, seguido de um ramo de endurecimento acompanhado da formação de múltiplas microfissuras, ver Figura 1. Enquanto a extensão do ramo de endurecimento do UHPFRC é geralmente cerca de 5 a 10 vezes inferior à do SHCC, a resistência à tração é cerca de 3 a 4 vezes superior. Após a tensão de pico as deformações localizam-se numa fenda macroscópica [7] que exhibe ainda uma elevada capacidade de dissipação de energia até ao anulamento da tensão de tração transferida. Na Figura 1,  $E_c$  é o módulo de elasticidade do compósito,  $\sigma_{mc}$  e  $\varepsilon_{mc}$  são a tensão e a extensão aquando da fendilhação da matriz,  $\sigma_{uc}$  e  $\varepsilon_{uc}$  são a resistência à tração e a correspondente extensão de pico,  $g_f$  é a energia dissipada por unidade de volume até a resistência à tração ser atingida e  $G_f$  é a energia dissipada por unidade de área da fenda crítica durante a fase de localização das deformações.

O comportamento à tração do UHPFRC atrás descrito é influenciado pelas características das fibras (geometria e esbelteza, esta última expressa através da razão entre o comprimento e o diâmetro,  $l_f/d_f$ ), pela aderência entre as fibras e a matriz, e pela distribuição e orientação das fibras [8-12]. Enquanto a geometria das fibras e a aderência destas à matriz podem ser alvo de otimização durante o estudo da composição do UHPFRC, a sua distribuição e orientação no elemento estrutural dependem essencialmente da reologia do material no estado fresco, das condições de colocação e da geometria e dimensões do elemento estrutural [10, 13]. Dado que

a eficiência das fibras depende da sua orientação face às referidas tensões atuantes, a orientação preferencial das fibras ao longo de uma determinada direção origina um comportamento anisotrópico que importa saber caracterizar. Por outro lado, devido ao custo relativamente elevado das fibras de aço de alta resistência, e para certas tipologias estruturais, o desempenho à tração do UHPFRC pode ser otimizado através da orientação das fibras ao longo da direção das tensões principais de tração, procurando diminuir a sua dosagem. Este objetivo pode ser atingido através da adoção de um método de betonagem apropriado (o UHPFRC é, em geral, autocompactável e as fibras tendem a alinhar-se de acordo com o tipo de fluxo do material) ou até através da aplicação de um campo magnético externo durante a betonagem. O último pode ser facilmente implementado no âmbito da prefabricação. Se a influência da geometria e da dosagem das fibras no comportamento à tração do UHPFRC está bem reportada na literatura [7, 14, 15], a informação acerca da influência da orientação das fibras neste mesmo comportamento é mais escassa.



**Figura 1** Representação esquemática do comportamento à tração do UHPFRC

O objetivo deste trabalho consiste na avaliação do efeito da orientação das fibras no comportamento à tração uniaxial do UHPFRC. Pretende-se investigar a sua influência não só na resistência de pico do composto, mas também na extensão do ramo de endurecimento da curva tensão-extensão. Para o efeito, foi desenvolvida uma campanha experimental contemplando provetes com duas dosagens de fibras (1,5% e 3,0% de volume) e três perfis de orientação distintos (fibras distribuídas aleatoriamente, fibras alinhadas preferencialmente na direção perpendicular e paralela à superfície de fratura). A orientação das fibras foi conseguida com recurso a um dispositivo que permite o alinhamento das fibras metálicas durante a betonagem dos provetes através da aplicação de um campo magnético. O comportamento à tração do UHPFRC é caracterizado através de ensaios de tração direta sobre provetes prismáticos não entalhados e com restrição de rotação em ambas as extremidades.

## 2 Programa experimental

### 2.1 Materiais e composições

As composições utilizadas neste estudo foram preparadas com misturas ternárias de cimento CEM I 42,5 R, fíler calcário e sílica de fumo, com densidades de 3,10, 2,68 e 1,38, respetivamente. A dimensão média das partículas de cimento e de fíler é de 14,6 e 5,36  $\mu\text{m}$ , respetivamente. As partículas de sílica de fumo têm uma dimensão cerca de 50 a 100 vezes inferior às do cimento. O superplastificante adotado é constituído por carboxilatos modificados e apresenta uma densidade de 1,08 e 40% de teor de sólidos. Utilizou-se uma areia fina natural com um diâmetro máximo de 1 mm e uma massa volúmica de 2630  $\text{kg}/\text{m}^3$  (material seco). Foram utilizadas misturas com dois tipos de fibras (50% + 50%) lisas de seção circular com as características indicadas no Quadro I.

**Quadro I** Propriedades das fibras

Referência	Forma	Resistência $f_{yt}$ (MPa)	Comprimento $l_f$ (mm)	Diâmetro $d_f$ (mm)	Esbelteza $l_f/d_f$
DM 9/0,175	lisa	2100	9	0,175	51
DM 12/0,175			12		69

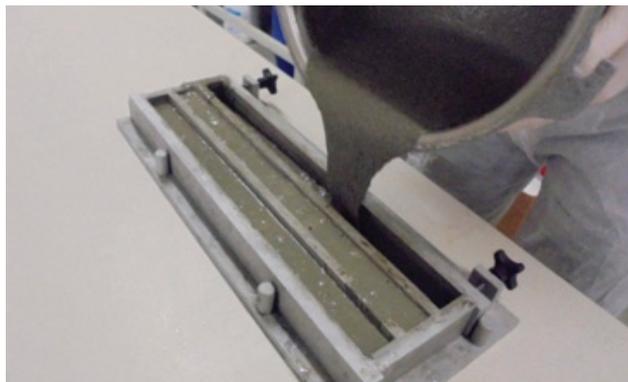
Selecionaram-se duas misturas, M1 e M2, com uma dosagem total de fibras, em volume, de 1,5% e 3,0%, tal como definidas no Quadro II. De modo a manter o volume global da mistura, retirou-se uma quantidade de areia correspondente ao volume de fibras adicionado. As composições foram obtidas por via de um processo de otimização descrito em [16]. Os valores obtidos nos ensaios de espalhamento e funil-V permitiram classificar as misturas como autocompactáveis, com excelente deformabilidade e elevada viscosidade e, portanto, baixo risco de segregação.

**Quadro II** Composição ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) das misturas estudadas

Constituinte	M 1	M 2
CEM I 42,5 R		794,90
Sílica de fumo		79,49
Fíler calcário		311,43
Água		153,76
Superplastificante		22,20
Areia	980,41	940,96
Fibras DM 9/0,175	58,88	117,75
Fibras DM 12/0,175	58,88	117,75
$D_{flow}$ (mm)	–	288,5

## 2.2 Provetes

Foram betonadas 5 séries de 6 provetes prismáticos (num total de 30) com dimensões  $430 \times 40 \times 30 \text{ mm}^3$  para determinação da resposta à tração em ensaios de tração direta, ver Figuras 2 e 3. Cada uma das séries de 6 provetes corresponde a uma determinada dosagem (1,5% ou 3%) ou perfil de orientação de fibras: fibras não orientadas, orientadas longitudinalmente ( $0^\circ$ ) ou transversalmente ( $90^\circ$ ). No caso da dosagem de 1,5% de fibras não foram produzidos provetes com fibras a  $90^\circ$  na medida em que seria expectável um comportamento demasiado frágil para estes provetes durante o ensaio de tração direta. Os provetes com fibras não orientadas foram betonados depondo o material em várias posições ao longo do molde de forma a minimizar o fluxo do material (Figura 2(a)). Este procedimento foi adotado com vista a evitar o alinhamento das fibras na direção do fluxo num molde relativamente estreito e comprido [17]. Os provetes com fibras predominantemente orientadas na direção longitudinal ( $0^\circ$ ) ou transversal ( $90^\circ$ ) foram betonados com o molde posicionado no interior de um eletroímã em forma de "U" com capacidade de orientar as fibras aço no interior do UHPFRC durante a betonagem, ver Figura 2(b). A orientação  $0^\circ$  ou  $90^\circ$  foi obtida rodando convenientemente o molde no interior do eletroímã, sabendo que as linhas do campo magnético têm a direção perpendicular às pernas do "U".



(a)



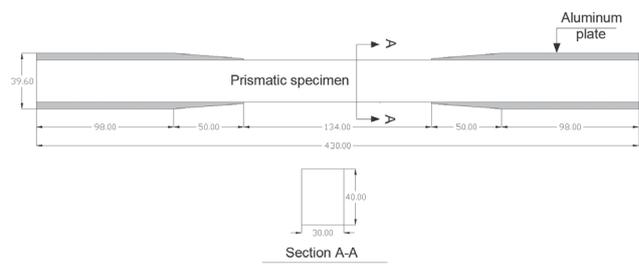
(b)

**Figura 2** Provetes para ensaio à tração direta: (a) betonagem dos provetes "não orientados", (b) produção dos provetes com orientação das fibras a  $0^\circ$

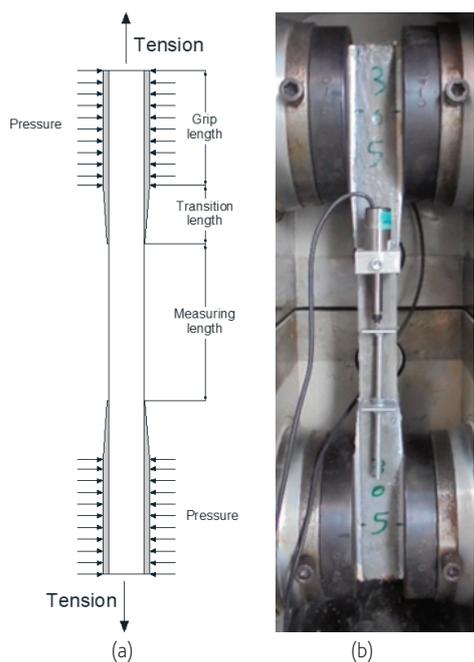
Os provetes foram desmoldados às 24 horas e colocados na câmara de cura. Uma semana antes dos ensaios os provetes foram retirados da câmara e secos. Seguindo o procedimento proposto por Graybeal *et al.* [18] foram coladas quatro placas de alumínio, tal como se ilustra na Figura 3, utilizando para o efeito uma fina camada de resina epóxi Sikadur® 330 US, de elevado módulo de elasticidade e resistência. Estas placas têm uma espessura constante de 4,8 mm ao longo de 98 mm, exibindo uma transição linear até 1 mm de espessura numa das extremidades. As placas de alumínio foram mantidas sob pressão constante contra os provetes durante 3 dias para permitir a cura da resina. Em seguida, procedeu-se à retificação das faces das placas de alumínio para garantir o paralelismo das mesmas e assegurar as melhores condições de fixação nas amarras da prensa de ensaio.

## 2.3 Arranjo experimental

Os ensaios foram conduzidos numa prensa universal muito rígida sob controlo de deslocamento a uma velocidade de constante de  $0,002 \text{ mm/s}$ . As fixações na extremidade são materializadas por amarras hidráulicas que asseguram restrição da rotação. A minimização dos momentos flectores parasitas decorrentes de eventuais desvios no posicionamento do provete foi conseguida à custa da preparação cuidada dos provetes, nomeadamente, a retificação das chapas de alumínio após a cura da resina, e a adoção de procedimentos rigorosos de colocação dos mesmos na prensa. A pressão de fixação lateral nas amarras hidráulicas foi definida a 40 MPa para garantir a inexistência de escorregamentos entre as amarras e os provetes, ver Figura 4(a). De modo a conseguir um melhor ajuste entre as amarras e o provete e facilitar a aplicação da carga em tração, inicialmente, os provetes foram carregados em compressão até aos 12 MPa e, seguidamente, carregados em tração até à separação completa do provete em duas partes [18]. Foram instalados dois LVDT's em faces opostas de cada um dos provetes para medir não só a deformação durante o ensaio mas também para avaliar a flexão decorrente de qualquer eventual excentricidade no sistema (Figura 4(b)). Deve referir-se que, devido à existência das placas de alumínio e ao espaço limitado entre o provete e as amarras, não foi possível instalar LVDT's nas faces laterais do provete. No entanto, é importante notar que a prensa utilizada nos ensaios é muito rígida nesta direção, sendo a rotação do provete impedida pelo sistema de amarração nas extremidades. Para além disso, durante a instalação do provete, foram tidos cuidados especiais para assegurar o perfeito alinhamento do provete relativamente ao sistema de amarração.



**Figura 3** Geometria dos provetes para ensaio à tração uniaxial (dimensões em mm)



**Figura 4** Arranjo experimental do ensaio de tração direta: (a) pressão lateral conferida pelo sistema hidráulico de amarração, (b) fotografia de um provete durante o ensaio

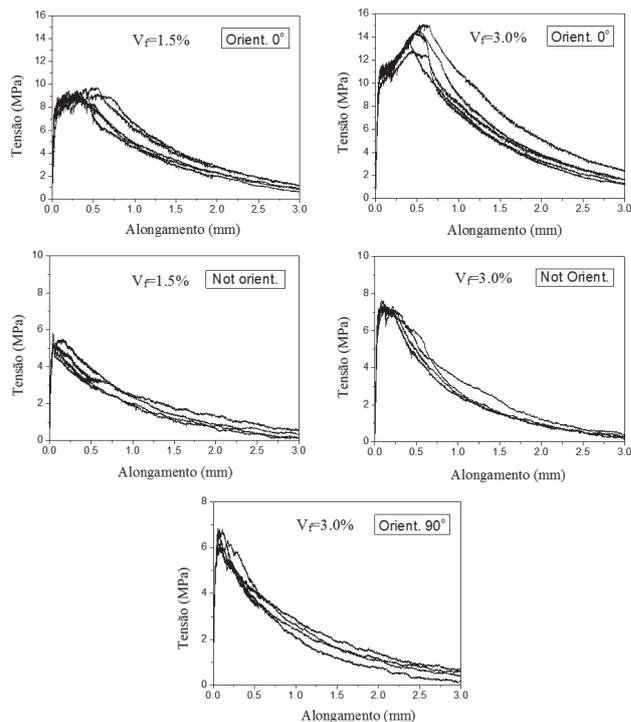
### 3 Resultados e discussão

#### 3.1 Observações gerais

As curvas força-alongamento para todos os provetes válidos são apresentadas na Figura 6. Foram considerados válidos os provetes nos quais a localização da fenda ocorreu dentro do campo de medida dos LVDT's, não sendo portanto afetada pelas perturbações induzidas pela fixação lateral do provete. Em cada uma das séries, pelo menos 4 dos 6 provetes ensaiados foram considerados válidos. A tensão foi determinada simplesmente dividindo a força registada pela área da seção transversal do provete. O alongamento foi determinado fazendo a média dos registos dos LVDT's posicionados em faces opostas. Note-se que em todos os casos apresentados os desvios entre as leituras de cada um dos LVDT's foram negligenciáveis, indiciando serem desprezáveis as deformações de flexão decorrentes das excentricidades do sistema.

No caso dos provetes com fibras orientadas a  $0^\circ$  (1,5% e 3,0%) e dos provetes com 3% de fibras sem orientação preferencial, as curvas tensão alongamento evidenciam as três fases do comportamento descritas anteriormente: (1) fase elástica; (2) fase de endurecimento acompanhado da formação de múltiplas microfendas; (3) fase de amolecimento caracterizada pela localização das deformações numa fissura crítica. Nos provetes com 3,0% de fibras orientadas a  $90^\circ$  (isto é, perpendiculares à tensão de tração aplicada) o ramo de endurecimento não é visível em todos os provetes ensaiados e

quando existe é muito reduzido. Os provetes com 1,5% de fibras não orientadas não exibiram ramo de endurecimento, tendo-se iniciado o amolecimento e conseqüente localização das deformações com a fendilhação da matriz.



