

## **Aplicação de microbetão para o reforço de elementos estruturais em betão armado danificados por ação de um fogo**

**Frederico  
Cunha<sup>1</sup>**

**Lúcio  
Lourenço<sup>2</sup>**

**Delfina  
Gonçalves<sup>3</sup>**

**Joaquim  
Barros<sup>4</sup>**

**Ventura  
Gouveia<sup>5</sup>**

### **RESUMO**

No presente trabalho avalia-se a eficácia de uma técnica de reforço para elementos estruturais em betão armado afetados pela exposição a temperaturas elevadas e/ou fogo. Para tal, desenvolveu-se um programa experimental que incluiu a moldagem de catorze provetes prismáticos (150 x 150 x 600 mm<sup>3</sup>) em betão de classe resistente corrente em estruturas de betão armado existentes no edificado português (C20/25). Após a exposição dos provetes a diferentes níveis de temperatura máxima (400°C, 550°C e 700°C), estes foram reforçados com um microbetão auto-compactável (C40/50). O procedimento de reforço estrutural passa pela remoção do betão de recobrimento original das armaduras convencionais e aplicação de uma nova camada com a mesma espessura do microbetão auto-compactável de reforço. São avaliados os benefícios da aplicação do betão de reforço, bem como, da inserção adicional de armadura convencional de reforço ou fibras em aço.

**Palavras-chave:** Fogo; temperaturas elevadas; reforço estrutural; betão reforçado com fibras.

### **1. INTRODUÇÃO**

Os elementos estruturais em betão armado expostos a temperaturas elevadas e/ou fogo apresentam uma resistência satisfatória durante e após a ocorrência do fogo, na medida em que estes raramente colapsam [1]. A baixa condutibilidade do betão evita que o núcleo dos elementos estruturais e a maior parte das armaduras de reforço alcancem níveis de temperatura que possam comprometer a resistência do elemento estrutural durante a ocorrência do fogo. No entanto, uma certa camada do betão de recobrimento das armaduras fica bastante afetada, com incapacidade de desempenhar funções estruturais e de proteção das armaduras. A decisão de reparação e reforço de estruturas existentes em betão armado afetadas pela ação de um fogo tem-se tornado cada vez mais usual na Construção Civil, tanto devido ao melhor conhecimento do comportamento dos materiais afetados e/ou de reforço, como aos cada vez mais relevantes benefícios económicos e ambientais inerentes à reabilitação comparativamente a soluções baseadas em demolição e reconstrução.

A exposição ao fogo de elementos de betão armado conduz a dois tipos principais de patologias: de ordem estética, nomeadamente ao nível da fendilhação do betão de recobrimento das armaduras e alteração da coloração do betão que constitui os elementos estruturais; de ordem técnica ou de resistência, com a diminuição da capacidade de carga e aumento da deformabilidade, bem como a diminuição da proteção das armaduras de fenómenos de corrosão [2]. Enquanto as patologias de ordem estética são, normalmente, de fácil resolução, a avaliação da capacidade de carga residual dos

<sup>1</sup> CiviTest – Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Portugal. [fredericocunha@civitest.com](mailto:fredericocunha@civitest.com)

<sup>2</sup> CiviTest – Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Portugal. [luciolourenco@civitest.com](mailto:luciolourenco@civitest.com)

<sup>3</sup> CiviTest – Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Portugal. [delfinagoncalves@civitest.com](mailto:delfinagoncalves@civitest.com)

<sup>4</sup> ISISE, Universidade do Minho, Depart. de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal. [barros@civil.uminho.pt](mailto:barros@civil.uminho.pt)

<sup>5</sup> Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu, Depart. de Engenharia Civil, Viseu, Portugal. [ventura@estv.ipv.pt](mailto:ventura@estv.ipv.pt)

elementos estruturais e consequente definição do tipo de reabilitação a executar é de maior complexidade. A recuperação dos elementos estruturais passa, neste sentido, pela resolução destes dois tipos de patologias.

A estrutura reforçada deverá apresentar a mesma resistência ao fogo (ou, se possível, aumentar) em comparação com a existente nos elementos estruturais previamente à ocorrência da exposição ao fogo. Constata-se, atualmente, que grande parte das soluções de reforço para elementos estruturais afetados pelo fogo centra-se na colagem de elementos de reforço. Contudo, as colas aplicadas perdem propriedades resistentes com o aumento da temperatura ambiente decorrente de uma eventual reexposição ao fogo. A perda das propriedades dos elementos de colagem compromete, assim, o comportamento mecânico dos elementos estruturais reforçados e poderá até conduzir a um colapso estrutural durante a ocorrência de um novo fogo. A utilização de um microbetão, especialmente o reforçado com fibras, apresenta-se como uma alternativa eficaz às tipologias de reforço baseadas em materiais colados, na medida em que proporciona uma melhor resistência ao fogo, permite manter as dimensões geométricas e aspeto visual originais dos elementos estruturais e é fácil de aplicar, principalmente quando apresenta propriedades de auto-compactabilidade. A Figura 1 apresenta, a título exemplificativo, um pormenor de execução de um reforço de uma viga afetada pela ação de um fogo por aplicação de um microbetão auto-compactável reforçado com fibras após remoção do betão de recobrimento.

