

## ANÁLISE DO DESEMPENHO À FLEXÃO DE VIGAS DE BETÃO ARMADO REFORÇADAS COM ARMADURAS DE AÇO INOXIDÁVEL



Noel Franco

Aluno de Doutoramento  
DEC/FCT  
Univ. NOVA de Lisboa  
Caparica  
noel.franco@gmail.com



Carlos Chastre

Professor Auxiliar  
DEC/FCT  
Univ. NOVA de Lisboa  
Caparica  
chastre@fct.unl.pt



Hugo Biscaia

Prof. Auxiliar Convidado  
DEC/FCT  
Univ. NOVA de Lisboa  
Caparica  
hb@fct.unl.pt

### SUMÁRIO

Apresentam-se neste artigo os resultados dos ensaios realizados à escala real de um conjunto de vigas de betão armado com secção em T, levados a cabo para avaliar o desempenho das armaduras de aço inoxidável no reforço à flexão de vigas de betão armado com armaduras pós-instaladas aplicadas com as técnicas de reforço EBR (Externally Bonded Reinforcement), NSM (Near Surface Mounted) e EBR com ancoragens metálicas nas extremidades. Os ensaios realizados demonstraram que as técnicas de reforço utilizadas permitem aumentar a rigidez à flexão em regime elástico. Porém, a viga reforçada através da técnica EBR teve uma rotura prematura antes de atingir o valor da carga de cedência da viga não reforçada. Já as vigas reforçadas com as técnicas NSM e EBR com ancoragens mecânicas superaram o valor da carga de cedência da viga de referência, e as ancoragens mecânicas proporcionaram bastante ductilidade à viga reforçada com esta técnica.

**Palavras-chave:** Reforço; Betão Armado; Aço Inox; Externally Bonded Reinforcement; Near Surface Mounted.

## 1. INTRODUÇÃO

A crescente necessidade de reforçar as estruturas à flexão devido a deficiências de construção e/ou projeto, alterações de utilização, acidentes, degradação ou a adaptação a regulamentos mais exigentes tem originado um aumento da investigação nesta área.

O reforço à flexão com adição de armaduras é correntemente utilizado quando se pretende aumentar a capacidade resistente dos elementos na zona tracionada. Esta forma de aplicação do reforço inclui o reforço com chapas ou perfis metálicos colados com resinas, o reforço com compósitos de fibras reforçadas com polímeros (FRP - Fiber Reinforced Polymer) e o reforço com têxteis compósitos.

No âmbito do reforço com chapas ou perfis metálicos colados com resinas e do reforço com compósitos de FRP podemos ainda distinguir, conforme a aplicação do reforço, a técnica de reforço por colagem exterior (EBR – Externally Bonded Reinforcement), a técnica de reforço por aplicação das armaduras embutidas na superfície (NSM - Near Surface Mounted) e a técnica de reforço por colagem exterior com ancoragens nas extremidades (EBR with anchorage system).

A aplicação de armaduras coladas pelo exterior no reforço de estruturas de betão armado pode levar a ruturas frágeis quando a armadura descola antes de atingir a carga última [1]. Por isso, muitos trabalhos desenvolvidos têm como foco, precisamente, o estudo dos modos de rotura por descolamento do reforço ou por arrancamento da camada de recobrimento onde o reforço foi colado. Estes modos de rotura são habitualmente designados por “prematuras” uma vez que, ao contrário dos modos “classicos” ocorrem antes de atingir a resistência última dos materiais. As roturas prematuras associadas ao reforço colado pelo exterior são: i) destacamento do betão perto da superfície ou ao longo duma camada de betão enfraquecida; ii) destacamento pelo adesivo (rotura coesiva); iii) destacamento por rotura na interface betão-adesivo ou adesivo-reforço; e, no caso dos compósitos, iv) rotura por delaminação do reforço devido a corte [2, 3].