**Figura 5** Curvas tensão-alongamento para todos os provetes válidos

Durante a fase elástica o alongamento medido corresponde à deformação elástica do compósito no campo de medida. Nesta fase a diferença entre as curvas é diminuta em virtude de a deformação elástica ser muito pouco afetada pela dosagem e orientação das fibras. Tal como referido acima, e dependendo da dosagem de fibras e da sua orientação, após a fendilhação da matriz pode ser observado um ramo de endurecimento (ou um patamar horizontal). A existência desta fase depende do número de fibras que são ativadas em cada uma das microfissuras. A probabilidade de uma fibra intersectar o plano da fissura, e ser portanto ativada, aumenta com a dosagem e com o cosseno do ângulo que a fibra faz com a normal à superfície de fratura [8]. No caso de misturas com dosagens elevadas (3,0%), ou no caso de as fibras estarem predominantemente orientadas a  $0^\circ$ , o número de fibras ativadas é suficiente para assegurar que a tensão que pode ser transmitida pelas fibras é superior àquela que leva à fendilhação da matriz, pelo que é satisfeita a condição necessária à ocorrência de múltiplas fendas ao longo do provete. Quando a capacidade das fibras se esgota numa das microfissuras, o provete entra em regime de amolecimento, concentrando-se toda a deformação na fenda crítica enquanto as outras descarregam. Nos provetes com baixa dosagem de fibras ou com fibras orientadas de forma desfavorável, o número de fibras passíveis de serem ativadas é reduzido e a tensão decresce imediatamente após a primeira

fendilhação da matriz, caso em que não se observa patamar ou ramo de endurecimento. Tal como é evidenciado nos gráficos da Figura 5, nestas duas últimas fases a dispersão de resultados dentro de cada série aumenta em virtude de a resposta experimental ser largamente condicionada pela distribuição e orientação das fibras, que naturalmente varia de provete para provete.

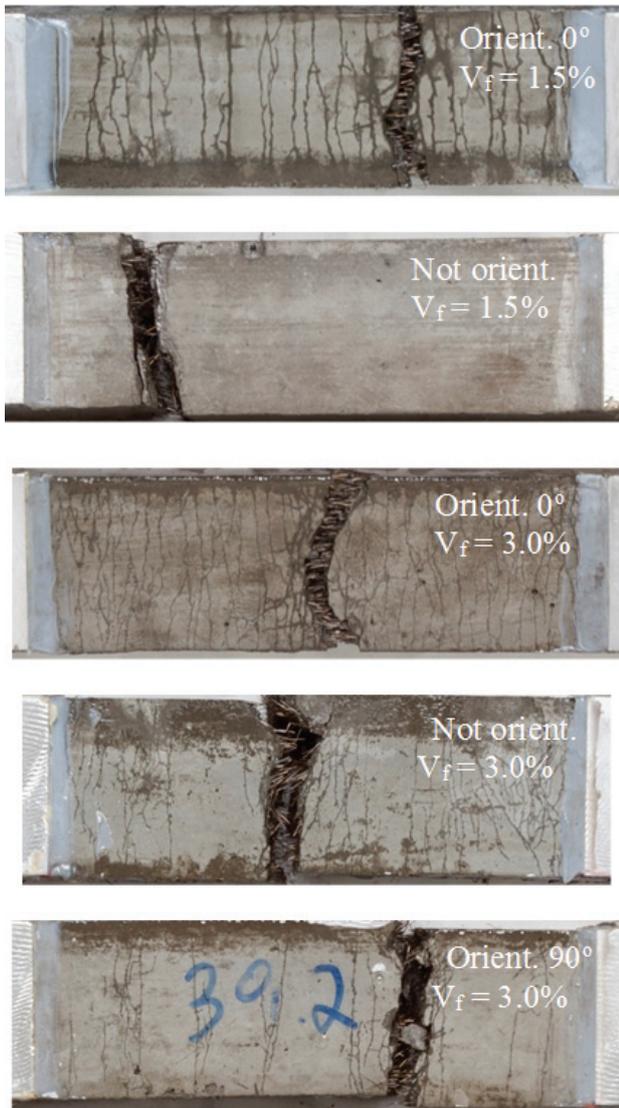


Figura 6 Padrões de fendilhação representativos dos provetes ensaiados

Na Figura 6 são apresentadas imagens dos padrões de fendilhação observados em provetes representativos de cada uma das dosagens e perfis de orientação estudados, após aspensão da superfície com álcool. Os provetes com  $V_f = 3,0\%$  e fibras predominantemente orientadas a  $0^\circ$  exibiram um padrão de fendas muito denso e com aberturas muito reduzidas. Nos provetes com  $V_f = 1,5\%$  e fibras predominantemente orientadas a  $0^\circ$  observou-se também um padrão de fendas regularmente espaçadas, embora com

espaçamento e abertura superiores. Nos provetes com  $V_f = 3,0\%$  e fibras não orientadas são ainda visíveis várias fendas, embora o espaçamento seja muito superior aos anteriores e algo irregular. No caso dos provetes com  $V_f = 3,0\%$  e fibras predominantemente orientadas a  $90^\circ$ , o espaçamento entre as poucas fissuras observadas é ainda maior. Por oposição, nos provetes com  $V_f = 1,5\%$  e fibras não orientadas apenas é visível uma fenda, corroborando o que foi descrito anteriormente.

No caso de fibras de aço curtas, lisas e de alta resistência, a resistência à tração do compósito é condicionada pela aderência das fibras e nunca pela cedência do aço. Esse facto foi confirmado por observação das superfícies de fratura dos provetes ensaiados. Após a separação do provete verifica-se que as fibras foram arrancadas da face oposta.

### 3.2 Influência da dosagem e da orientação das fibras nos parâmetros de fratura

Na Figura 7 é apresentada uma comparação entre as curvas tensão-extensão obtidas efetuando a média das curvas de cada uma das séries ensaiadas. Os valores das extensões foram determinados dividindo o alongamento medido pelos LVDT's pelo seu comprimento de referência (134 mm). Esta figura permite uma avaliação imediata do efeito da dosagem e da orientação das fibras no comportamento à tração do UHPFRC, nomeadamente na tensão de pico e na extensão do patamar ou ramo de endurecimento.

No Quadro III são apresentados os valores médios e respetivos desvios padrão dos parâmetros de fratura que caracterizam a curva tensão-alongamento do UHPFRC em função da dosagens e orientação das fibras. Cada um dos parâmetros está definido na Figura 1 e na Seção 1 deste artigo. O valor de  $G_{\beta}$  apresentado no Quadro III foi obtido através da área abaixo do gráfico tensão – abertura de fenda (após a localização da fenda) até uma abertura de fenda de 3 mm.

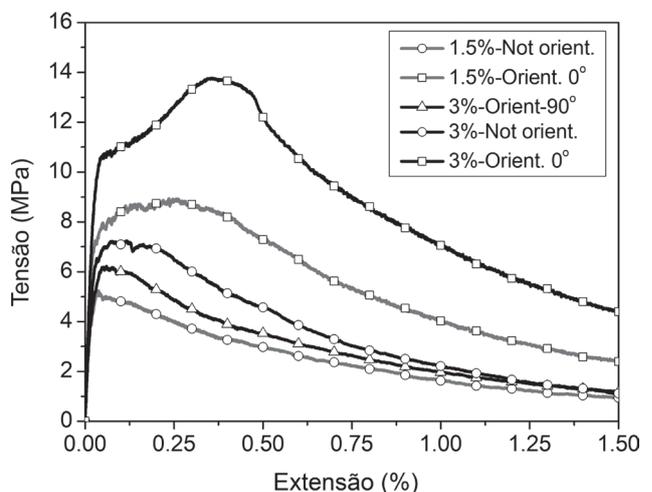


Figura 7 Curvas tensão-extensão médias para cada uma das séries ensaiadas (a extensão tem significado físico até à tensão de pico)

**Quadro III** Parâmetros de fratura para cada uma das séries ensaiadas

Série		$\sigma_{mc}$ (MPa)	$\sigma_{uc}$ (MPa)	$\varepsilon_{uc}$ (%)	$g_f$ (kJ/m <sup>3</sup> )	$G_{\beta}$ (kJ/m <sup>2</sup> )
$V_f = 1,5\%$	Orient. Média	7,18	8,92	0,39	37,63	8,95
	0° D. Pad.	0,43	0,42	0,05	0,55	0,77
	Não Média	5,26	5,26	–	–	5,20
	orient. D. Pad.	0,24	0,14	–	–	0,75
	Orient. Média	10,42	14,05	0,46	60,81	14,31
	0° D. Pad.	0,38	0,86	0,07	0,94	2,74
$V_f = 3,0\%$	Não Média	6,72	7,35	0,26	22,89	5,70
	orient. D. Pad.	0,38	0,1	0,06	0,36	0,62
	Orient. Média	5,98	6,38	0,14	10,07	5,50
	90° D. Pad.	0,40	0,34	0,06	0,34	0,91

Fica bem patente após a análise dos resultados que a influência da orientação das fibras pode ter mais impacto na resposta do material do que a dosagem. Através da orientação das fibras, e no caso dos provetes com  $V_f = 1,5\%$ , foi inclusivamente possível passar de um comportamento com amolecimento da resposta após a primeira fissuração, característico dos provetes com fibras não orientadas, para um comportamento claramente dúctil com patamar de endurecimento, ao mesmo tempo que a resistência à tração aumentou cerca de 70%. Este facto põe em evidência os desafios que se colocam na modelação do comportamento anisotrópico de estruturas de UHPFRC sempre que exista orientação preferencial das fibras numa dada direção. A comparação entre os resultados dos provetes com  $V_f = 1,5\%$  e fibras predominantemente orientadas a 0° e dos provetes com  $V_f = 3,0\%$  sem orientação preferencial demonstram que, mesmo com metade da dosagem de fibras, é possível obter um desempenho à tração superior desde que a orientação das fibras seja favorável.

No caso dos provetes com  $V_f = 3,0\%$  observou-se uma variação de 70% da resistência à tração entre os provetes com fibras predominante orientadas a 90° e 0°. Por seu lado, a energia absorvida pelo UHPFRC até à resistência de pico,  $g_p$ , mais do que duplicou, sendo que este parâmetro é muito sensível ao número de fendas formadas durante o patamar de endurecimento. A variação dos resultados entre os provetes com fibras orientadas predominante a 90° e os provetes sem orientação preferencial não é tão vincada, o que indicia que a orientação das fibras na direção transversal não terá sido tão bem sucedida. Este facto será posteriormente confirmado com recurso a técnicas de análise de imagem de superfícies polidas e paralelas aos planos de fratura, de forma a permitir obter a distribuição do ângulo de orientação das fibras na secção transversal de cada um dos provetes, utilizando a metodologia seguida pelos autores em trabalhos anteriores [19].

## 4 Conclusões

Neste trabalho apresentou-se um estudo experimental desenvolvido com o objetivo de colmatar a lacuna existente relativa à quantificação do efeito da orientação das fibras na curva tensão-alongamento do material em tração uniaxial. O arranjo experimental desenvolvido

para alinhar as fibras revelou-se adequado, permitindo obter perfis de orientação muito distintos de uma forma eficiente. Apesar de serem ensaios morosos e dispendiosos, os ensaios à tração direta efetuados mostraram-se adequados para caracterizar o comportamento do material. O sistema de fixação demonstrou um bom desempenho e permite a utilização de provetes prismáticos de dimensões reduzidas. Os resultados obtidos permitiram confirmar a enorme influência da orientação das fibras no comportamento à tração do UHPFRC, tanto no que diz respeito à resistência à tração como ao desenvolvimento do patamar ou ramo de endurecimento, assim como no padrão de microfendilhação dos provetes. Ficou ainda bem evidenciado que não existe uma lei de comportamento intrínseca para o material, mas antes que esta depende fortemente de todos os fatores extrínsecos que possam condicionar a orientação das fibras, tais como as condições de colocação.

Os resultados aqui apresentados fazem parte de um trabalho em curso, estando correntemente a ser efetuada a análise de imagem de superfícies polidas de todos os provetes ensaiados com vista a caracterizar a orientação das fibras e assim poder obter informação quantitativa acerca da estrutura da fase fibrosa que possa ser usada no estabelecimento de modelos preditivos do comportamento do material, assim como o desenvolvimento de métodos não destrutivos de avaliação do conteúdo e orientação das fibras no UHPFRC [20].

## Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções, financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da FCT.

## Referências

- [1] Li, V. C.; Mishra, D. K.; Wu, H. C. – "Matrix design for pseudo strain-hardening fiber reinforced cementitious composites". *Materials and Structures*, Vol. 28, pp. 586–595, 1995.
- [2] Naaman, A.; Wille, E. K. – "The Path to Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC)", *Third Int. Symposium of UHPC 2012*, Kassel, Germany, p. 3-15, 2012.
- [3] Rossi, P. – "High performance multimodal fiber reinforced cement composites (HPMFRCC): The LCPC experience". *ACI Materials Journal* Vol. 94, pp. 478–483, 1997.
- [4] Yoo, D. Y.; Lee, J. H.; Yoon, Y. S. – "Effect of fibre content on mechanical and fracture properties of ultra high performance fibre reinforced cementitious composites". *Composite Structures*, Vol. 106, pp. 742–753, 2013.
- [5] Tran, N. T.; Tran, T. K.; Jeon, J. K.; Park, J. K.; Kim, D. J. – "Fracture energy of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete at high strain rates". *Cement and Concrete Research*, Vol. 79, pp. 169–184, 2016.
- [6] Charron, J. P.; Denarié, E.; Brühwiler, E. – "Permeability of ultra high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) under high stresses". *Materials and Structures*, Vol. 40, pp. 269–277, 2007.