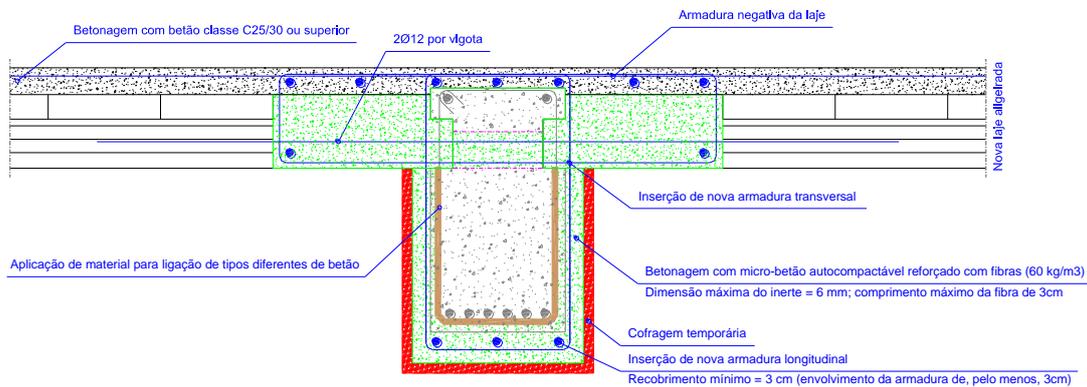


Figura 1. Reforço estrutural com substituição do betão de recobrimento por betão auto-compactável reforçado com fibras em aço

Em síntese, a reabilitação de elementos estruturais em betão armado afetados pela ação de um fogo deverá passar por técnicas de reforço de fácil aplicabilidade que permitam, de uma só vez, restabelecer as propriedades do betão de recobrimento, recuperar a capacidade de carga dos elementos estruturais afetados e garantir suficiente resistência ao fogo perante uma eventual recorrência.

Nesta comunicação apresentam-se alguns resultados experimentais preliminares relativos à aplicação da técnica de reforço proposta. A avaliação da eficácia da referida técnica de reforço foi conseguida recorrendo a provetes prismáticos de betão armado expostos a temperaturas elevadas. Após a exposição térmica, avaliou-se a eficácia de diferentes tipos de reforço estrutural recorrendo a ensaios experimentais.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 Composição do betão de reforço

O presente programa experimental inclui a utilização de três tipos de betão: betão “corrente” (C20/25), fornecido por empresa de betão pronto, constituído por agregados graníticos; Micro-Betão Auto-Compactável (MBAC) e Micro-Betão Auto-Compactável Reforçado com Fibras de Aço (MBACRFA). Para as composições de reforço selecionadas neste programa experimental (MBAC e

MBACRFA), foi adoptado cimento (CEM) do tipo I 42.5R, superplastificante (SP) de terceira geração (SIKA ViscoCrete 3005 HE), filler calcário (FC) e três tipos de agregados: areia fina (AF), meia areia (MA) e brita granítica (BG). O reforço em fibras adotado no caso do MBACRFA é constituído por fibras de aço (FA) de extremidades dobradas com comprimento  $l_a$  de 37 mm, relação comprimento/diâmetro ( $l_a/d_i$ ) de 67,3 e tensão de cedência de 1300 MPa. Em ambos os microbetões a dimensão máxima do agregado ( $D_{max}$ ) foi de 9 mm. As composições desenvolvidas estão apresentadas no Quadro 1. As propriedades mecânicas do betão “corrente” foram avaliadas aos 28 dias de idade (compressão e tração por flexão). A avaliação das propriedades do MBAC e MBACRFA foram avaliadas aos 14 dias de idade.

Quadro 1. Composições de reforço desenvolvidas (por  $m^3$  de betão)

Betão	C [kg]	Água [ $dm^3$ ]	AF [kg]	MA [kg]	BG [kg]	SP [ $dm^3$ ]	FC [kg]	FA [kg]
BAC	413	127.8	198	722	648	7.83	353	-
BACRFA	413	127.8	195	713	640	7.83	353	60

## 2.2 Provetes

O programa experimental é constituído por 14 provetes prismáticos ( $600 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$ ) reforçados com armadura ordinária (Figura 2), e 4 provetes cilíndricos normalizados (150 mm de diâmetro e 300 mm de altura). A armadura ordinária utilizada é constituída por quatro varões longitudinais nervurados de 6 mm de diâmetro e armadura transversal de 6 mm de diâmetro com 75 mm de espaçamento entre si. Foram expostos quatro provetes prismáticos por cada nível de temperatura máxima (400°C, 550°C e 700°C). Cada série de quatro provetes é constituída por um provete: não reforçado (referência para o nível de temperatura indicado); reforçado com MBAC; reforçado com MBACRFA; reforçado com MBAC e inclusão de armadura de reforço adicional. Os restantes provetes prismáticos não foram expostos a temperaturas elevadas (nem foram, consequentemente, reforçados) sendo designados, consequentemente, por provetes referência. Os provetes cilíndricos foram utilizados para determinação do módulo de elasticidade do betão e respetiva resistência à compressão.