No caso do reforço com armaduras inseridas em rasgos na superfície do betão, os modos de rotura por aderência são: i) rotura na interface reforço-adesivo; ii) rotura por coesão do adesivo; iii) rotura na interface adesivo-betão; iv) rotura por coesão no betão; v) rotura do adesivo sem rotura do betão; vi) rotura do adesivo e do betão; vii) rotura no adesivo e no betão sem ser visível a rotura no adesivo; viii) rotura [4]. Para além destes modos de rotura pode ocorrer, à semelhança da rotura i) descrita para os reforços colados pelo exterior, destacamento do betão perto da superfície ou ao longo duma camada de betão enfraquecida [5, 6].

O estudo da ligação entre os materiais de reforço e os elementos de betão tem, inevitavelmente, acompanhado a evolução das técnicas de reforço. Inicialmente foram estudos sobre a ligação aço-resina-betão em elementos reforçados com chapas coladas [7-11] Posteriormente, com a utilização de compósitos de FRP surgem também os estudos para caracterizar o comportamento da ligação compósito-resina-betão [12-24].

No caso do reforço com chapas de aço, a degradação da ligação aço-resina devido à corrosão das chapas foi estudada no início dos anos 80 por Macdonald e Calder [7], num conjunto de vigas de betão simples reforçadas com chapas coladas e expostas em ambiente natural. Neste estudo os autores verificaram que uma quantidade significativa de corrosão surgiu na interface aço-resina, o que levou a uma redução da resistência das vigas expostas quando comparadas com as vigas de referência. Todavia, outros estudos indicam que a redução da resistência última dos elementos reforçados devido à corrosão na ligação aço-resina não é significativa e que a corrosão ocorre principalmente nas extremidades das chapas mas pode ser evitada com especificações de projeto adequadas [25-29].

Durante várias décadas a utilização do aço para reforço de estruturas foi utilizado em todo o mundo. Entretanto, com o aparecimento dos compósitos de FRP as atenções foram naturalmente desviadas dos aços para os compósitos por estes possuírem um conjunto de características melhores que as dos aços, nomeadamente boa resistência à corrosão, leveza, facilidade de aplicação e a possibilidade de se aplicar reforço de forma contínua sem emendas. Contudo, alguns mecanismos de rotura associados à utilização de compósitos de FRP para o reforço à flexão exibem um comportamento tendencialmente frágil [1, 3, 30, 31] devido, também, ao comportamento dos próprios compósitos, o que leva os códigos a adotarem critérios de dimensionamento baseados em limites de extensão para garantir a ductilidade [32] o que não permite tirar pleno partido da resistência dos materiais.

O reforço à flexão com armaduras de aço inoxidável pós-instaladas pode ser uma alternativa viável ao reforço com compósitos de FRP quando se pretende ductilidade nos elementos reforçados e quando existe risco de degradação do material de reforço por ação mecânica acidental ou por vandalismo. A elevada resistência à corrosão dos aços inoxidáveis permite utiliza-los em ambientes corrosivos sem que seja necessário aplicar qualquer esquema de proteção anticorrosiva [33].

## **2. PROGRAMA EXPERIMENTAL**

Para avaliar o desempenho do reforço à flexão de vigas de betão armado com armaduras pós instaladas têm sido desenvolvidos diferentes trabalhos de investigação na FCT-UNL utilizando vigas à escala real sujeitas a flexão em quatro pontos com carregamentos monotónicos e cíclicos e reforçadas com compósitos de FRP [5, 17, 21, 34, 35]. Com os resultados até agora alcançados e com o objetivo de encontrar soluções que proporcionem mais ductilidade, melhor comportamento em situações de incêndio e elevada resistência à corrosão, surge como hipótese utilizar armaduras de aço inoxidável, material cuja resistência à corrosão é sobejamente conhecida mesmo em betão contaminado por cloretos [36] ou em contacto com armaduras de aço carbono despassivadas [37] e cujo comportamento mecânico de algumas ligas, nomeadamente as austeníticas, garante ductilidade na fase de pós cedência [38].

Neste estudo apresentam-se e analisam-se os resultados de quatro vigas (V11 a V14), três das quais reforçadas com armaduras de aço inoxidável através das técnicas tradicionais de EBR (V12), NSM (V13) e EBR com ancoragens mecânicas (V14), ensaiados à flexão em quatro pontos com carregamentos monotónicos. A viga V11 corresponde a uma viga não reforçada utilizada como referência. No reforço das vigas V12 e V14 utilizaram-se armaduras de aço inoxidável em barra e na viga V13 (NSM) utilizaram-se armaduras em varão nervurado.