- [7] Wille, K.; El-Tawil, S.; Naaman, A. E. – "Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading". *Cement and Concrete Composite*, Vol. 48, pp. 53–66, 2014.
- [8] Bastien-Masse, M.; Denarié, E.; Brühwiler, E. – "Effect of fiber orientation on the in-plane tensile response of UHPFRC reinforcement layers". *Cement and Concrete Composite*, Vol. 62, pp. 111-125, 2016.
- [9] Lee, Y.; Kang, S. T.; Kim, J. K. – "Pullout behavior of inclined steel fiber in an ultra-high strength cementitious matrix". *Construction and Building Materials*, Vol. 24, pp. 2030-2041, 2010.
- [10] Yoo, D. Y.; Zi, G.; Kang, S. T.; Yoon, Y. S. – "Biaxial flexural behavior of ultra-high-performance fibre-reinforced concrete with different fibre lengths and placement methods". *Cement and Concrete Composite*, Vol. 63, pp. 51-66, 2015.
- [11] Abrishambaf, A.; Barros, J. A. O.; Cunha, V. M. C. F. – "Relation between fibre distribution and post-cracking behaviour in steel fibre reinforced self-compacting concrete panels". *Cement and Concrete Research*, Vol. 51, pp. 57-66, 2013.
- [12] Abrishambaf, A.; Cunha, V. M. C. F.; Barros, J. A. O. – "The influence of fibre orientation on the post-cracking tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete". *Fracture and Structural Integrity*, Vol. 31, pp. 38-53, 2015.
- [13] Torrijos, M. C.; Barragan, B. E.; Zerbino, R. – "Placing conditions, mesostructural characteristics and post-cracking response of fibre reinforced self-compacting concretes". *Construction and Building Materials*, Vol. 24, pp. 1078–1085, 2010.
- [14] Kim, D.J.; Park, S. H.; Ryu, G. S.; Koh, K. T. – "Comparative flexural behavior of Hybrid Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete with different macro fibers". *Construction and Building Materials*, Vol. 25, pp. 4144–4155, 2011.
- [15] Pyo, S.; Wille, K.; El-Tawil, S.; Naaman, A. E. – "Strain rate dependent properties of ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under tension". *Cement and Concrete Composite*, Vol. 56, pp. 15-24, 2015.
- [16] Ribeiro, F.; Nunes, S. – "Betões de elevado desempenho reforçado com fibras". *BE2012 - Encontro Nacional Betão Estrutural*, Porto, Portugal, 2012.
- [17] Boulekbache, B.; Hamrat, M.; Chemrouk, M.; Amziane, S. – "Flowability of fibre-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material". *Construction and Building Materials*, Vol. 24, pp. 1664-1671, 2010.
- [18] Graybeal, B. A.; Baby, F. – "Development of direct tension test method for ultra-high-performance fibre-reinforced concrete". *ACI Materials Journal*, Vol. 110, pp. 117-186, 2013.
- [19] Ribeiro, F.; Pimentel, M.; Nunes, S. – "Caracterização da distribuição e orientação das fibras no UHPFRC", in *5<sup>as</sup> Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, LNEC, Lisboa, 2014.
- [20] Nunes, S.; Pimentel, M.; Carvalho, A. – "Non-destructive assessment of fibre content and orientation in UHPFRC layers based on a magnetic method". *Cement and Concrete Composites*, Vol. 72, pp. 66-79, 2016.

# Monitorização do comportamento dinâmico da Ponte de São João

## Monitoring of São João Bridge dynamic behaviour

Xu Min  
L. Oliveira Santos  
Naim Suleyman

### Resumo

A ponte ferroviária de São João, sobre o rio Douro, na cidade do Porto, é uma estrutura de betão armado pré-esforçado, com uma extensão total de 1028,8 m. Projetada pelo Prof. Edgar Cardoso, esta obra de arte foi inaugurada em 1991.

A ponte foi instrumentada durante a construção tendo em vista a caracterização experimental do seu comportamento estrutural estático, com base em campanhas periódicas. Em 2007 foi efetuada a modernização do sistema instalado, visando fundamentalmente a automatização das medições. Posteriormente foi instalado um sistema de monitorização de vibração contínua. Para a identificação de características dinâmicas da estrutura em tempo real, a partir das acelerações adquiridas, foi desenvolvido um procedimento automático, com base no método de identificação estocástica em subespaços usando as funções de correlação (SSI-COV) e a análise de *clusters*.

Nesta comunicação é apresentada a metodologia desenvolvida e os resultados obtidos durante um ano e meio de monitorização.

### Abstract

São João Railway Bridge, crossing the River Douro, in Oporto, is a prestressed concrete structure, with a main span of 250 m and a total length of 1028,8 m. Designed by Prof. Edgar Cardoso, the bridge is open to traffic since 1991.

This bridge was instrumented during the construction and its static structural behaviour has been experimentally followed since then, based on periodical measurements. In 2007, this system was upgraded in order to introduce automatic data acquisition. In 2014, a vibration-based continuous monitoring system was installed on the bridge. In order to achieve the identification of modal parameters of the structure on real-time, based on the measurement of accelerations, an automatic procedure was developed, using the COVariance driven Stochastic Subspace Identification technique (SSI-COV) and cluster analysis.

This paper presents the methodology developed and the main results obtained during a year and a half.

**Palavras-chave:** Ponte ferroviária / Monitorização dinâmica contínua / Análise modal operacional / Ensaios de vibração ambiente

**Keywords:** Railway bridge / Continuous dynamic monitoring / Operational modal analysis / Ambient vibration tests

## Xu Min

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas  
Lisboa, Portugal  
xumin@lnec.pt

## L. Oliveira Santos

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas  
Lisboa, Portugal  
luis.osantos@lnec.pt

## Naim Suleyman

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
Lisboa, Portugal  
naim.suleyman.ss@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.*

MIN, X. [et al.] – Monitorização do comportamento dinâmico da Ponte de São João. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 99-108.

## 1 Introdução

A caracterização experimental do comportamento dinâmico das estruturas é uma ferramenta eficaz na avaliação da segurança estrutural. O progressivo desenvolvimento de técnicas de identificação dos parâmetros modais da estrutura, designadamente as frequências e configurações dos modos de vibração e os coeficientes de amortecimento, e a sua aplicação com sucesso na realização de ensaios ambientais motivaram a sua progressiva integração em sistemas da monitorização de integridade estrutural, em particular de obras de grande importância, dimensão ou complexidade.

O elevado volume de informação gerado por um sistema de monitorização dinâmica torna necessário o desenvolvimento de algoritmos que realizem de forma automática o processamento dessa informação, extraindo os parâmetros modais da estrutura e possibilitando, desta forma, a avaliação da integridade estrutural.

A ponte de São João sobre o rio Douro, no Porto, foi instrumentada durante a construção, tendo sido observado o seu comportamento estrutural estático desde então. Mais recentemente foi introduzida uma componente dinâmica no sistema de monitorização que, embora de pequena expressão, permite complementar significativamente a informação sobre o comportamento estrutural desta obra de arte. Nestas circunstâncias foi desenvolvido um procedimento para estimar de forma automática e integrada os parâmetros modais a partir das acelerações medidas, baseado no método de identificação estocástica em subespaços aplicando as funções de correlação (SSI-COV) e a análise de *clusters*.

Na presente comunicação, após uma breve descrição da ponte de São João e do seu sistema de monitorização dinâmica, apresenta-se a metodologia desenvolvida para a extração automática das características modais da estrutura, bem como os resultados obtidos nesta ponte durante o período de um ano e meio.

## 2 Descrição da estrutura

A ponte ferroviária de S. João, sobre o rio Douro, na cidade do Porto, é uma estrutura de betão armado pré-esforçado (Figura 1). Projetada pelo Prof. Edgar Cardoso e construída pelo consórcio FERDOURO-ACE, a ponte é contínua com os viadutos de acesso, com uma extensão total de 1028,8 m [1]. A plataforma ferroviária é constituída por laje de via, uma superestrutura sem travessas e sem balastro (Figura 2).

O atravessamento do rio Douro realiza-se através de um tramo principal com 250 m de vão e dois tramos adjacentes com 125 m de vão (Figura 3). O tabuleiro é constituído por uma viga caixão bicelular, cuja altura varia entre 14 m, sobre os pilares, e 7 m, a meio vão. Nos três tramos centrais da ponte foi aplicado um sistema de pré-esforço exterior constituído por 14 cabos de 5000 kN, divididos pelo interior das duas células, estando prevista, em caso de necessidade, a possibilidade de aumentar este número até 20 cabos [2].

Os pilares principais E1 e D1 têm uma altura de 50 m, com uma secção transversal que é circular na base do pilar, passando a retangular com o seu desenvolvimento em altura.



Figura 1 Vista geral da ponte de São João



Figura 2 Vista da plataforma ferroviária

A ligação do tabuleiro aos pilares é contínua nos pilares centrais (E1 e D1), sendo efetuada através de aparelhos de apoio fixos nos restantes casos, com exceção do pilar E7 onde há um apoio “pendular”.

Nos extremos do tabuleiro, junto aos encontros, existem sistemas de ligação especiais que permitem a livre deformação do tabuleiro para solicitações lentas, como a temperatura e os efeitos diferidos, mas que asseguram a transmissão de esforços horizontais resultantes de ações rápidas, como frenagens ou sismos.

A ponte está classificada na categoria D4 de União Internacional dos Caminhos de ferro (UIC), permitindo uma velocidade máxima de 120 km/h.

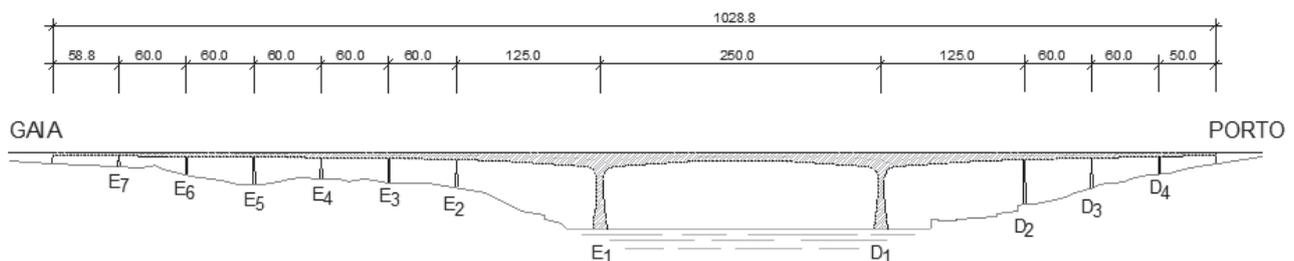


Figura 3 Alçado da ponte de São João

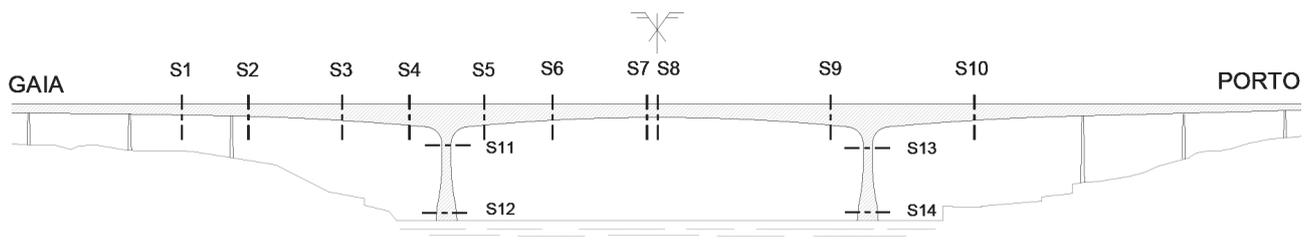


Figura 4 Ponte de São João: localização das secções instrumentadas

### 3 O sistema de monitorização da integridade estrutural

Os trabalhos de observação da estrutura realizados pelo LNEC iniciaram-se em outubro de 1986, tendo a instalação de equipamento decorrido ao longo da construção, até à entrada em serviço da ponte, em junho de 1991 [3]. A observação do comportamento estrutural consistiu na medição de extensões e temperaturas em diversas secções da estrutura: 10 secções no tabuleiro e 4 nos dois pilares principais (Figura 4). Na base e no topo dos pilares principais foram instaladas bases de clinómetro de bolha de ar.

Em 2007 foi efetuada a modernização da instrumentação efetuada, visando fundamentalmente a automatização das medições, o acesso remoto aos dados bem como o seu processamento em tempo real. Para esse efeito, foram instalados novos sensores para a medição de deslocamentos verticais, dos movimentos das juntas de dilatação e das rotações, bem como uma rede local em fibra ótica, os *loggers* necessários à automatização das medições, um *router* e um computador industrial [4].

Em 2014, foi instalado um sistema de monitorização dinâmica permanente, constituído por seis acelerómetros uniaxiais e um sistema de aquisição *Gantner* [5]. Os acelerómetros foram instalados no tramo principal, três orientados transversalmente, nas secções junto aos pilares E1 e D1 e de meio vão, e três verticalmente, nas secções de quarto de vão e de meio vão do tramo central.

O processo de aquisição é controlado por um programa desenvolvido no LNEC [6]. A frequência de aquisição é de 250 Hz e, conseqüentemente, em cada hora são obtidos ficheiros de registo em formato binário com cerca de 24 MB.

## 4 Análise modal operacional

### 4.1 Considerações gerais

A Análise Modal Operacional (*Operational Modal Analysis, OMA*) é um procedimento de identificação de características dinâmicas de estrutura baseada nas respostas das estruturas quando excitadas em condições de operação, como é o caso das ações ambientais ou de tráfego. Utilizando a técnica de identificação modal estocástica, são estimados parâmetros modais dos modos de vibração naturais, tais como frequências, configurações e coeficientes de amortecimento.

Sendo um método paramétrico no domínio do tempo, o método de identificação estocástica em subespaços (SSI) consiste na identificação das matrizes da representação de estado de sistemas estocásticos no tempo discreto, ou seja, apenas com base na resposta dos sistemas [7]. A identificação modal é efetuada em

duas fases: são estimadas as funções de covariância (ou funções de correlação, para os processos estocásticos com média nula) e, em seguida, é efetuado o ajuste de modelos com vista à identificação dos parâmetros modais dos sistemas.

### 4.2 Pré-processamento de dados

Antes da análise de identificação modal, os registos de aceleração são objeto de um pré-processamento que consistiu nas seguintes operações:

- Remoção da componente contínua ou de tendências lineares.
- Filtragem passa-baixo com um filtro de tipo Butterworth de ordem 8 para remover componentes de alta frequência que não têm interesse para a banda de frequências que se pretende analisar.
- Decimação dos registos para reduzir o tempo do processamento sem que haja qualquer perda de informação na banda de frequências de interesse para a estrutura em causa.

A identificação modal estocástica é efetuada com base na resposta das estruturas às ações ambientais, assumindo-se a hipótese de as forças de excitação serem idealizáveis através de um processo estocástico gaussiano de tipo ruído branco (com densidade espectral constante) com média nula. Contudo, no caso das pontes ferroviárias, a vibração da estrutura registada durante o seu funcionamento não se enquadra totalmente nesta condição, uma vez que ocorrem três tipos de vibração:

- Vibração forçada durante a passagem de comboio;
- Vibração livre imediatamente depois do comboio sair da ponte;
- Vibração ambiental causada pela ação de vento nos intervalos de passagem de comboios.

A passagem dos comboios, particularmente, comboios de carga, introduz um acréscimo de massa considerável na estrutura, que provoca alterações no seu comportamento dinâmico. A amplitude das vibrações também aumenta significativamente durante essas passagens. Na Ponte de São João, por exemplo, a aceleração vertical a meio vão do tramo central pode ser superior a 400 mg durante a passagem de comboio, enquanto nos intervalos entre as passagens é inferior a 1 mg (Figura 5a).

Apesar da sua curta duração, o valor eficaz (RMS) das vibrações forçadas é significativamente maior do que o das vibrações ambientais, o que introduz perturbações nas características dinâmicas da estrutura a identificar (Figura 5b).

A eliminação das vibrações provocadas pelas passagens de comboio é efetuada com base no critério de valor eficaz (RMS) dos dados pré-processados. O valor máximo do RMS para que a vibração seja considerada ambiental é ajustado para a obra em monitorização. Para a Ponte de São João, considera-se a vibração ambiental se o RMS de aceleração for inferior a 0,2 mg. Como resultado o espectro obtido a partir da vibração ambiental permite identificar de uma forma clara os picos de ressonância (Figura 5b).