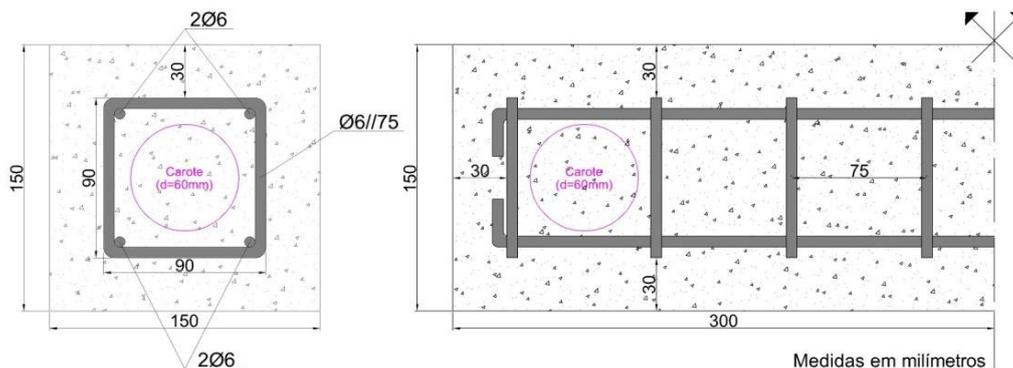


Figura 2. Provetes e localização dos carotes no ensaio de pull-out

## 2.3 Exposição dos provetes a temperaturas elevadas

A exposição de doze provetes a temperaturas elevadas (quatro por cada nível de temperatura) foi realizada recorrendo a um forno eléctrico com controlo de temperatura (ver Figura 3). O forno possui resistências eléctricas em três das suas faces (laterais e traseira). A taxa de aquecimento conseguida (disponibilizada pelo equipamento eléctrico) foi variável ao longo do ensaio, com o valor médio de 20,1 °C/min até aos 400 °C, de 9,7 °C/min entre os 400°C e os 550°C e de 7,9 °C/min entre os 550 °C e os 700 °C (para a situação de exposição ao nível de temperatura de 700 °C). Depois de atingido o nível de temperatura de exposição pretendido, a temperatura foi mantida durante 4 horas (Figura 4). Após esse período de tempo, o forno eléctrico foi desligado e o arrefecimento dos provetes ocorreu de forma natural no interior da mufla até atingirem a temperatura ambiente do laboratório.

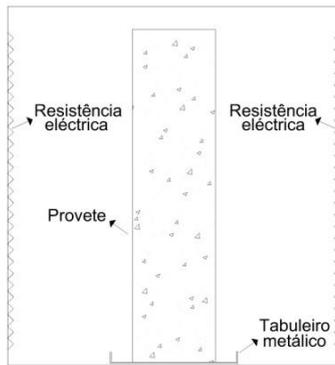


Figura 3. Esquema do interior do forno

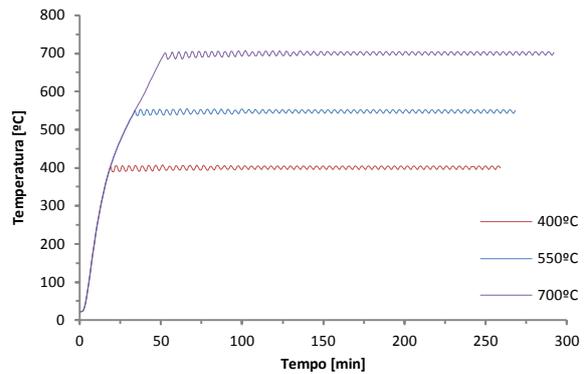


Figura 4. Aquecimento dos provetes

### 3. REFORÇO DAS VIGAS

#### 3.1 Ensaio prévio (pull-out)

Como referido na secção introdutória, a exposição de betões a temperaturas elevadas e/ou fogo tem como efeito imediato a degradação do betão de recobrimento dos elementos estruturais expostos. A metodologia proposta para avaliação do betão de recobrimento afetado e consequente decisão sobre eventual reforço estrutural passa pela realização de ensaios de pull-out no betão de recobrimento exposto ao fogo com o intuito de avaliar a sua resistência residual. O ACI 440 [3] recomenda que se o betão de recobrimento apresentar resistência à tração, em ensaios de pull-out, inferior a 1,5 MPa, esse betão não apresenta condições para lhe ser aplicado qualquer técnica de reforço externo com materiais compósitos. No presente trabalho foi adotado o mesmo critério para tomada de decisão sobre remoção, ou não, do betão de recobrimento das vigas expostas aos níveis elevados de temperaturas considerados. Salienta-se que os requisitos de durabilidade do elemento estrutural afetado pelo fogo são, desta forma, também avaliados, na medida em que uma maior resistência do betão de recobrimento conduz a uma maior proteção da exposição das armaduras aos agentes agressivos existentes no ambiente (e, conseqüentemente, o aumento da sua vida útil).

Após exposição dos provetes aos níveis referidos de temperatura e posterior arrefecimento dos mesmos realizaram-se os ensaios de pull-out. Para tal executaram-se carotagens (sem extração da carote) com cerca de 30 mm de profundidade nos topos das vigas e entre os dois primeiros estribos, evitando, desta forma, afetar as armaduras existentes nos provetes (ver Figura 2). Seguidamente, foram colados os suportes metálicos de amarração da célula de carga do ensaio de pull-out que permitem efetuar o arranque da carote pelo equipamento. Este ensaio foi realizado 48 horas após a aplicação da cola (Figura 5). Na Figura 6 apresentam-se algumas das carotes extraídas.