Para promover a ligação entre as armaduras de reforço e o betão utilizou-se como agente de aderência resina epoxídica bi-componente e, no caso da viga V14, adicionalmente ancoragens mecânicas.

## 2.1 Caracterização dos materiais

A caracterização do betão foi realizada aos 28 dias através de ensaios à compressão em cubos 150x150x150mm<sup>3</sup>, segundo a norma NP EN 12390-3. O valor médio da resistência à compressão obtido foi de 24,1MPa com um coeficiente de variação de 4,0%, podendo caracterizar-se o betão como um C20/25 com agregados calcários e areia siliciosa do rio.

As armaduras ordinárias utilizadas são da classe A500NR SD e as características mecânicas foram obtidas por ensaios de tração segundo a NP EN10002-1.

As armaduras de aço inoxidável em barra são da classe EN 1.4404 / AISI 316L e as armaduras em varão nervurado da classe EN 1.4301 / AISI 304. À semelhança das armaduras ordinárias, as propriedades mecânicas foram determinadas através de ensaios de tração cujos procedimentos de ensaio seguiram o estipulado na NP EN10002-1. Na Quadro 1 apresentam-se os valores médios da tensão ( $f_{y,m}$ ) e extensão ( $\epsilon_{y,m}$ ) na cedência, os valores médios da tensão ( $f_{u,m}$ ) e extensão ( $\epsilon_{u,m}$ ) na rotura e os valores médios do módulo de elasticidade (E) para as armaduras ordinárias e para as armaduras de reforço em aço inoxidável.

Quadro 1 – Características mecânicas das armaduras ordinárias ( $\phi 6$ ,  $\phi 8$  e  $\phi 12$ ) e das de aço inoxidável (20x5 e  $\phi 8$ ).

Material /Secção		$f_{y,m}$ (MPa)	$\epsilon_{y,m}$ (%)	$f_{u,m}$ (MPa)	$\epsilon_{u,m}$ (%)	E (GPa)
A500 NR SD	$\phi 6$	538	0.48	633.7	7.5	199.3
	$\phi 8$	572.6	0.48	675.3	6.5	211.7
	$\phi 12$	529.9	0.53	636.7	11.4	210.8
EN 1.4404	20x5	259.8	0.27	617.8	27.2	191.7
EN 1.4301	$\phi 8$	471.7	0.44	1008.5	3.3	195

Como agente de aderência utilizou-se uma resina epoxídica bi-componente, tixotrópica, cuja relação de mistura da resina e do endurecedor é de 4 para 1 em peso ou volume, com a designação comercial *S&P Resin 220* comercializada pela S&P. A ficha técnica disponibilizada pelo fabricante indica uma resistência à compressão ( $\sigma_{c,r}$ ) superior a 70MPa, uma resistência ao corte ( $\tau_r$ ) superior a 26MPa e um módulo de elasticidade ( $E_r$ ) superior a 7,1GPa. A tensão de aderência ao betão, aos três dias e a 20°C, e ao aço sem primário é superior a 3MPa e 14MPa, respetivamente.

Utilizaram-se ancoragens mecânicas HST M8X95/30 da Hilti, em aço zincado da classe 8.8 com uma área útil resistente de 36,6mm<sup>2</sup> e um comprimento total de 95mm. Segundo o fabricante, estas ancoragens apresentam um valor característico da tensão de rotura à tração ( $f_{uk}$ ) de 800MPa e um valor característico da tensão de cedência ( $f_{yk}$ ) de 640MPa.

## 2.2 Geometria dos modelos

As quatro vigas ensaiadas tinham um comprimento total de 3300mm, com um vão de ensaio de 3000mm, altura da secção transversal de 305mm e larguras de 405mm e de 150mm ao nível do banzo e da alma, respetivamente. Os banzos tinham 105mm de espessura.