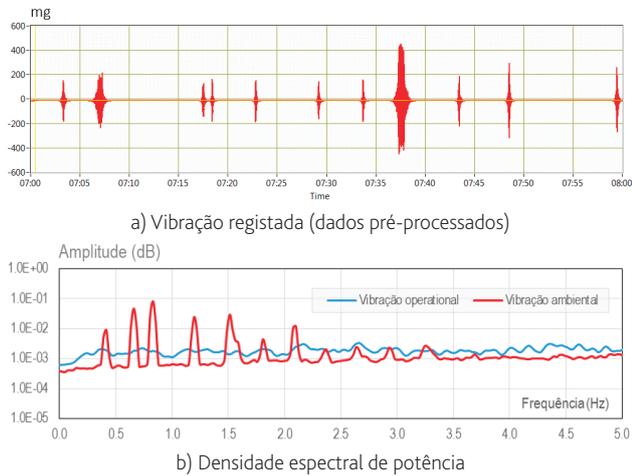


Figura 5 Vibração registada e densidade espectral de potência das vibrações operacional e ambiental

### 4.3 Método de decremento aleatório

Na metodologia apresentada, para estimar funções de correlação das respostas estruturais é utilizada a técnica de Decremento Aleatório (*Random Decrement, RD*). Nos processos estocásticos estacionários gaussianos de média nula, as funções de Decremento Aleatório (*RD*) são proporcionais às funções de correlação das respostas ou às suas primeiras derivadas em relação ao tempo [8],[9].

As funções *RD* são calculadas através duma média de amostras dos registos de resposta, sob uma condição inicial, neste caso, de passagem por um nível. Para a minimização da variância das funções *RD*, o nível ótimo que deve ser considerado é  $a = \sqrt{2}\sigma_x$ , onde  $\sigma_x$  é o desvio padrão da série que está a ser analisada [10].

### 4.4 Método de identificação estocástica em subespaços (SSI-COV)

O método de identificação estocástica em subespaços baseado na análise das funções de correlação da resposta dos sistemas (SSI-COV) baseia-se fundamentalmente na expressão de fatorização das funções de correlação  $R$ , em que  $C$  é a matriz de resposta,  $A$  é a matriz de estado e  $G$  é a matriz de covariância entre os estados seguintes e as respostas:

$$R_k = CA^{k-1}G \quad (1)$$

As funções de correlação são organizadas numa matriz de *Hankel*,  $H$ , sob a seguinte forma:

$$H_0 = \begin{bmatrix} R_1 & R_2 & R_3 & \dots & R_q \\ R_2 & R_3 & R_4 & \dots & R_{q+1} \\ R_3 & R_4 & R_5 & \dots & R_{q+2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_p & R_{p+1} & R_{p+2} & \dots & R_{p+q-1} \end{bmatrix} \quad H_1 = \begin{bmatrix} R_2 & R_3 & R_4 & \dots & R_{q+1} \\ R_3 & R_4 & R_5 & \dots & R_{q+2} \\ R_4 & R_5 & R_6 & \dots & R_{q+3} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_{p+1} & R_{p+2} & R_{p+3} & \dots & R_{p+q} \end{bmatrix} \quad (2)$$

onde  $H_i$  é deslocado por um intervalo de tempo em relação à matriz  $H_0$ .

Verifica-se que a matriz de *Hankel* das funções de correlação é o produto da matriz de observabilidade ( $O_p$ ) e da matriz de controlabilidade estocástica ( $\Gamma_q$ ):

$$H_0 = O_p \Gamma_q; \quad H_1 = O_p A \Gamma_q \quad (3)$$

Aplicando o algoritmo de decomposição em valores singulares (SVD) à matriz de *Hankel*  $H_0$ , pode-se determinar as matrizes  $O_p$  e  $\Gamma_q$  e, conseqüentemente, os parâmetros modais ( $\Phi, \omega, \xi$ ) [8].

### 4.5 Automatização do processo de identificação modal

Nos métodos paramétricos, a análise modal é efetuada para modelos paramétricos de ordens crescentes. Os polos obtidos são comparados entre si, em termos de frequências, coeficientes de amortecimento e configurações modais.

Para avaliar a semelhança entre as configurações modais dos polos  $i$  e  $j$  utiliza-se coeficiente  $MAC_{ij}$  (*Modal Assurance Criterion* [11]):

$$MAC_{ij} = \frac{|\mu_i^T \mu_j|^2}{(\mu_i^T \mu_i)(\mu_j^T \mu_j)} \quad (4)$$

No caso dos modos complexos, aplica-se o critério  $MACX_{ij}$  [12]:

$$MACX_{ij} = \frac{(|\mu_i^* \mu_j| + |\mu_i^T \mu_j|)^2}{(\mu_i^* \mu_i + |\mu_i^T \mu_i|)(\mu_j^* \mu_j + |\mu_j^T \mu_j|)} \quad (5)$$

onde  $\mu_i$  e  $\mu_j$  são vetores associados aos polos  $i$  e  $j$ ,  $*$  é o conjugado transposto do vetor complexo e  $^T$  é a matriz transposta.

Se a diferença entre polos de ordens sequenciais é inferior a um critério predefinido, então esses polos são considerados estáveis. A visualização do diagrama de estabilização permite a identificação dos modos de vibração naturais da estrutura e a eliminação dos polos numéricos ou de ruído, uma vez que os polos que correspondem ao mesmo modo de vibração da estrutura têm parâmetros modais semelhantes em várias ordens (Figura 6).

Para automatizar o processo da identificação dos modos de vibração naturais, na metodologia proposta a seleção dos polos estáveis é efetuada com a técnica de análise *cluster*, utilizando o critério de Distância Euclidiana [13]:

$$d_{i-j} = \left| \frac{f_i - f_j}{f_i} \right| + (1 - MAC_{ij}) \quad (6)$$

onde  $f_i$  e  $f_j$  são as frequências estimadas.

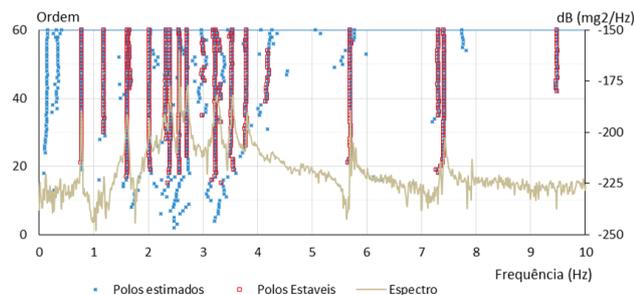


Figura 6 Diagrama de estabilização

Quanto mais pequena for a distância entre dois polos,  $d_{ij}$ , maior será o grau de semelhança entre os modos que esses polos representam. Se a  $d_{ij}$  é inferior a um limite preestabelecido, considera-se que os modos são semelhantes e os correspondentes polos são reunidos no mesmo grupo (*cluster*).

Para o efeito, o critério de distância Euclidiana deve ser escolhido de forma a evitar a inclusão de polos que correspondem a diferentes modos de vibração no mesmo grupo. No entanto, se a distância for demasiado pequena, pode-se correr o risco de separar os polos que estão associados ao mesmo modo de vibração. No procedimento proposto, o limite de distância Euclidiana é ajustado para 0,01. A separação dos grupos (*clusters*) é efetuada em duas fases.

Na primeira fase, são formados grupos (*clusters*) em que a distância mínima entre um polo e os outros é inferior ao limite predefinido. Os polos com coeficiente de amortecimento superior a 10% são eliminados.

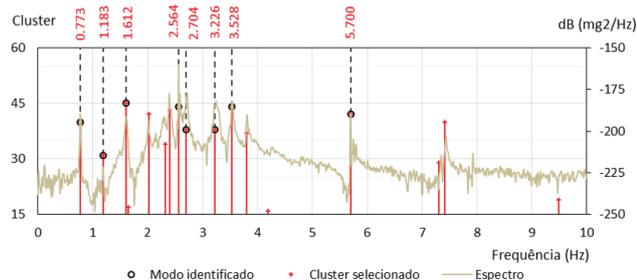


Figura 7 Clusters selecionados e frequências medianas dos modos verticais identificados

Os modos de vibração naturais estão presentes nos modelos de diferentes ordens e, em muitos casos, a partir da baixa ordem (Figura 6). Assim, é expectável que os grupos correspondentes aos modos de vibração reais sejam aqueles com maior número de polos. No entanto, os modos pouco excitados (com pouco peso na resposta estrutural) são apenas estabilizados em ordens superiores. Se se pretende identificar um maior número possível dos modos de vibração deve-se selecionar um número mais abrangente de grupos (Figura 7), o que pode levar a incluir grupos que não estejam associados com modos de vibração reais.

Na fase seguinte, é avaliada a convergência dos polos dos grupos selecionados. Nesta fase, a convergência dos coeficientes de amortecimento também é analisada.

Considera-se que dois polos do mesmo *cluster* são convergentes se a distância Euclidiana entre eles está dentro do limite definido e se a diferença dos seus coeficientes de amortecimento modais é inferior a 5%. Se um polo não convergir com um número mínimo de elementos do mesmo grupo, esse polo será eliminado.

Como resultado final, são obtidos modos de vibração representados pelos polos convergidos. Os parâmetros modais (frequência natural, coeficiente de amortecimento e configuração modal) são valores medianos de cada grupo.

## 5 Identificação das características dinâmicas da ponte de São João

### 5.1 Considerações gerais

A aplicação da metodologia desenvolvida à ponte de São João foi acompanhada da modelação numérica do comportamento dinâmico da ponte e da realização de um ensaio dinâmico ambiente, no qual foram medidas as acelerações verticais, transversais e longitudinais em diversas secções dos três tramos principais, que permitiram a determinação das configurações dos modos de vibração globais.

### 5.2 Modelação numérica

A análise do comportamento estrutural da ponte de São João foi efetuada com base num modelo numérico da estrutura, desenvolvido no LNEC [14]. Para a interpretação dos resultados obtidos pelo sistema de monitorização de integridade estrutural e do ensaio dinâmico de vibração, o modelo foi aperfeiçoado e ajustado, recorrendo ao programa SAP2000 [15]. O tabuleiro e os pilares foram modelados através de 154 elementos de barra de secção variável (Figura 8).

A ligação entre o tabuleiro e os pilares principais E1 e D1 é rígida, materializada através de *body constraints*. Os apoios do tabuleiro sobre os restantes pilares e os encontros foram modelados através de elementos de ligação, admitindo-se livres as respetivas rotações.

Os apoios do tabuleiro nos encontros são móveis na direção longitudinal. No entanto, foi considerada uma rigidez nessa direção nos elementos de ligação linear, simulando a contribuição dos aparelhos antissísmicos. Todos os pilares foram considerados encastrados na base.

Devido à elevada percentagem de aço incorporado na estrutura, o peso volúmico do betão foi considerado de 26 kN/m<sup>3</sup>. Consideram-se, ainda, massas adicionais de 30 kN/m, correspondentes às restantes cargas permanentes.

Os valores obtidos são apresentados juntamente com os valores experimentais.

### 5.3 Ensaio de medição de vibração ambiental

No ensaio de medição de vibração ambiente foram utilizados 8 acelerómetros unidireccionais (modelo *EpiSensor* ES-U), dos quais dois se mantiveram fixos em pontos de referência predefinidos, enquanto os restantes acelerómetros foram sendo sucessivamente

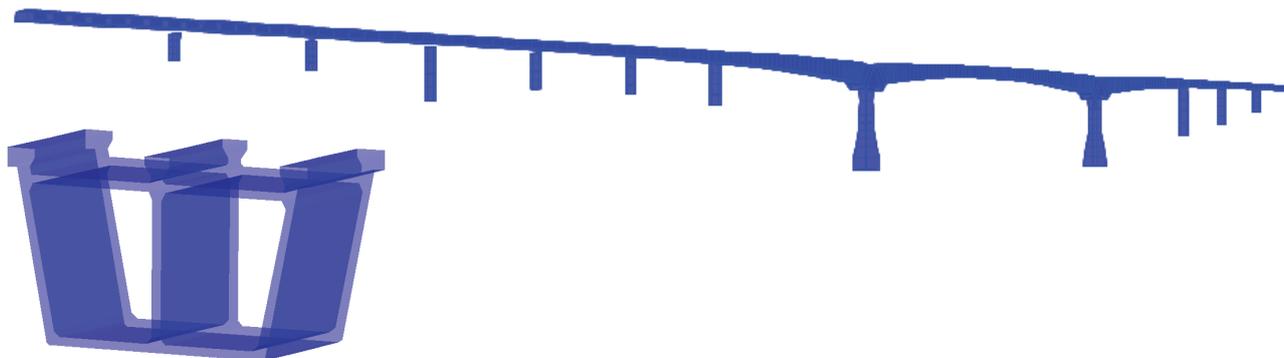


Figura 8 Modelo numérico da ponte de São João

colocados em diferentes pontos para medição das vibrações verticais, transversais e longitudinais. No total, foram efetuados 9 *setups* e foram registadas acelerações em 20 pontos, distribuídos ao longo do tabuleiro dos três tramos principais.

A identificação da frequência, coeficiente de amortecimento e configuração dos modos de vibração, foi efetuada através do método aperfeiçoado de decomposição no domínio da frequência (EFDD) implementado no programa *ARTEMIS Extractor* [16].

Foram assim identificados 28 modos naturais de vibração, cujas frequências e coeficientes de amortecimento são comparados no item seguinte com os valores identificados pelo sistema de monitorização de integridade estrutural.

#### 5.4 Características identificadas ao longo do tempo

O processamento automático dos registos, que se efetua separadamente para as acelerações verticais e transversais, inicia-se com o seu pré-processamento, que consiste na utilização de um filtro passa-baixo a 10 Hz e na sua decimação para uma frequência de amostragem de 25 Hz, após o que são eliminadas as vibrações associadas às passagens de comboio.

Os ficheiros binários e os dados pré-processados são guardados no computador local durante um período, previamente definido em função do espaço disponível do disco. Os valores máximos e RMS das acelerações, os resultados obtidos pelo método de identificação estocástica em subespaços (SSI COV) e os modos identificados são enviados para um servidor de base de dados.

A Figura 9 apresenta as frequências medianas dos *clusters* selecionados a partir das acelerações verticais e transversais, utilizando a metodologia proposta. As frequências correspondentes aos modos de vibração globais estão presentes de forma contínua ao longo do período em apreço.

Recorrendo ao modelo numérico e comparando com os resultados do ensaio dinâmico de vibração é possível confirmar que essas frequências realmente correspondem aos modos de vibração globais da estrutura, como se apresenta na Figura 10. Nota-se um melhoramento na identificação dos modos de vibração globais a

partir de julho de 2015, efeito do aperfeiçoamento do processamento automático, nomeadamente, a eliminação das vibrações excessivas e o aumento da ordem dos modelos paramétricos de 40 para 60.

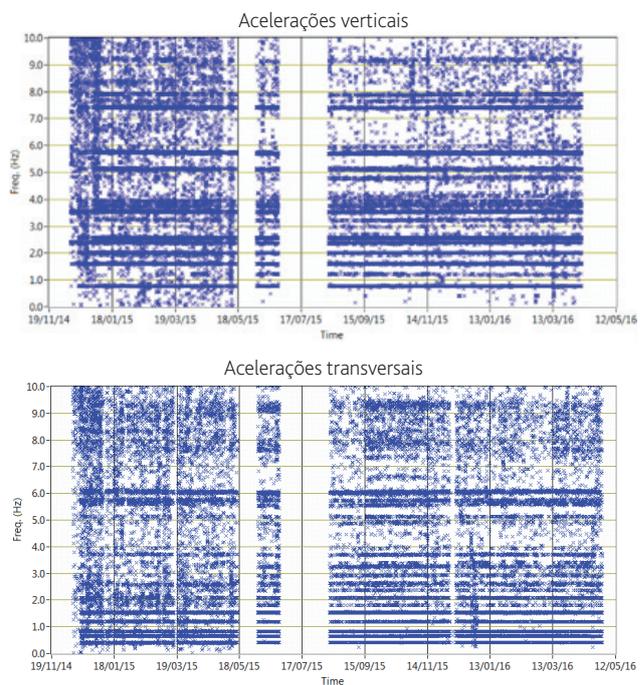


Figura 9 Frequências dos *clusters* selecionados

Os valores médios e os desvios padrão das frequências e os coeficientes de amortecimento dos modos identificados são apresentados no Quadro 1. Verifica-se que as frequências dos modos de vibração variam pouco ao longo do tempo, sendo os desvios padrão inferiores a 0,03 Hz.