Figura 5. Execução do ensaio de pull-out



Figura 6. Carotes extraídas

Os resultados obtidos nos ensaios de pull-out encontram-se no Quadro 2. Os ensaios realizados nas vigas de referência (não expostas a níveis de temperatura elevada), denominadas como “ambiente”,

resultaram numa resistência média à tração de 2145 kPa. Para as vigas expostas aos níveis elevados de temperatura, a resistência média à tração foi inferior, nomeadamente, 905 kPa para os 400°C e 368 kPa para os 550°C. Para a série exposta aos 700 °C não foi possível a carotagem para colagem das pastilhas metálicas, já que o betão de recobrimento dos provetes não apresentava resistência suficiente para a realização do corte. No Quadro 2,  $f_{ctm}$  representa o valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples,  $\Delta f_{ctm}$  o desvio padrão da tensão de rotura do betão à tração simples e  $f_{ctk}$  o valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples.

Quadro 2. Resultados do ensaio de pull-out

Temperatura	$f_{ctm}$ [kPa]	$\Delta f_{ctm}$ [kPa]	$f_{ctk}$ [kPa]
Ambiente	2144.6	320.4	1619.1
400°C	905.5	322.6	376.5
550°C	368.1	135.6	145.8
700°C*	-	-	-

\*não foi possível realizar o ensaio

### 3.2 Soluções de reforço

Para o reforço dos provetes cuja resistência à tração obtida nos ensaios de pull-out foi inferior ao valor de 1500 kPa (valor tido como de referência) foram definidas três distintas metodologias de reforço realizadas após a remoção do betão de recobrimento dos provetes: aplicação do MBAC sem qualquer tipo de armadura de reforço; aplicação do MBAC com a inclusão de armadura suplementar; aplicação do MBACRFA (sem armadura suplementar). Para melhorar a adesão entre a camada de betão de reforço adicionada e a existente recorreu-se ao adesivo ICOSIT K101N. Os sistemas de reforço encontram-se esquematicamente descritos na Figura 7.

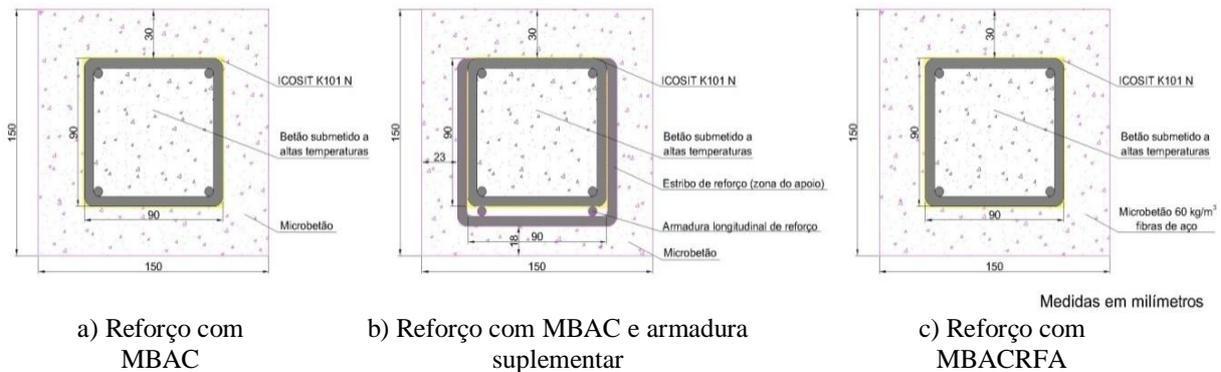


Figura 7. Soluções de reforço

Como referido, previamente à aplicação do betão de reforço, procedeu-se à remoção do betão de recobrimento dos provetes. A espessura média de betão de recobrimento removido foi de 30 mm para a totalidade dos provetes expostos termicamente. Na Figura 8 apresentam-se os provetes após a remoção do betão de recobrimento com recurso a um martelo pneumático. Estes provetes com o recobrimento removido foram inseridos nos moldes originais (de dimensão 150 x 150 x 600 mm<sup>3</sup>) e com espaçadores adequados de modo a garantir um recobrimento homogéneo em todas as faces, com o microbetão de reforço betonado de forma a devolver ao provete as suas dimensões iniciais. A Figura 9 expõe, a título exemplificativo, a secção transversal de um provete reforçado após a realização do ensaio destrutivo. Pela avaliação da secção transversal, constata-se que os dois betões mantiveram-se ligados.