Todos os modelos foram armados longitudinalmente com 3 $\phi$ 12mm dispostos na zona inferior da alma e com 6 $\phi$ 8mm dispostos na zona do banzo. Como armadura transversal utilizaram-se dois estribos de dois ramos com varões de  $\phi$ 6 espaçados de 150mm. Em todas as faces o recobrimento adotado foi de 20mm. Na Fig. 1 pode observar-se a geometria e a disposição das armaduras ordinárias das vigas ensaiadas.

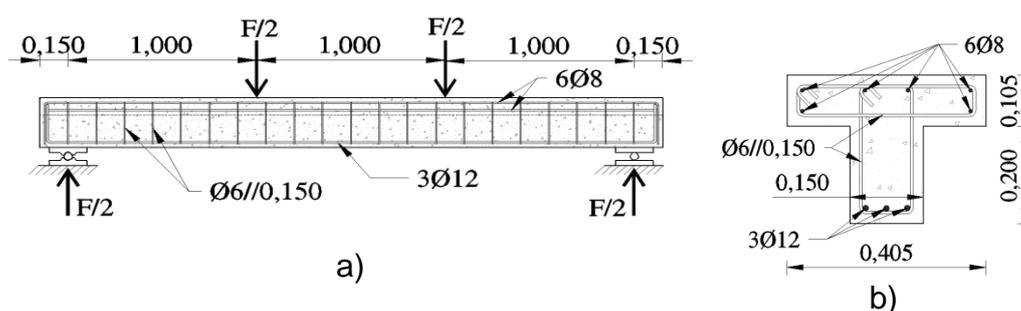


Figura 1 – Armaduras e geometria das vigas – a) Corte longitudinal; b) Corte transversal.

As vigas V12 e V14 foram reforçadas com duas barras de aço inoxidável, com secção rectangular 20x5mm<sup>2</sup> e 2750mm de comprimento, coladas de forma bi-simétrica na face inferior da alma (Fig. 2 a) e c)).

Nas extremidades das armaduras de reforço da viga V14 foram abertos dozes furos, três em cada extremidade das duas barras aplicadas, com diâmetro de 10mm para aplicar as ancoragens mecânicas. No betão os furos foram realizados com um diâmetro nominal de

8mm e 85mm de profundidade. Os três furos de cada extremidade distam entre si 150mm e o primeiro dista 1025mm do meio-vão (Fig. 2 c)).

A viga V13 foi reforçada com 4 varões nervurados aplicados de forma bi-simétrica em quatro rasgos no recobrimento da face inferior da alma. Os referidos rasgos foram abertos com comprimento de 2790mm, secção transversal de 12x12mm<sup>2</sup>. Os varões nervurados das armaduras de reforço, com 2750mm de comprimento e 8mm de diâmetro nominal ( $A_{\text{secção}}=48,1\text{mm}^2$ ), foram aplicados ao centro dos rasgos (Fig. 2 b)).

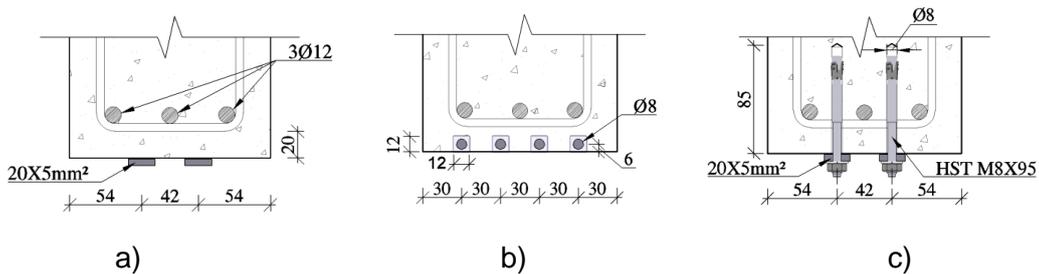


Figura 2 – Posição das armaduras de reforço – a) V12, b) V13, c) V14.

### 2.3 Preparação dos modelos

Com o objetivo de melhorar a aderência nas ligações aço inoxidável-resina e resina-betão foi necessário preparar previamente as superfícies de contacto do betão e do aço inoxidável, removendo eventuais porções de material deteriorado e/ou desagregado assim como substâncias contaminantes tais como gorduras, graxas ou óleos.