A temperatura e a humidade relativa afetam as propriedades do material. O tráfego ferroviário, caracterizado pelo peso, comprimento e velocidade dos comboios e os intervalos entre as passagens, induz distintas respostas dinâmicas da estrutura. Todos estes fatores podem influenciar os parâmetros modais. Mas a

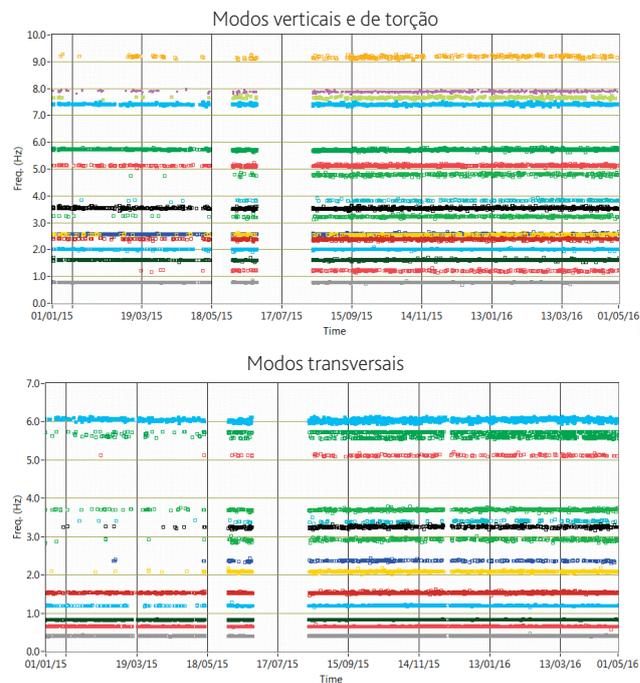
temperatura é um dos principais fatores que estão na origem da variação das frequências identificadas, como se mostra a Figura 11.

**Quadro I** Frequência e coeficiente de amortecimento dos modos de vibração

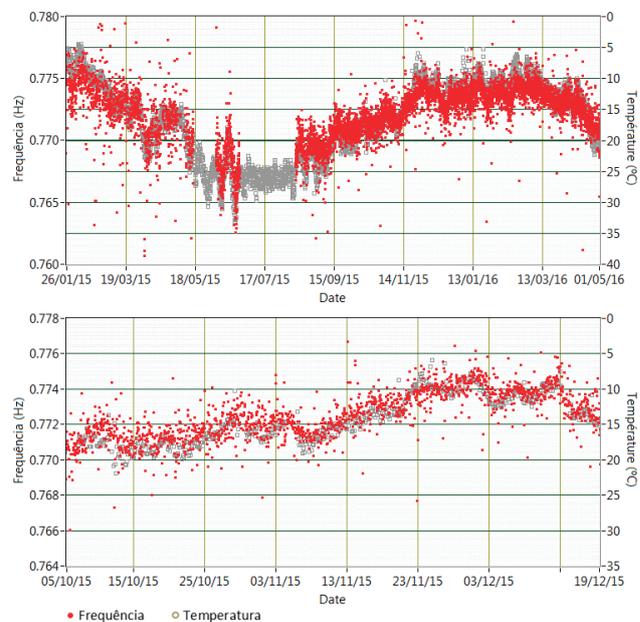
Nº	SHM		Ensaio de vibração		Modelo		
	$f$ (Hz)		$\xi$ (%)				
	Média	SD	Media	SD			
Modos transversais							
1	0,406	0,002	0,07	0,06	0,405	1,96	0,406
2	0,656	0,002	0,10	0,07	0,675	1,26	0,684
3	0,825	0,002	0,08	0,04	0,823	1,05	0,829
4	1,196	0,004	0,09	0,05	1,193	0,73	1,160
5	1,530	0,010	0,26	0,19	1,530	0,95	1,516
6	2,086	0,011	0,31	0,38	2,089	0,66	1,935
7	2,366	0,015	0,45	0,37	2,364	0,89	2,261
8	2,918	0,026	0,68	0,54	2,958	1,11	2,965
9	3,251	0,024	0,80	0,45	3,247	1,07	3,395
10	3,700	0,016	0,47	0,47	3,711	0,43	3,818
11	5,669	0,068	0,92	0,79	5,727	0,36	–
12	6,045	0,030	1,62	0,61	6,020	0,94	6,268
Modo longitudinal							
1	1,213	0,023	0,52	0,29	1,223	1,86	1,229
Modos verticais							
1	0,772	0,003	0,09	0,05	0,770	1,08	0,770
2	1,608	0,008	0,25	0,21	1,605	0,85	1,715
3	2,011	0,008	0,18	0,14	2,004	0,90	1,881
4	2,389	0,016	0,23	0,26	2,395	0,61	2,244
5	2,555	0,012	0,25	0,16	2,576	0,61	2,544
6	3,226	0,023	0,59	0,58	3,214	0,86	3,362
7	3,533	0,020	0,60	0,62	3,520	0,42	3,693
8	5,124	0,021	0,47	0,23	5,154	0,79	5,248
9	5,717	0,018	0,48	0,26	5,711	0,27	5,877
10	7,405	0,016	0,42	0,62	7,418	0,50	7,658
11	9,181	0,043	1,40	1,03	9,133	0,92	9,648
Modos de torção							
1	3,826	0,019	0,36	0,35	3,827	0,60	–
2	4,788	0,035	0,88	0,67	4,708	0,89	–
3	7,658	0,029	0,79	0,95	7,667	0,41	–
4	7,886	0,024	0,55	0,61	7,891	0,23	–

A relação entre a temperatura e a frequência é quase linear. Este comportamento verifica-se em todos os modos de vibração identificados e a sensibilidade térmica aumenta para os modos de vibração de ordem superior.

As frequências calculadas são comparadas com as frequências medianas identificadas ao longo do tempo, através do sistema de monitorização e do ensaio de vibração (Quadro I). Verifica-se uma boa concordância entre os valores obtidos experimentalmente e através do modelo numérico.



**Figura 10** Frequência dos modos de vibração globais da ponte de São João



**Figura 11** Frequência do 1º modo de vibração vertical e temperatura

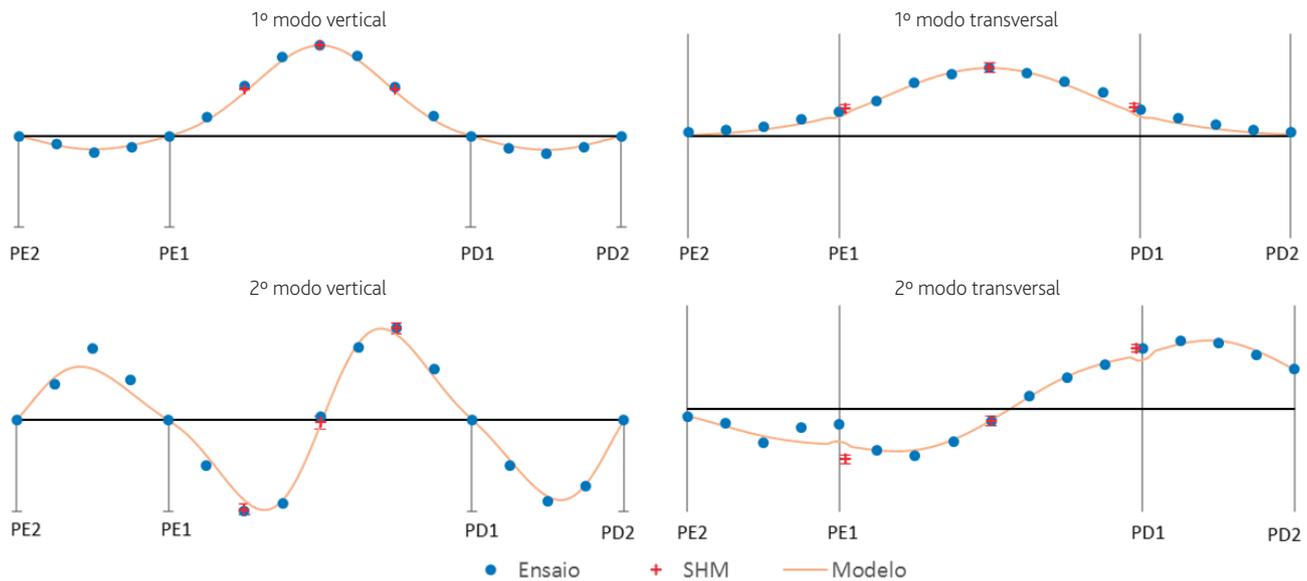


Figura 12 Configuração dos modos identificados

As configurações dos 1º e 2º modos verticais e transversais, identificadas no ensaio e pelo SHM, estão apresentadas na Figura 12, juntamente com as configurações obtidas pelo modelo numérico.

## 6 Conclusões

A caracterização dinâmica da estrutura, baseada nas vibrações registadas durante o seu funcionamento, permite uma avaliação do estado global da estrutura em tempo real.

Foi desenvolvido um processamento automático de análise modal operacional, associado ao sistema de monitorização dinâmica permanente. A metodologia proposta usa o método de identificação estocástica em subespaços com base nas funções de correlação (SSI-COV), recorrendo à técnica de Decremento Aleatório (RD) para obter funções de correlação das respostas estruturais. A seleção automática dos parâmetros modais é realizada através da análise de *clusters* segundo os critérios de distância Euclidiana.

O ensaio dinâmico de vibração foi realizado com o objetivo de obter com maior detalhe/definição os parâmetros modais, possibilitando a calibração do modelo numérico. O modelo numérico calibrado é uma importante referência para a interpretação dos resultados experimentais.

Os resultados obtidos na ponte ferroviária de São João, no Porto, permitiram verificar a eficácia do método desenvolvido. Com efeito, com apenas três acelerómetros em cada direção, foi possível identificar um número significativo dos modos de vibração, embora nestas circunstâncias as configurações modais sejam obtidas com pouca definição, o que dificultaria a correspondência entre os modos identificados e os calculados. Nesse sentido a realização de um ensaio com um maior número de pontos de medição revelou-se da maior utilidade.

A evolução dos parâmetros modais ao longo do ano evidencia a influência da temperatura nos parâmetros modais. Esta influência

tem de ser considerada num procedimento de identificação de danos.

## Agradecimentos

Os autores agradecem à Infraestruturas de Portugal a possibilidade de apresentar este trabalho.

## Referências

- [1] Cardoso, E. – "Ponte sobre o rio Douro e seus acessos. Projecto de execução", Lisboa, 1984.
- [2] Bastos, J. – "External prestressing system in the new S. João Bridge". *Workshop behaviour of external prestressing in Structures*. Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France: Association Française Pour la Construction, 1993, pp. 397-404.
- [3] Castanheta, M. – "Observação da nova ponte ferroviária sobre o rio Douro", *Relatório 52/93-NOE*, LNEC, 1993.
- [4] Santos, L. O. – "Upgrading of São João bridge structural health monitoring system" in *IABSE International Symposium on Sustainable Infrastructure: Environment Friendly, Safe and Resource Efficient*, Bangkok, Thailand, 2009.
- [5] Gantner Instruments GmbH – *Q.series / e.series System Guide*, Vers. No.1.31 2011.
- [6] Reis, J.; Costa, C. O. – *CABRIAQUIS. Manual do utilizador. Relatório 211/2009* – NSE. LNEC, 2009.
- [7] Peeters, B. – *System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, K. U. Leuven, Belgium, 2000.
- [8] Rodrigues, J. – *Identificação Modal Estocástica – Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil*. Tese de doutoramento, Universidade do Porto, 2004.

- [9] Rodrigues J.; Brincker, R. – “Application of the random decrement technique in operational modal analysis”. *Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Operational Modal Analysis Conference*, 2005.
- [10] Asmussen, J. C. – *Modal analysis based on the random decrement technique – Application to civil engineering structures*. PhD Thesis, Department of Building Technology and Structural Engineering, University of Aalborg, Denmark, 1997.
- [11] Allemang, R. J.; Brown, D. L. – “A correlation coefficient for Modal Vector Analysis”. *IMAC I*, Orlando, USA, 1982.
- [12] Vacher, P.; Jacquier, B.; Buchard, A. – “Extensions of the MAC criterion to complex modes”. *ISMA2010-USD2010*, Leuven, Belgium, 2010.
- [13] Magalhães, F. – *Operational modal analysis for testing and monitoring of bridges and special structures*. PhD Thesis, Faculty of Engineering, University of Porto, Portugal, 2010.
- [14] Santos, L. O. – *Observação e análise do comportamento diferido de pontes de betão*, Tese de doutoramento. IST, Portugal, 2001.
- [15] Computers and Structures – SAP2000 Structural Analysis Program. Version 17.3.0., 2010.
- [16] Structural Vibration Solutions – ARTeMIS Extractor Handy, Release 3.5, Denmark, 2005.

# Modelos de campos de tensões para betão estrutural – Aplicações ao projeto de reforço de fundações

Stress field models for structural concrete – Application to the strengthening of existing foundations

Bernardo Catalão

## Resumo

As fundações asseguram a transmissão de forças da superestrutura para o solo de fundação, constituindo em geral zonas de forte descontinuidade estrutural para as quais é importante dispor de modelos de dimensionamento consistentes e claros. Relativamente a estruturas novas, este assunto encontra-se amplamente documentado, ao contrário do que se verifica para as estruturas existentes, situação para a qual não há regulamentação, nem tão-pouco recomendações de cálculo.

O presente trabalho tem por objetivo colmatar a lacuna referida, através da proposta de modelos de campos de tensões para o projeto de reforço de sapatas isoladas, cobrindo as fases de conceção, modelação e verificação da segurança, e considerando as situações mais correntes, nomeadamente o reforço por encamisamento e o reforço com microestacas, com ou sem armaduras ativas.

## Abstract

Foundations constitute the interface between the superstructure and the substructure, enabling the load transfer from one to another. Being regions of high structural discontinuity, it is important to have consistent and clear design methods. The study of these regions is extensively well-documented in what concerns new structures. However, the same is not applicable to existing structures. On that note, the purpose of this work is to systematize the most common situations of strengthening of reinforced concrete foundations, namely regarding their enlargement, the strengthening with micropiles and the strengthening with prestressed systems. To fulfil this objective, the proposed design models were obtained by applying stress field models to reinforced concrete, covering the stages of conception, modelling and design.

**Palavras-chave:** Reforço de fundações / Encamisamento de sapatas / Microestacas / Zonas de descontinuidade estrutural / Modelos de campos de tensões

**Keywords:** Strengthening of existing foundations / Enlargement of shallow foundations / Micropiles / Discontinuity regions / Stress field models

## Bernardo Catalão

Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico  
Lisboa, Portugal  
bernardofernandes91@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.*

CATALÃO, B. – Modelos de campos de tensões para betão estrutural – Aplicações ao projeto de reforço de fundações. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 109-116.