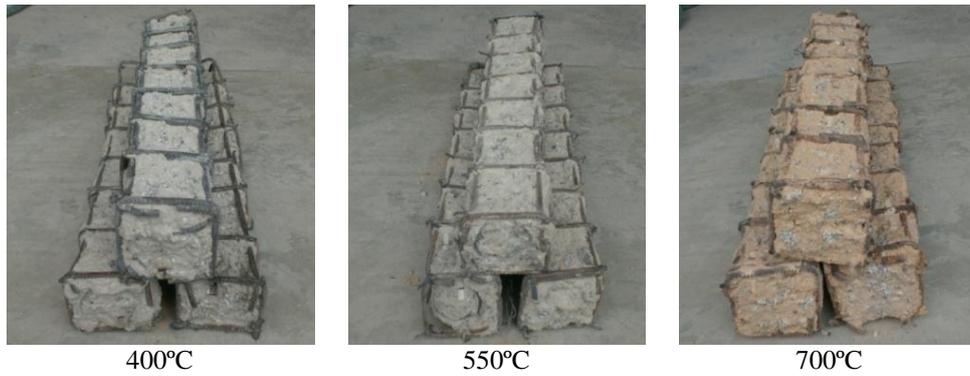


Figura 8. Provetes após exposição térmica e remoção do betão de recobrimento

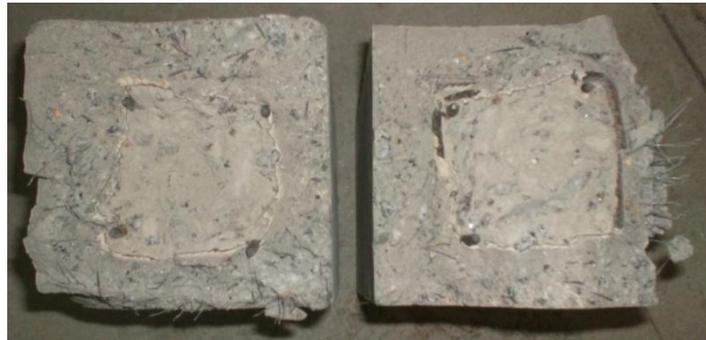


Figura 9. Secção transversal de um provete reforçado após realização do ensaio destrutivo

## 4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 4.1 Caracterização mecânica do betão “corrente”, MBAC e MBACRFA

A caracterização das propriedades dos diferentes betões utilizados neste programa experimental foi realizada através de ensaios de compressão de provetes cilíndricos (ver Quadro 3 e Figura 10) e de flexão nos provetes prismáticos (ver Quadro 4 e Figura 11). Refira-se que os valores do Quadro 4 foram obtidos através de uma análise inversa, através do software FEMIX v4.0 e dos ensaios referidos.

Quadro 3. Propriedades do betão à compressão

Betão	$E_{cm}$ [GPa]	$f_{cm}$ [MPa]
“Corrente”	30,1	27,8
MBAC	35,5	51,4
MBACRFA	33,6	49,9

Quadro 4. Propriedades do betão à tração por flexão

Betão	$f_{ctm}$ [MPa]	$\sigma_{ct,1}$ [MPa]	$\sigma_{ct,2}$ [MPa]	$\epsilon_{ctm}$	$\epsilon_{ct,1}$	$\epsilon_{ct,2}$	$\epsilon_{ctu}$
“Corrente”*	2,20	-	-	$7,29e^{-5}$	-	-	-
MBAC	2,62	0,956	0,0	$6,55e^{-8}$	0,017	0,057	0,057
MBACRFA	2,90	3,73	2,2	$7,25e^{-8}$	0,080	0,544	0,691

\*valores do EC2[5]

em que

- $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do betão
- $f_{cm}$  é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
- $f_{ctm}$  é o valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
- $\sigma_{ct,1}$ ,  $\sigma_{ct,2}$  é a tensão de tração para o ponto 1 (ou 2) após a fendilhação do betão
- $\epsilon_{ctm}$  é o valor médio da extensão do betão à tração correspondente à tensão máxima  $f_{ctm}$
- $\epsilon_{ctu}$  é o valor da extensão máxima do betão à tração
- $\epsilon_{ct,1}$ ,  $\epsilon_{ct,2}$  é o valor da extensão do betão à tração correspondente à tensão  $\sigma_{ct,1}$  e  $\sigma_{ct,2}$ , respetivamente

## 4.2 Caracterização mecânica do aço

As propriedades do aço (ver Quadro 5 e Figura 12) foram obtidas através da realização de ensaios de tração uniaxial. Os resultados apresentados no Quadro 5 são valores médios do ensaio de cinco varões de aço.

Quadro 5. Propriedades mecânicas do aço à tração

$E_s$ [GPa]	$E_{s,hard}$ [GPa]	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{hard}$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$\epsilon_s$ [%]	$\epsilon_{hard}$ [%]	$\epsilon_{uk}$ [%]
205,3	4,45	496,3	644,1	664,3	0,2417	3,56	8,60

em que

- $E_s$  é o módulo de elasticidade secante do aço
- $E_{s,hard}$  é o módulo de elasticidade secante da fase de endurecimento à tração do aço
- $f_{yk}$  é o valor característico da tensão de cedência à tração do aço
- $f_{hard}$  é o valor da tensão de endurecimento à tração do aço
- $f_u$  é o valor da tensão última de tração do aço
- $\epsilon_s$  é o valor da extensão do aço à tração correspondente à tensão  $f_{yk}$
- $\epsilon_{hard}$  é o valor da extensão do aço à tração correspondente à tensão  $f_{hard}$
- $\epsilon_{uk}$  é o valor característico da extensão do aço à tração correspondente à tensão máxima