A preparação da superfície do betão nas vigas V12 e V14 foi realizada mecanicamente com recurso a uma polidora de betão com mó de desgaste diamantado para remover a leitada superficial do betão e de modo a expor os agregados.

A abertura dos rasgos na viga V13 foi efetuada com uma rebarbadora equipada com um disco diamantado com 300mm de diâmetro e 2,5mm de espessura e com um patim de guia para assegurar a profundidade e o alinhamento dos cortes. O material sobranete entre cortes foi removido com martelo elétrico equipado com escopro.

A limpeza das armaduras de reforço em barra foi realizada utilizando uma escova rotativa de aço inoxidável e posteriormente desengorduradas com acetona. As armaduras em varão nervurado foram apenas desengorduradas com acetona.

Antes da aplicação da resina, todas as superfícies de betão foram aspiradas e sopradas com ar-comprimado para remover poeiras e partículas desagregadas.

As armaduras da viga V12 foram aplicadas sobre uma camada de resina com cerca de 1,5mm de espessura. Na viga V13, com o objetivo de assegurar o posicionamento do varão no rasgo, preencheram-se os rasgos com resina até cerca de metade da profundidade, aplicaram-se as armaduras e por fim preencheu-se a totalidade dos rasgos.

As armaduras na viga V14 foram aplicadas, à semelhança da viga V12, sobre uma camada de resina com cerca de 1,5mm de espessura e, após a polimerização da resina, abriram-se os furos no betão e aplicaram-se as ancoragens mecânicas.

Todos os modelos reforçados foram mantidos em repouso durante 5 dias para que a resina polimerizasse sem que houvesse alterações dos estados de tensão.

## 2.4 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio é composto por quatro aparelhos de apoio, dois fixos e dois móveis, dos quais um móvel e um fixo asseguram o apoio do modelo ao nível da face inferior da alma (4 na Fig. 2) e os outros dois (3 na Fig. 2) transmitem a carga ao modelo ao nível da face superior. Com um vão livre de ensaio de 3000mm, as cargas são aplicadas na face superior dos modelos de forma simétrica a uma distância de 1000mm de cada apoio. Este sistema permite aplicar flexão pura entre os pontos de aplicação das cargas e flexão simples nas extremidades do modelo entre a carga e o apoio.

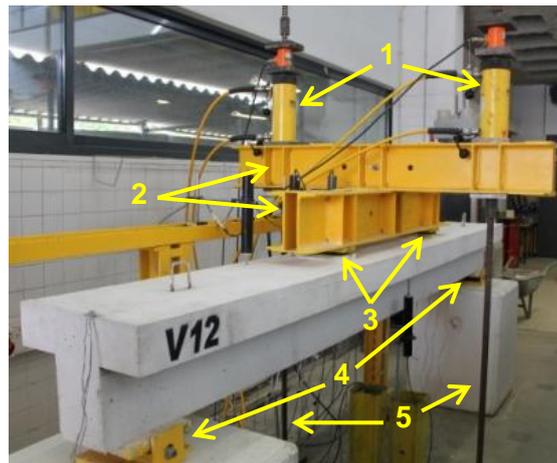


Figura 3 – Sistema de ensaio

O carregamento é aplicado com dois cilindros hidráulicos (1 na Fig. 3) que transmitem as forças a duas vigas metálicas de distribuição de carga (2 na Fig. 3). Os cilindros aplicam a carga numa primeira viga de distribuição orientada transversalmente relativamente ao eixo do sistema de ensaio e esta, por sua vez, descarrega numa segunda viga de distribuição orientada longitudinalmente relativamente ao eixo do sistema de ensaio. O carregamento é então transmitido ao modelo a ensaiar através dos apoios colocados sobre a face superior do banzo (3 na Fig. 3). Ao nível inferior, os apoios descarregam sobre dois paralelepípedos de betão que por sua vez estão apoiados sobre a laje de reação do laboratório. Duas barras roscadas de pré-esforço (5 na Fig. 3) fecham o sistema de forças transmitindo as reações dos cilindros hidráulicos para a laje do laboratório.