## 1 Introdução

O mercado da reabilitação de estruturas tem evoluído favoravelmente ao longo dos últimos anos, constituindo atualmente uma das áreas prioritárias do sector da construção e um dos maiores desafios da engenharia civil. Neste contexto, surge frequentemente a necessidade de reforçar as fundações das estruturas existentes. As soluções são variadas, dependendo do tipo de solo, tipo de fundação, nível de carregamento e, ainda, do espaço físico existente para a execução dos trabalhos.

As fundações asseguram, nas zonas de apoio das estruturas, a transmissão dos esforços da superestrutura para o solo de fundação, representando zonas de forte descontinuidade estrutural (estática e geométrica) para as quais é importante dispor de modelos de dimensionamento claros. Considera-se que, para construções novas, este assunto se encontra amplamente tratado em documentação técnica e normativa da especialidade. No entanto, tal não é o caso do projeto de reforço de fundações existentes, uma vez que os processos de transferência de cargas são distintos dos que ocorrem em construções novas.

Na sequência de estudos anteriores, propõe-se neste trabalho proceder à sistematização dos mecanismos de transferência de cargas das situações mais correntes de reforço de sapatas isoladas, designadamente o reforço por encamisamento e o reforço com microestacas, com ou sem armaduras ativas. As diferentes soluções são estudadas com base na aplicação de modelos de campos de tensões para betão estrutural.

## 2 Reforço de sapatas isoladas

### 2.1 Reforço por encamisamento

O reforço por encamisamento é um método frequentemente utilizado para reforçar sapatas isoladas, quando o objetivo é aumentar a capacidade de carga e/ou diminuir assentamentos. Existem três possibilidades para efetuar o pretendido aumento de geometria da sapata existente [1,2,3]: (i) em planta; (ii) em altura; e (iii) por combinação das duas anteriores. Na Figura 1 ilustra-se o primeiro caso.

Em muitas situações, é igualmente necessário reforçar as armaduras existentes na face inferior da sapata. Este reforço pode ser conseguido com varões correntes, selados em furos previamente executados na fundação existente, ou através da aplicação de varões roscados pré-esforçados, ou ainda através do prolongamento das armaduras existentes, utilizando ligações mecânicas ou químicas.

A Figura 2 a) exemplifica o caso de encamisamento em altura, executado através da colocação de uma camada adicional de betão sobre a fundação existente. Por último, apresenta-se na Figura 2 b) o caso de encamisamento em planta e em altura, adotado quando se pretende aumentar a capacidade resistente da sapata e, simultaneamente, diminuir a tensão transmitida ao solo.

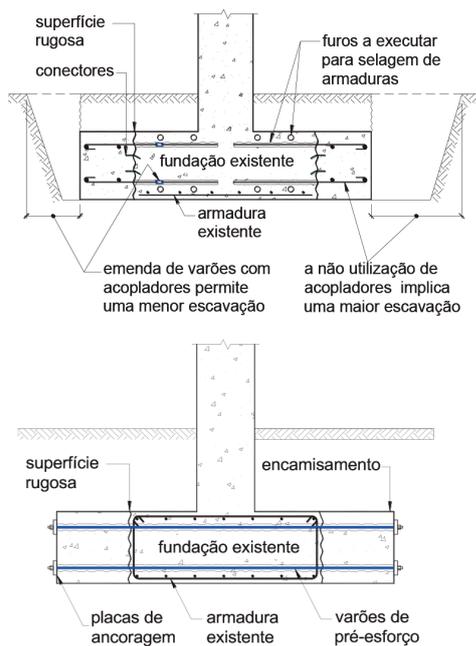


Figura 1 Reforço de fundações superficiais por encamisamento em planta (adaptado de [1])

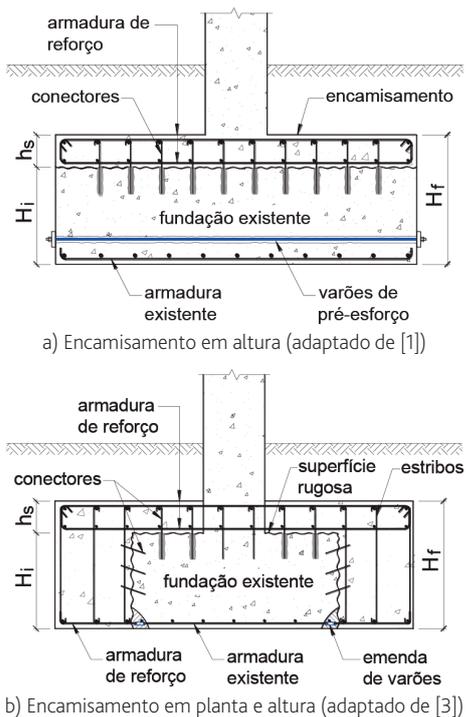


Figura 2 Reforço de fundações superficiais por encamisamento em altura e planta

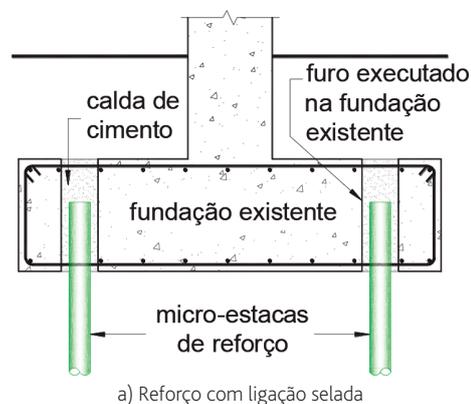
## 2.2 Reforço com microestacas

Quando a técnica de reforço descrita anteriormente não é aplicável, tipicamente porque a intervenção na estrutura implica um aumento considerável do valor das ações ou pela natureza do solo de fundação, torna-se necessário transferir as cargas para estratos mais competentes a maior profundidade.

O recalçamento com microestacas é atualmente o método mais utilizado, tanto pela facilidade de execução como por poder ser aplicado em praticamente qualquer tipo de solo. Nas situações de reforço de sapatas isoladas abordadas neste trabalho, as microestacas podem ser posicionadas em zonas de alargamento [1] ou, em alternativa, ser colocadas através da fundação existente [4,5].

Na Figura 3 são ilustradas quatro soluções possíveis de utilização de microestacas no reforço de fundações superficiais. No primeiro caso (Figura 3a), as microestacas são colocadas diretamente na fundação existente através de furação e, posteriormente, são seladas com calda cimentícia. Em situações em que é necessária uma maior distribuição de cargas, opta-se por um encamisamento em planta, podendo este alargamento ser realizado sem (Figura 3b e Figura 3c) ou com encamisamento em altura (Figura 3d). No caso em que se mantém a altura da sapata existente, pode ser necessário considerar a introdução de pré-esforço por forma a reforçar as armaduras longitudinais (Figura 3c). No caso em que se opta pelo encamisamento em altura, o objetivo é normalmente aumentar a resistência da sapata sem necessidade de reforçar a armadura inferior, tendo como vantagem adicional permitir considerar valores superiores do comprimento de amarração das microestacas.

No reforço de sapatas isoladas com microestacas é fundamental definir o comprimento de amarração das microestacas e avaliar a necessidade (ou não) de reforço das armaduras existentes. No caso de ligações seladas, é ainda necessário ter em conta o sistema de transferência de cargas nas interfaces aço / calda / betão. Esta situação foi alvo de um extenso programa experimental [6], o qual permitiu identificar os diferentes modos de rotura e quantificar os parâmetros que mais influenciam a capacidade de carga deste tipo de ligações, *e.g.* comprimento de amarração, diâmetro do furo, textura da superfície do furo, textura da microestaca, calda de selagem e consideração de confinamento ativo, e apresentar *guidelines* para o seu dimensionamento.



a) Reforço com ligação selada

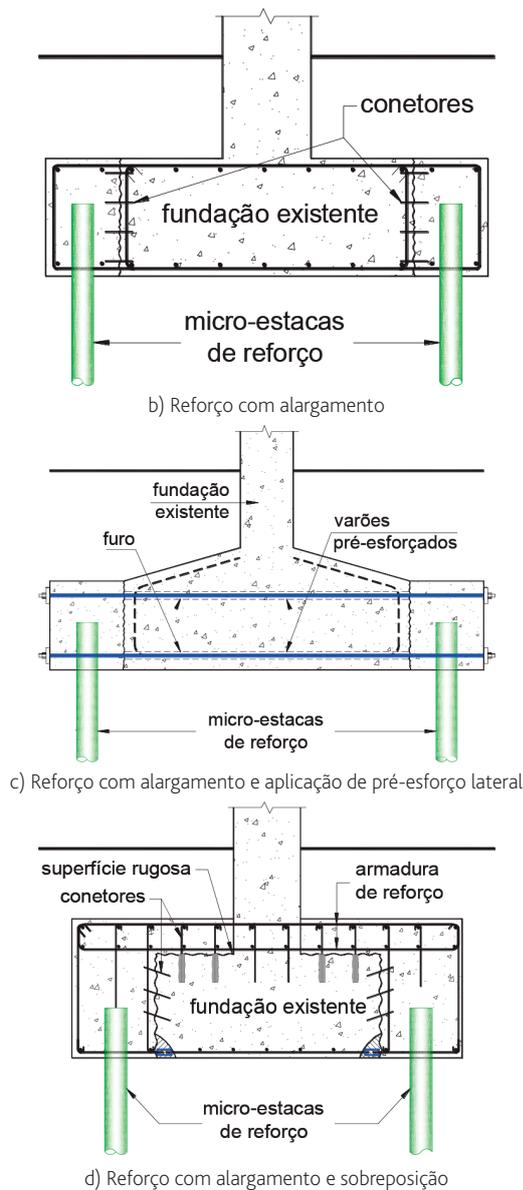


Figura 3 Reforço de fundações superficiais com microestacas

### 3 Modelos de campos de tensões

Nos atuais códigos para o projeto de estruturas de betão armado, os modelos de campos de tensões são correntemente utilizados no caso de fundações novas para a determinação das armaduras, por se tratar de zonas com forte descontinuidade geométrica e com elevadas cargas concentradas. Nesta secção, faz-se uma breve introdução do tópico e, na secção seguinte, apresenta-se uma proposta de sistematização e adaptação destes modelos para o reforço de sapatas isoladas, incluindo-se 6 modelos para situações de reforço com encamisamento, reforço com microestacas e reforço com encamisamento e adição de microestacas.

Os modelos de campos de tensões constituem um método de análise, dimensionamento, verificação da segurança e pormenorização de elementos de betão estrutural [7,8]. Trata-se de um método completo e intuitivo que simula as trajetórias das cargas, permitindo assim a visualização dos campos de tensões no interior da região em estudo [9,10]. Uma vez que este assunto se encontra bem documentado, normativa e tecnicamente, são apresentados apenas os aspetos relativos à verificação da segurança de escoras que atravessam uma junta de betonagem.

No caso de uma escora prismática atravessar uma junta de betonagem com uma inclinação  $\alpha_f$  (ver Figura 4), o valor de cálculo da sua resistência ( $\sigma_{Rd,j}$ ) pode ser determinado com base na Equação 1 [10]:

$$\sigma_{Rd,j} = v_3 f_{cd} \quad (1)$$

em que  $f_{cd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão e, adotando como valor de cálculo da tensão tangencial resistente da junta o valor proposto pelo Eurocódigo 2 [11],  $v_3$  é dado pela Equação 2:

$$v_3 = \frac{[c f_{ctd} + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)]}{f_{cd}} \left[ \frac{\tan^2 \alpha_f + 1}{\tan \alpha_f - \mu} \right] \leq \frac{0,5v}{\sin \alpha_f \cos \alpha_f} \quad (2)$$

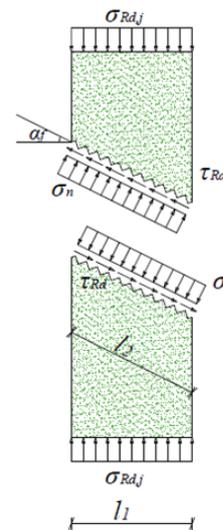
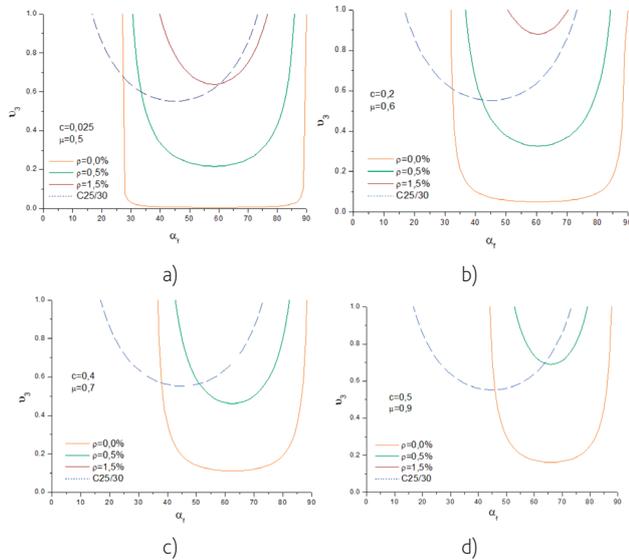


Figura 4 Transferência das forças de compressão de uma escora prismática ao longo de uma interface: representação da geometria e tensões na interface (adaptado de [10])

A Figura 5 ilustra a variação do fator  $v_3$  com o ângulo entre a escora e a junta ( $\alpha_f$ ). Foram obtidos gráficos para juntas com diferentes rugosidades e diferentes percentagens de armadura, considerando betão C25/30 e um ângulo de  $90^\circ$  entre as armaduras e a superfície da junta ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Para valores reduzidos de  $\alpha_f$ , a escora é praticamente perpendicular ao plano da junta pelo que o parâmetro  $v_3$  é unitário. À medida que  $\alpha_f$  aumenta, verificam-se duas situações distintas: (1) a componente da escora tangencial à interface aumenta, reduzindo assim o parâmetro  $v_3$ ; e (2) a escora atravessa a junta ao longo de

um comprimento ( $l_2$ ) superior, aumentando assim o parâmetro  $v_3$  e, conseqüentemente, a resistência da escora. Através da análise da Figura 5 é possível concluir que, para superfícies com rugosidades reduzidas, as armaduras transversais desempenham um papel importante e que, com o aumento da rugosidade da superfície, essa relevância vai diminuindo. É igualmente possível concluir que, para ângulos usuais entre escoras e tirantes (de 30° a 60°), o facto de uma escora atravessar uma junta implica uma redução na tensão resistente de cálculo do betão à compressão de pelo menos 60% (ver C25/30 na Figura 5). Esta redução está associada à limitação imposta pelo segundo termo da Equação 2.