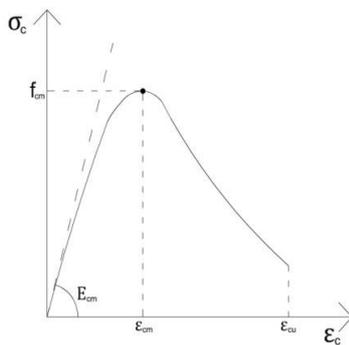


Figura 10.  
Comportamento do betão à compressão

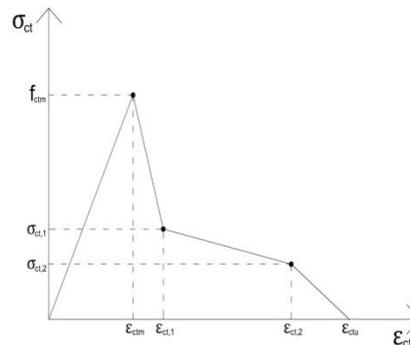


Figura 11.  
Comportamento do betão à tração

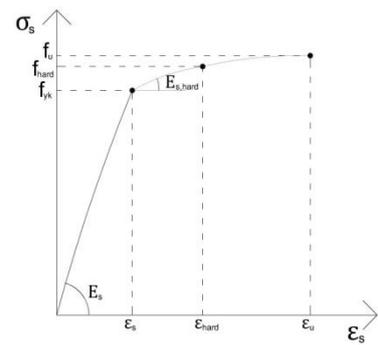


Figura 12.  
Comportamento do aço à tração

## 4.3 Ensaio mecânico destrutivo dos provetes

A avaliação da eficácia dos reforços aplicados foi efetuada recorrendo a um ensaio destrutivo, tal como apresentado na Figura 13. Salienta-se que este tipo de ensaio apresenta-se, não como um ensaio de flexão pura, mas sim como um ensaio que mobiliza a existência de um mecanismo escora-tirante usualmente ocorrido em vigas altas/vigas parede [4].

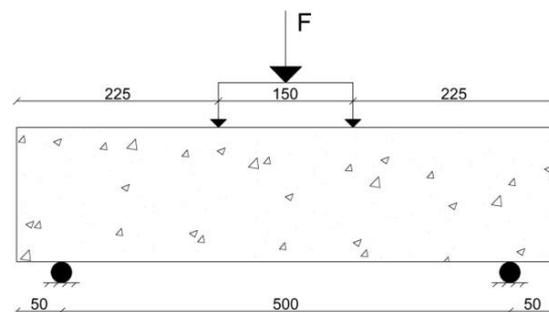


Figura 13. Esquema do ensaio dos provetes

Com base numa análise não linear material recorrendo ao método dos elementos finitos (MEF) por intermédio do software FEMIX v4.0 é possível simular o ensaio destrutivo efetuado. O betão do provete em avaliação foi discretizado por 450 elementos de estado plano de tensão de oito nós, enquanto as armaduras foram simuladas por 164 elementos de treliça plana de dois nós. Atendendo à

simetria estrutural, apenas foi discretizado meio provete. A Figura 14 a) apresenta a deformada obtida e os nós com restrições de deslocamento (a azul), enquanto na Figura 14 b) apresenta-se o padrão de fendilhação para um deslocamento vertical de 15 mm, onde é possível visualizar a formação do mecanismo escora-tirante previamente referido.

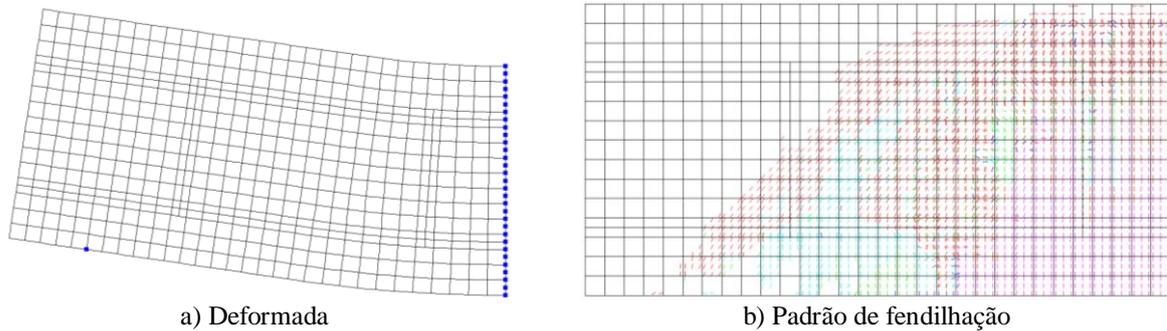


Figura 14. Simulação numérica do ensaio destrutivo realizado

A Figura 15 inclui a relação entre a força vertical aplicada e o deslocamento vertical obtido a meio vão dos provetes expostos aos diferentes níveis de temperatura, sem qualquer reforço aplicado, bem como a relação força vs deslocamento obtida nas simulações numéricas efetuadas com a viga de referência a temperatura ambiente. A análise dos resultados obtidos (ver Figura 15 e Figura 16) permite constatar que a redução da resistência mecânica dos provetes não é significativa até ao nível de temperatura de 400 °C. Contudo, para os níveis de temperatura superiores aos 400 °C, a força máxima obtida no decorrer do ensaio é significativamente inferior à obtida para os provetes de referência (18% inferior para 550 °C e 72% inferior para os 700 °C). Os resultados obtidos permitem constatar, também, uma significativa redução da rigidez com o aumento da temperatura de exposição, como seria expectável.

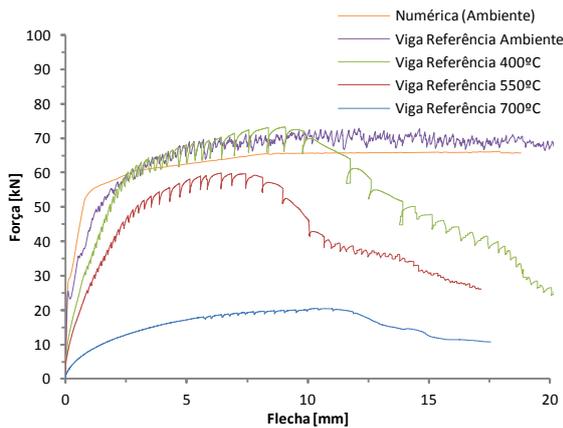


Figura 15. Relação força vs deslocamento vertical para os provetes expostos a temperaturas elevadas

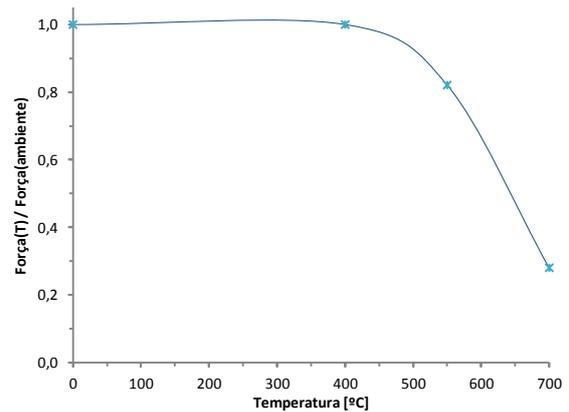


Figura 16. Relação força relativa vs nível de temperatura de exposição

Como referido anteriormente, os provetes expostos aos diferentes níveis de temperatura foram alvo de reforço. Após os diferentes tipos de reforço efetuado, foi realizado o ensaio destrutivo nas mesmas condições que para as vigas de referência. As relações força vs deslocamento vertical obtidas estão apresentadas na Figura 17 (400 °C), Figura 18 (550 °C) e Figura 19 (700 °C). A tipologia de reforço que resultou num maior incremento de força máxima obtida no decorrer do ensaio foi a que incluiu a adição de armadura suplementar. Este acréscimo de resistência obtido, relativamente à viga de referência ambiente, foi de 76% para o caso das vigas submetidas a 400°C, 68% para 550°C e 31% para 700°C. No caso da solução de reforço com apenas MBAC o acréscimo de resistência (em relação à viga de referência ambiente) foi de 14% para 400°C, 9% para 550°C e no caso dos 700°C uma diminuição da resistência em 29%. Finalmente no reforço com MBACRFA obtiveram-se valores

idênticos para a força máxima obtida na viga de referência nos casos das temperaturas de 400°C e 550°C, registando-se uma diminuição da resistência em cerca de 20% para o caso de 700°C.

Até aos 400 °C o reforço das fibras não se traduz em aumento da capacidade de carga das vigas, dado que nestes casos a resistência do betão do núcleo das vigas reforçadas não foi significativamente alterado pela atuação da temperatura. No entanto, acima deste nível de temperatura os benefícios do reforço das fibras começa a ser evidente até níveis de flecha bem superiores aos correspondentes a estados limites de utilização por deformação (ver destaques na Figura 17 a Figura 19). A vantagem da adição de fibras metálicas no betão de recobrimento não pode ser avaliada unicamente do ponto de vista estrutural. Uma outra vantagem da adição de fibras de aço no betão de recobrimento reside no controlo da fendilhação por retração do betão de reforço aplicado em redor do betão do núcleo do provete (com maior idade). Quanto à adição de armadura suplementar, os resultados obtidos parecem indicar que a armadura de reforço é mobilizada eficazmente com a aplicação desta técnica de reforço.

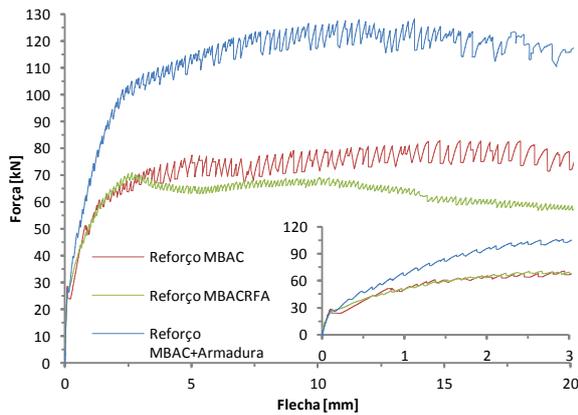


Figura 17. Relação força vs deslocamento vertical para os provetes expostos a 400°C

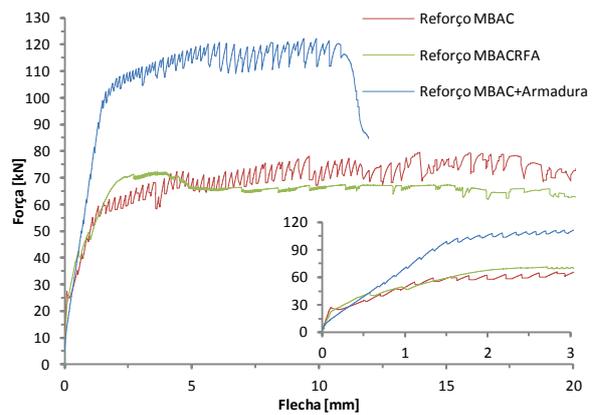


Figura 18. Relação força vs deslocamento vertical para os provetes expostos a 550°C