**Figura 5** Variação do fator  $v_3$  com o ângulo entre a escora e a junta ( $\alpha_j$ ) para juntas com diferentes rugosidades e diferentes percentagens de armadura: a)  $c = 0,025$ ,  $\mu = 0,5$ ; b)  $c = 0,2$ ,  $\mu = 0,6$ ; c)  $c = 0,4$ ,  $\mu = 0,7$ ; d)  $c = 0,5$ ,  $\mu = 0,9$

## 4 Propostas de modelos de dimensionamento para diferentes situações de reforço de sapatas isoladas

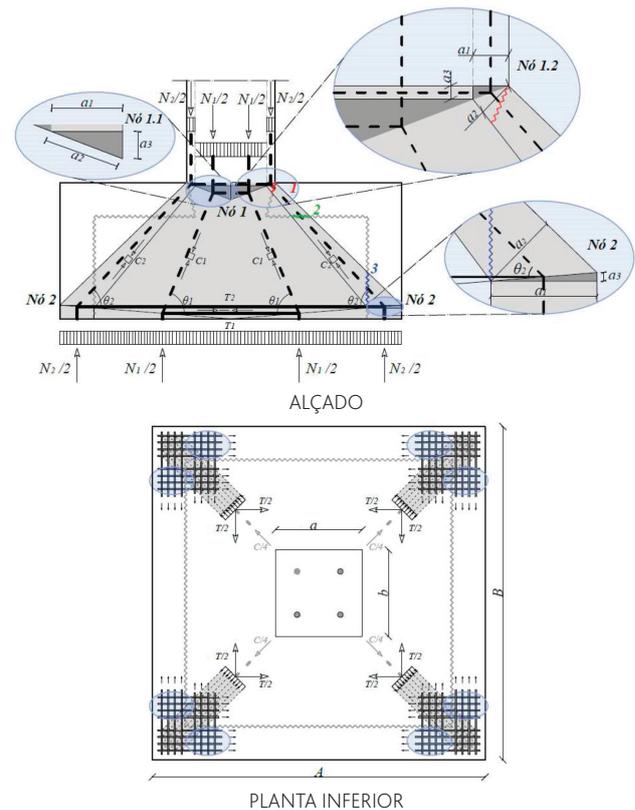
Neste ponto, apresentam-se 6 modelos para situações de reforço com encamisamento e reforço com encamisamento e adição de microestacas, com informação que se complementa sucessivamente, relativamente ao modelo anterior.

### 4.1 Carregamento centrado

#### Modelo 1 – Encamisamento em planta e em altura

O Modelo 1 (ver Figura 6) corresponde ao encamisamento em planta e em altura de uma fundação superficial. Através da análise do Modelo 1 é possível concluir que as armaduras existentes na sapata devem ser prolongadas para a zona da sobrelargura, pois a força no tirante representa a resultante das forças nas armaduras que estão dispostas ao longo de todo o comprimento da sapata

e que devem estar em equilíbrio e coincidir com a resultante de tensões no solo. No caso de as armaduras existentes não serem suficientes, são propostas duas alternativas: (1) aumentar a força no tirante através de uma solução com armaduras ativas (ver Figura 7); e (2) reduzir a força nos tirantes. A segunda pode ser conseguida aumentando o encamisamento em altura. No que se refere à verificação da segurança das escoras e dos nós, deve ser tido em conta o facto de estes atravessarem a interface entre betões com diferentes idades. Relativamente à junta 2 (ver Figura 6), as tensões atuantes na secção transversal da escora devem ser inferiores ao valor de cálculo apresentado na Equação 1 ( $\sigma_{Rd,j} = v_3 f_{cd}$ ). No que diz respeito à verificação dos nós, para ter em conta o facto de a escora atravessar a interface entre betões com diferentes idades, o nó 1 é subdividido em duas regiões nodais (nó 1.1 e nó 1.2 na Figura 6) e é considerada a verificação de uma segunda região nodal. No caso do nó 1 (CCC), devem ser avaliadas as tensões da sub-região nodal 1.2, tendo em conta que o nó se encontra submetido a um estado triaxial de compressão. Na verificação dos nós 1.2 e 2, devem ser ainda avaliadas as tensões na face diagonal, as quais devem ser inferiores ao valor apresentado na Equação 1. Na maioria das situações, no caso de as superfícies das juntas apresentarem rugosidades adequadas, o nó 2 não é condicionante, uma vez que as forças se distribuem ao longo de uma área considerável. Relativamente ao nó 1, é possível melhorar as condições de transferência de cargas ao longo da junta, melhorando o ângulo entre a escora e a junta (ver Figura 6).



**Figura 6** Modelo 1: encamisamento em planta e em altura (alçado e planta inferior)

### Modelo 2 – Encamisamento em planta e em altura com recurso a armaduras ativas

Em qualquer solução pré-esforçada é necessário definir a posição dos cabos de pré-esforço. Tendo em conta que é necessário que a resultante das tensões no solo e dos tirantes coincidam (em planta), para uma distribuição de tensões uniformes no solo, é possível concluir que na generalidade dos casos os cabos devem ser colocados no interior da sapata existente (ver Figura 7), sendo indispensável proceder à respetiva furação desta. No caso de se optar por colocar os cabos de pré-esforço na zona da sobrelargura da sapata, quanto mais próximos os cabos estiverem da face da sapata existente, maior será a percentagem de carga que pode ser equilibrada no solo. Pode ainda considerar-se uma distribuição de tensões não uniformes no solo com o propósito de fazer coincidir a resultante das forças de pré-esforço com a resultante das tensões no solo. Deve referir-se que a introdução de pré-esforço não melhora as condições de verificação da segurança ao estado limite último das juntas, comparativamente a uma solução com armaduras ordinárias em que a força de tração é igual à força introduzida no cabo de pré-esforço.

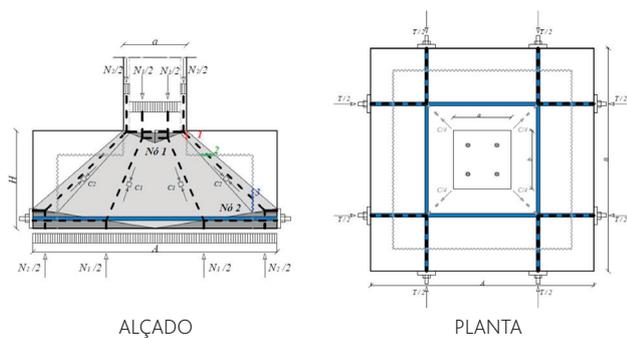


Figura 7 Modelo 2: encamisamento em planta e em altura com recurso a armaduras ativas (alçado e planta inferior)

### Modelo 3 – Reforço com 4 microestacas

No Modelo 3 (Figura 8) devem ser tidos em conta os seguintes aspetos: (1) é considerada uma distribuição de tensões uniforme ao longo do comprimento de selagem da microestaca; (2) o comprimento de selagem da microestaca é condicionado pela posição do tirante, já que a resultante das forças verticais transferidas ao longo do comprimento de selagem da microestaca deve estar em equilíbrio, e deve coincidir com a posição das forças de tração no tirante; e (3) a distância  $d_2$  é condicionada pelo comprimento de amarração das armaduras longitudinais da face inferior da sapata.

A força no tirante resulta essencialmente da contribuição da malha de armaduras que se localiza na face inferior da sapata. No entanto, no caso de as armaduras das faces laterais da sapata se encontrarem convenientemente pormenorizadas, é possível tê-las igualmente em consideração. Neste caso, a nova posição da resultante do tirante pode ser determinada através de uma média ponderada da contribuição de cada força de tração (ver pormenor da Figura 8). Esta solução pode ser complementada com a utilização de armaduras ativas, apresentando as seguintes vantagens:

(1) aumento do confinamento na zona de selagem da microestaca, permitindo obter valores mais elevados da tensão de rotura da aderência e conseqüentemente menores comprimentos de selagem; (2) introdução de compressões nas regiões nodais, melhorando assim o estado de tensão; (3) transferência das forças do solo para as microestacas no caso de a força de pré-esforço introduzida ser superior à necessária para equilibrar a parcela da carga que as microestacas equilibram; e (4) possibilidade de posicionamento do cabo de forma a obter o comprimento de selagem da microestaca mais conveniente.

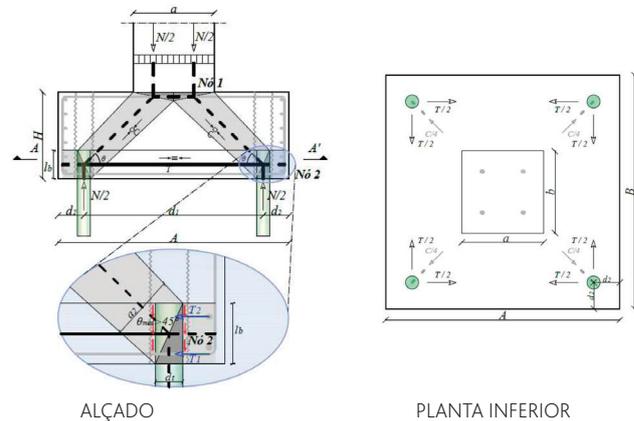


Figura 8 Modelo 3: reforço com 4 microestacas (alçado e planta inferior)

### Modelo 4 – Reforço com 4 microestacas com encamisamento em planta e em altura

No caso de se proceder ao encamisamento em planta é possível adotar duas soluções distintas de transferência de carga da sapata para a microestaca: com ou sem prato de ancoragem (a Figura 9 ilustra a primeira). Os procedimentos de verificação da segurança das diferentes soluções são idênticos aos do Modelo 3, devendo contudo ser tidos em conta os seguintes aspetos: (1) deve ser feita a verificação da segurança nos nós e nas escoras de forma idêntica ao apresentado no Modelo 1, para ter em conta o facto de as escoras atravessarem a interface entre betões de diferentes idades; (2) na solução com prato de ancoragem, a contribuição da aderência da microestaca ao longo do comprimento de selagem deve ser corretamente avaliada, já que as parcelas deste mecanismo cuja mobilização implica que haja deslizamento da microestaca não são compatíveis com a restrição ao movimento relacionada com o prato de ancoragem no topo da mesma; e (3) a solução com prato de ancoragem permite reduzir o comprimento de amarração relativamente à solução sem prato de ancoragem, devendo ser verificada a segurança da chapa de ancoragem. O modelo 4 apresenta ainda as seguintes vantagens: (1) as armaduras podem ser posicionadas na zona da sobrelargura de forma a obter o comprimento de amarração da microestaca mais adequado; e (2) é possível equilibrar a totalidade das cargas verticais sem que seja necessário prolongar as armaduras existentes, devendo dar-se especial atenção ao tratamento da superfície das juntas, já que a percentagem de armaduras que a atravessa é nula.

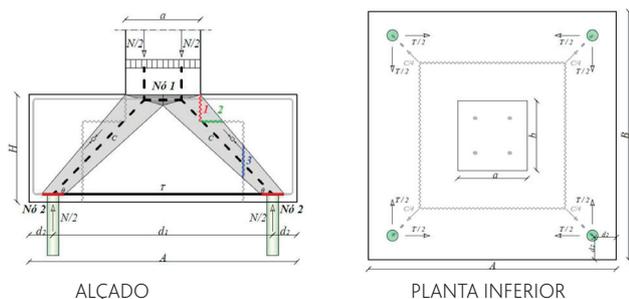


Figura 9 Modelo 4: reforço com 4 microestacas com encamisamento em planta e em altura (alçado e planta inferior)

## 4.2 Carregamento excêntrico

### Modelo 5 – Encamisamento em planta e em altura

Neste modelo, a forma como são amarradas as armaduras da face tracionada do pilar (ver Figura 10) condiciona a posição do tirante horizontal, podendo ser necessário optar por uma solução com armaduras ativas para que a resultante das forças de aderência transferidas ao longo do comprimento  $l_b$ . Na maioria das situações é necessário encamisar o pilar e, por esta razão, prolongar as armaduras tracionadas deste. Para este caso, com o objetivo de reduzir o comprimento de amarração, são propostas as seguintes especificações: (1) utilização de diâmetros reduzidos; e (2) utilização de armaduras ativas de forma a gerar compressões transversais na zona de amarração.

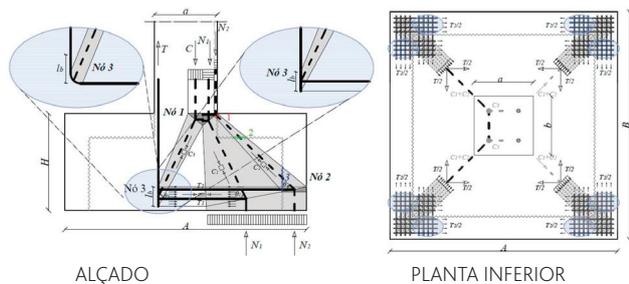


Figura 10 Modelo 5: encamisamento em planta e em altura (alçado e planta inferior)

### Modelo 6 – Reforço com 4 microestacas

O Modelo 6 (Figura 11) ilustra o reforço com 4 microestacas de uma sapata submetida a um carregamento com excentricidade elevada. Na obtenção deste modelo, o comprimento de selagem da microestaca comprimida deve ser consistente com o comprimento de amarração da armadura tracionada do pilar, e a altura do nó 1 deve ser compatível com o comprimento de selagem da microestaca tracionada. Na maioria das situações, as armaduras da face superior da sapata não são suficientes para equilibrar as cargas, surgindo nesse caso duas possibilidades para solucionar o problema: (1) encamisar superiormente e colocar armaduras ordinárias na nova camada de betão; e (2) prever a colocação de armaduras ativas. Estas

duas alternativas podem igualmente surgir do facto de as armaduras inferiores não serem suficientes para equilibrar as cargas.

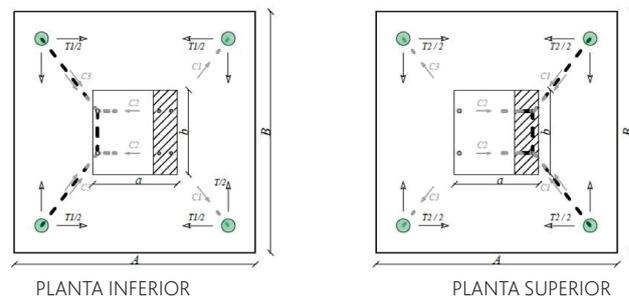
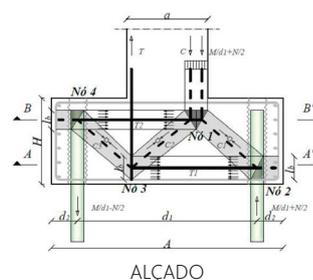


Figura 11 Modelo 6: reforço com 4 microestacas (alçado e planta inferior e superior)

## 5 Considerações finais

No presente artigo propõe-se um conjunto de modelos de campos de tensões para o projeto de reforço de sapatas isoladas, considerando as situações mais correntes, nomeadamente: o reforço por encamisamento e o reforço com microestacas, com ou sem armaduras ativas. Relativamente aos diferentes modelos propostos destacam-se os seguintes aspetos: (1) uma escora que atravessa uma junta de betonagem apresenta uma redução de pelo menos 60% na tensão de rotura, podendo apresentar valores bastante inferiores nas situações em que as superfícies das juntas não apresentam rugosidade adequada; (2) nas soluções de reforço com encamisamento em planta, é em geral necessário prolongar as armaduras existentes para dar continuidade aos campos tracionados; e (3) nas situações de reforço com microestacas, as soluções com armaduras ativas revelam-se bastante vantajosas por melhorarem as condições de aderência da ligação da microestaca à fundação, permitindo assim a redução do comprimento de selagem.

## Referências

- [1] Buckle, I. *et al.* – "Seismic retrofitting manual for highway structures: Part 1 – Bridges". Report No. FHWA-HRT-06-032, Federal Highway Administration, Office of Infrastructure Research and Development, 2006, p. 658.
- [2] FEMA – "Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings". FEMA 547. Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., 2006, p. 571.