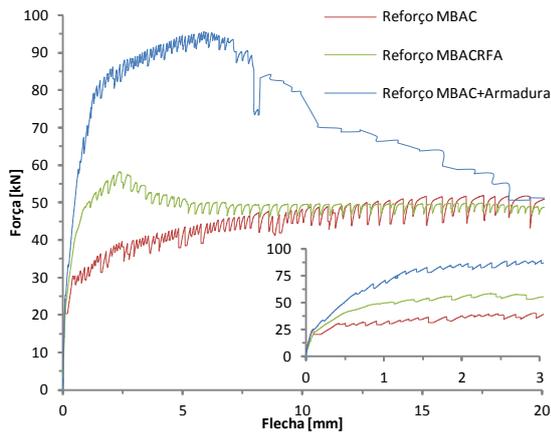


Figura 19. Relação força vs deslocamento vertical para os provetes expostos a 700°C

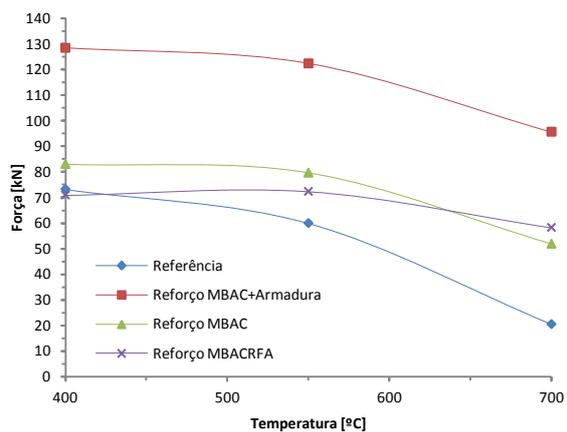


Figura 20. Força máxima obtida nos ensaios destrutivos vs nível de temperatura de exposição para os diferentes reforços adotados

## 5. CONCLUSÕES

A presente comunicação apresenta os resultados obtidos relativos à aplicação de uma técnica de reforço de elementos estruturais afetados pela ação de um fogo (ou temperaturas elevadas) baseada na substituição do betão de recobrimento de elementos estruturais afetados por um micro betão auto-compactável. Os resultados obtidos permitem constatar que a técnica de reforço proposta possibilita

restabelecer as propriedades iniciais dos provetes, nomeadamente, na eliminação da fendilhação ocorrida pela exposição ao fogo e respetiva coloração do betão afetado (por substituição do betão de recobrimento pelo betão de reforço) e, principalmente, permite recuperar a capacidade de carga dos elementos estruturais afetados (sendo possível, até, aumentar a referida capacidade de carga) e garante similar resistência ao fogo dos mesmos elementos estruturais reforçados perante uma eventual recorrência.

Os resultados obtidos permitiram concluir, também, que só para níveis de exposição de temperatura superiores a 400 °C se constata perdas significativas da capacidade de carga e aumento da deformabilidade dos provetes em betão armado, fator indicador da boa resistência ao fogo dos elementos em betão armado. Quanto aos provetes reforçados, constata-se que a substituição do betão do recobrimento por um novo micro betão auto-compactável possibilita a recuperação total da resistência e da capacidade de carga dos provetes em betão armado (com exceção dos provetes expostos ao nível de maior temperatura – 700 °C). Adicionalmente, e quando necessário, a inclusão de armadura suplementar é facilmente mobilizada pelo elemento estrutural com a aplicação da presente técnica de reforço proposta o que permite, em determinadas situações, aumentar a capacidade resistente comparativamente à situação pré-fogo.

A adição de fibras metálicas ao MBAC poderá apresentar vantagens ao nível estrutural mas, também, no controlo da fendilhação por retração (não explorado na presente comunicação) pela aplicação de um novo betão em conjunto com um betão de maior idade (para esta funcionalidade, a adição de fibras não metálicas poderá apresentar-se, igualmente, como uma metodologia vantajosa). Refira-se que numa intervenção de reforço real as fibras teriam-se orientado preferencialmente na direcção do eixo da viga, sendo a sua eficácia otimizada. No caso em estudo o comportamento da viga é governado pelo mecanismo escora-tirante, sendo a resistência à compressão do betão de reforço determinante no aumento da capacidade de carga da viga reforçada, pelo que a introdução de fibras não introduz benefícios significativos.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem à empresa CiviTest – Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil, Lda pela disponibilização dos equipamentos de betonagem e de ensaio, à Universidade do Minho pela autorização do uso do forno eléctrico e equipamento de pull-out e à Unibetão – Indústrias de Betão Preparado, S.A. pela cedência dos agregados. Agradece-se também à empresa Maccaferri pelo fornecimento das fibras em aço utilizadas e à SIKA pelo superplastificante e adesivo.

## **REFERÊNCIAS**

[1] Abrams, M.S (1971). Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600 °F. *Special Publication SP 25, Temperature and Concrete*. American Concrete Institute (ACI).

[2] Lawson, J. [et al.] (2010). Mechanical Properties of High Performance Concretes After Exposure to Elevated Temperatures. National Institute of Standards and Technology. NISTIR 6475.

[3] ACI-440. Guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, *ACI Technical Report*, May 2002, 118 pp.

[4] Schlaich, J. [et al.] (1987). “Toward a Consistent Design of Structural Concrete,” *PCI Journal*, V. 32, No. 3, pp. 74-150.

[5] NP EN 1992-1-2 (2010). Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão Parte1-1. CEN - Comité Européen de Normalisation.