- [3] Saiidi, M. S. *et al.* – "Seismic retrofit of spread footings supporting bridge columns with short dowels". *Construction and Building Materials*, 15(4), 2001, pp. 177-185.
- [4] FHWA – "Micropile design and construction guidelines, implementation manual". *Report No. FHWA-SA-97-070*. Federal Highway Administration, 2005, p. 376.
- [5] FOREVERFondationsREnforcéesVERTicalement – "Syntheses of results and recommendations of the national research project on micropiles". Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. France, 2004, p. 347.
- [6] Veludo, J. – *Reforço de fundações com micro-estacas. Ligação aço/calda/betão*. Tese de doutoramento. Universidade de Coimbra, 2012, p. 268.
- [7] Lourenço, M.; Almeida, J. – "Campos de tensões em zonas de descontinuidade". Encontro Nacional de Betão Estrutural, Porto, 2004.
- [8] Lourenço, M.; Almeida, J. – "Adaptive stress field models: assessment of design models", *ACI Structural Journal*, V. 110, No. 1, Jan.-Feb., 2013, pp.83-93.
- [9] Schlaich, J.; Schäfer, K. – "Design and detailing a structural concrete using strut-and-tie models". *The Structural Engineer*, 69(6), 1991, pp. 113-125.
- [10] Schäfer, K. – "Nodes. Structural concrete - Textbook on behaviour, design and performance", 2<sup>nd</sup> Ed. (*fib Bulletin No.52*). Lausanne: The International Federation for Structural Concrete, 2010, pp. 281–300.
- [11] CEB-FIP – "Practical Design of Structural Concrete". Lausanne: The International Federation for Structural Concrete, 1999.
- [12] NP EN 1992-1-1 – Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão. Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios. Lisboa, Instituto Português de Qualidade, 2010.



**Infraestruturas  
de Portugal**

Ligamos destinos

**Rodovia  
e Ferrovia**

Juntos  
encurtamos  
distâncias

[infraestruturasdeportugal.pt](http://infraestruturasdeportugal.pt)





# LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL



**investigação**

**inovação**

**cooperação**

**divulgação**



barragens de betão • estruturas • edifícios • geotecnia • hidráulica e ambiente  
materiais • infraestruturas de transportes • instrumentação científica



[www.lnec.pt](http://www.lnec.pt)



Av. do Brasil 101 | 1700-066 Lisboa  
tel. 21 844 30 00 | [lnec@lnec.pt](mailto:lnec@lnec.pt)



# ASSOCIAÇÃO PORTUGUESA DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

PORTUGUESE GROUP OF IABSE

## Towards a Resilient Built Environment – Risk and Asset Management

IABSE Symposium, Guimarães, 27-29 March 2019 | Centro Cultural Vila Flor

Website: [www.iabse.org/guimaraes2019](http://www.iabse.org/guimaraes2019) | Email: [secretariat@iabse2019.org](mailto:secretariat@iabse2019.org)

**Submission of abstracts is open!**



**Preliminary  
Invitation and  
Call for Papers**

**March 27-29, 2019**

**Towards a  
Resilient Built  
Environment**

Risk and Asset Management

 **GUIMARÃES 2019**  
IABSE SYMPOSIUM

Organised by



In co-operation with:



O Simpósio tem como objetivos constituir um fórum internacional para o debate sobre assuntos como a sustentabilidade do ambiente construído, a avaliação de risco e a gestão de infraestruturas. Para este efeito, o Simpósio terá os seguintes temas principais:

- Novel Management Tools for the Built Environment
- Lifecycle Quality Control of new and existing Infrastructures
- Advanced Frameworks for a Sustainable Built Environment
- Risk Analysis Procedures, from Theory to Practice
- Future trends in Structural Engineering



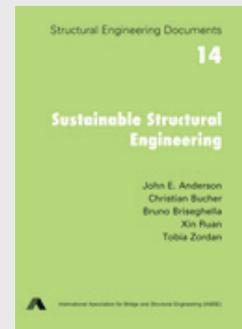
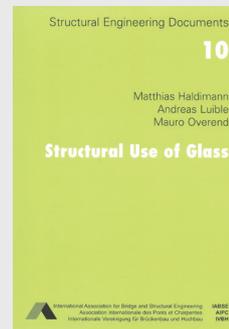
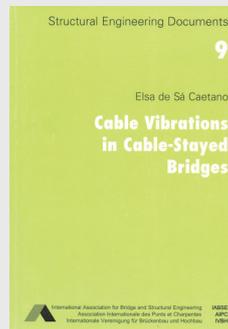
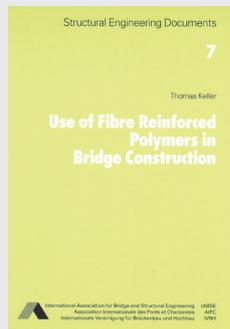
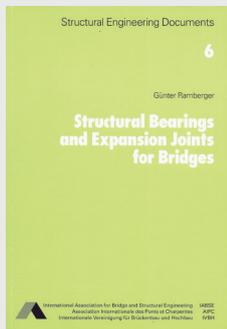
# IABSE

## International Association for Bridge and Structural Engineering

A International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), com o objetivo contribuir para o progresso da engenharia estrutural, promove anualmente um conjunto de iniciativas, suportada nas suas diversas comissões e grupos de trabalho, que incluem a organização de eventos técnico-científicos e a edição de diversas publicações.

Os livros da série Structural Engineering Documents (SED) são uma série de monografias sobre um tópico específico visando a divulgação junto do meio técnico da informação consolidada sobre esse tópico. São elaborados por um único autor ou um pequeno número de autores, como resultado de esforços individuais ou de um Grupo de Trabalho da IABSE.

O acesso à versão eletrônica de toda série (e-book) é livre para os membros da IABSE, através do endereço: [www.iabse.org/IABSE/publications/Shop/SED\\_Products.aspx](http://www.iabse.org/IABSE/publications/Shop/SED_Products.aspx).



## Próximas reuniões da IABSE



### IABSE Conference Kuala Lumpur

April 25-27, 2018

#### "Engineering the Developing World"

##### THEMES AND TOPICS

- Large scale infrastructure projects
- Engineering innovations for rapid urbanisation
- Towards achieving a low carbon footprint
- Harmonising new and old
- The future of aesthetic design

[www.iabse.org/KualaLumpur2018](http://www.iabse.org/KualaLumpur2018)



### IABSE Conference Copenhagen 2018

June 25-27, 2018, Denmark

#### Engineering the Past, to Meet the Needs of the Future

##### THEMES

- Management
- Inspection and maintenance
- Safety

[www.iabse.org/copenhagen2018](http://www.iabse.org/copenhagen2018)



### Tomorrow's Megastructures

September 19-21, 2018

##### THEMES AND TOPICS

- Megastructures: a radical paradigm shift or simply a change of scale?
- Today's and tomorrow's megastructures and megaprojects
- New trends for innovations in the construction, the preservation, the exploitation and the upgrading of structures

Submission of abstracts by **September 15, 2017**

[www.iabse.org/Nantes2018](http://www.iabse.org/Nantes2018)

ENCONTRO NACIONAL

# BETÃO ESTRUTURAL 2018

7 a 9 Novembro de 2018 · LNEC, Lisboa

O Encontro Nacional Betão Estrutural 2018 (BE 2018), organizado conjuntamente pelo Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE) e o Instituto Superior Técnico (IST), irá ter lugar de 7 a 9 de Novembro de 2018, no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

O principal objectivo do BE 2018 resulta da missão do GPBE, grupo nacional da *fédération internationale du béton (fib)*, de se constituir como um fórum privilegiado de divulgação e discussão das realizações mais recentes e inovadoras na área do betão estrutural, nas vertentes da construção e reabilitação, materiais e produtos, normalização, projeto e investigação científica, tendo em conta as atuais prioridades, nacionais e internacionais, em termos de desempenho, durabi-

lidade, sustentabilidade e resiliência das estruturas de betão armado e pré-esforçado.

O BE 2018 pretende igualmente ser um espaço de debate de ideias sobre os riscos e os desafios do futuro das estruturas de betão em Portugal, na Europa e no Mundo, mobilizando para o efeito as empresas do sector, donos-de-obra, gabinetes de projeto, universidades, politécnicos, laboratórios e unidades de investigação científica e desenvolvimento tecnológico.

Pese embora seja um encontro nacional, o BE 2018 quer ainda estabelecer pontes e criar laços duradouros entre a comunidade técnica e científica nacional e as suas congéneres que têm como língua oficial o português ou o espanhol.

ORGANIZADO POR:



COM O APOIO DE:



[www.be2018.pt](http://www.be2018.pt)

## Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nas quais o Grupo presta patrocínio (os sócios coletivos podem inscrever 3 participantes ao valor reduzido).

A qualidade de sócio permite também o acesso a uma área reservada no portal do GPBE ([www.gpbe.pt](http://www.gpbe.pt)) onde é disponibilizada diversa informação científica e técnica, nomeadamente dos Encontros Betão Estrutural e, em especial, os boletins da fib - International Federation for Structural Concrete, da qual o GPBE é membro nacional.

Se ainda não é sócio e deseja associar-se ao Grupo registe-se em:

<http://www.gpbe.pt/index.php/component/users/?view=registration>

Quota de sócio individual: € 25,00

Quota de sócio coletivo: € 250,00

Se já é sócio do GPBE e não tem a sua situação regularizada, por favor regularize as suas quotas para manter os benefícios de sócio.

## Sócios Coletivos do GPBE



## Na Salvaguarda do Nosso Património

Para além do seu valor histórico e simbólico, um edifício é um conjunto de materiais sabiamente interligados. Paredes de alvenaria de pedra, gaiolas ou tabiquestes são exemplos de técnicas complexas, praticamente esquecidas com a construção nova e materiais associados.

É obrigação de todos zelar para que os edifícios que integram o nosso Património continuem a sua vida útil e interviremos de modo a manter-lhes a dignidade.

Reabilitá-los é preservar a transmissão de valor.

A **AOF** é uma empresa com mais de 60 anos de existência, sempre ligada à salvaguarda do Património. Soube adaptar-se às novas maneiras de entender a intervenção, apostando fortemente na formação dos seus colaboradores.

A **AOF** possui um grupo técnico alargado e altamente especializado na área de conservação e restauro.



Parque da Boavista / Avenida do Cávado nº160 - 4700-690 Braga / Tel. +351 253 263 614 / [www.AOF.pt](http://www.AOF.pt)



Local - Sede Ordem dos Arquitectos Norte - Fotografia de Rui Pereira





**PRETENZA**

Protecção Sísmica  
 Ancoragens Cintec  
 Juntas Sísmicas - Edifícios  
 Juntas de Dilatação Rodoviárias  
 Aparelhos de Apoio  
 Pré-Esforço

tel.: +351 229 416 633  
[comercial@pretensa.com.pt](mailto:comercial@pretensa.com.pt)  
[www.pretensa.com.pt](http://www.pretensa.com.pt)





## A SPES

A SPES, é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e colectivas, com os seguintes objectivos:

a) Fomentar, em Portugal, o desenvolvimento da Engenharia Sísmica, Sismologia e Prevenção e Defesa contra os Sismos, promovendo a divulgação da informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e a organização de reuniões, colóquios e conferências ou outras iniciativas de carácter análogo.

b) Assegurar a representação Portuguesa nas Associações Europeia e Internacional de Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

## INICIATIVAS 2016 - 2018

- Prémio Carlos Sousa Oliveira, destinado a premiar o melhor trabalho na área da Sismologia e Engenharia Sísmica
- Realização do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2018
- Candidatura à organização da 17ª Conferência Europeia de Engenharia Sísmica
- Estudo de procedimentos com vista à futura certificação sísmica de edifícios existentes

- Estudo relativo à análise das Zonas Sísmicas e respetivos parâmetros, para Portugal Continental: comparação das várias propostas e implicações para a perigosidade sísmica
- Realização dos seminários de verão SPES, em parceria com Pretensa e LNEC
- Realização de workshops em parceria com a ordem dos Arquitectos, ordem dos Engenheiros e LNEC

## HISTÓRIA

A Engenharia Sísmica teve o seu início, em Portugal, após o sismo de 1 de Novembro de 1755, uma vez que na reconstrução da cidade de Lisboa foram utilizados sistemas estruturais e construtivos que garantiam segurança acrescida em relação às acções sísmicas (edifícios pombalinos).

O desenvolvimento, em Portugal, da Engenharia Sísmica moderna, com base em critérios científicos, remonta à década de 50, impulsionado pelo Eng. Júlio Ferry Borges que, em 1958, e após a realização do Simpósio sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções, participou na redacção do primeiro código de construção anti sísmica em Portugal, o Regulamento de

Segurança das Construções Contra os Sismos.

A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários da SPES.

Hoje a SPES acolhe todos os que, das diferentes áreas do conhecimento, se preocupam com a tarefa de minimização do risco sísmico, colocando a ciência e a técnica ao serviço desse objectivo ético.

## SER SÓCIO SPES

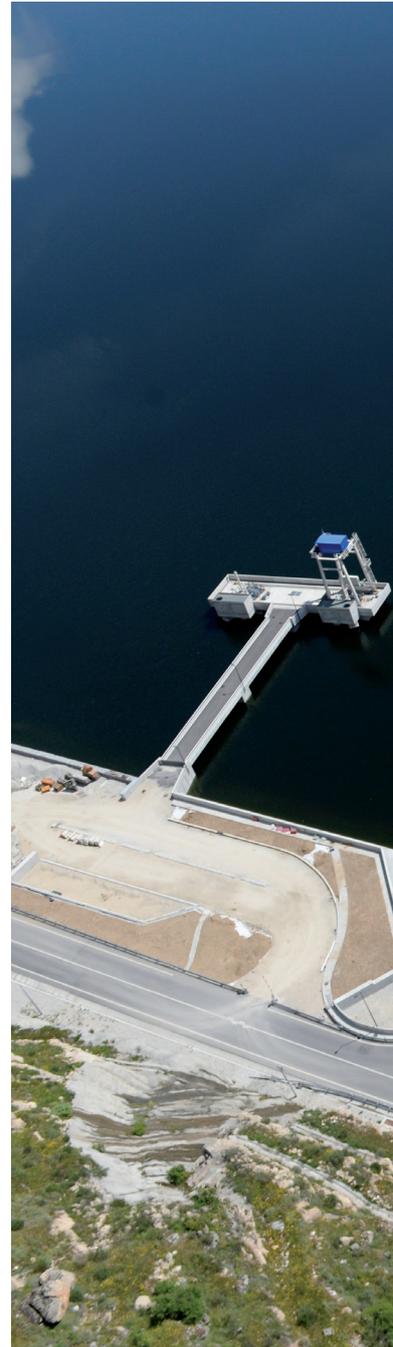
- Usufruir de descontos no valor da inscrição em eventos organizados pela SPES
- Receber as newsletters da SPES por correio electrónico
- Aceder a biblioteca de recursos privilegiados na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica
- Concorrer ao Prémio Carlos Sousa Oliveira
- Participar em fóruns de discussão de assuntos de interesse nacional na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica



SOCIEDADE  
PORTUGUESA DE  
ENGENHARIA  
SÍSMICA

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





ISSN 2183-8488



9 772183 848007 30005

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL  
tel. (+351) 21 844 30 00 • fax (+351) 21 844 30 11  
l nec@l nec.pt [www.lnec.pt](http://www.lnec.pt)