## 2.5 Instrumentação

A monitorização das extensões nas armaduras foi realizada com extensómetros de resistência da marca TML e modelo FLA-5-11-5L. Todas as vigas foram instrumentadas com um extensómetro no ramo vertical do estribo, cuja distância ao apoio é aproximadamente igual à altura útil da viga e dois extensómetros colocados a meio-vão na armadura longitudinal inferior.

A monitorização das extensões nas armaduras de reforço seguiu um esquema que permitiu monitorizar três zonas com características particulares ao longo da viga. A primeira zona corresponde à zona sujeita a flexão pura, situada entre cargas. A segunda zona situa-se sob os pontos de aplicação das cargas e foi monitorizada com dois extensómetros aplicados no reforço a uma distância de 75mm para cada lado do lugar geométrico situado na vertical dos pontos de aplicação das cargas. A terceira zona corresponde à zona sujeita a flexão simples situada entre a zona de aplicação das cargas e os apoios, considerada como a zona de ancoragem dos reforços.

A viga V12 foi instrumentada com dois extensómetros a meio-vão, um por cada armadura de reforço, e dez extensómetros distribuídos de forma simétrica numa única armadura com espaçamentos de 425mm, 150mm e 4 vezes 200mm, medidos a partir do meio-vão. Os extensómetros da viga V13 foram igualmente distribuídos com a exceção da seção de meio-vão na qual foram colocados mais dois extensómetros, instrumentando-se desta forma as quatro armaduras de reforço nesta seção.

Na viga V14 a particularidade da zona de ancoragem exigiu um reajuste na disposição dos extensómetros nas armaduras de reforço para que fosse possível monitorizar devidamente as extensões entre as ancoragens mecânicas. Assim, instrumentou-se metade de uma armadura junto ao apoio móvel inferior com dezassete extensómetros e reduziram-se os espaçamentos entre extensómetros na zona das ancoragens. Na armadura instrumentada manteve-se o extensómetro de meio-vão e os quatro seguintes nas posições já referidas para as vigas V12 e V13. O extensómetro seguinte foi colocado a 30mm do anterior e 20mm do eixo da primeira ancoragem mecânica. Nos dois espaços situados entre as três ancoragens colocaram-se doze extensómetros distribuídos simetricamente em cada espaço, com espaçamentos de 20mm entre si, exceto a meio do espaço que foi de 30mm. O último extensómetro foi colocado a 20mm do eixo da última ancoragem e a 30mm da extremidade do reforço.

As extensões nas ancoragens mecânicas foram monitorizadas através de extensómetros aplicados no fuste a uma distância de 55mm da extremidade roscada.

Os deslocamentos foram medidos através sete transdutores de deslocamento de êmbolo CDP-100 da TML, com um curso de 100mm, e um transdutor de deslocamento de fio, com um curso de 500mm, da mesma marca e modelo DP-500C colocado a meio-vão. Este último transdutor permitiu medir grandes deformações em fases de pós-rotura e proporcionou redundância nas leituras a meio-vão.

O carregamento aplicado foi monitorizado com duas células de carga CLC 200KNA da TML, com capacidade de 200kN cada.

A aquisição de dados foi realizada com os *dataloggers* Spider 8 e Centiped 100 da HBM e software Catman versão 6.0. Em todos os ensaios utilizou-se uma frequência de aquisição de dados de 1Hz.

### 3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Nas figuras e quadro seguintes apresentam-se os resultados dos ensaios realizados para avaliar o desempenho das diferentes soluções de reforço.

Na Fig. 4 a) apresenta-se a evolução do ensaio através do gráfico carga vs deslocamento das vigas V11, V12 e V13 no qual estão identificados o início da fendilhação (A), a cedência das armaduras ordinárias (B) e a rotura (C). Na Fig. 4 b) apresenta-se igualmente a evolução do ensaio através do gráfico carga vs deslocamento, nesta caso para as vigas V11 e V14, no qual, para além dos pontos de A a C, assinalam-se o descolamento do reforço (D), a rotura das armaduras (E) e o retorno à carga de cedência após a rotura das armaduras de reforço (F).

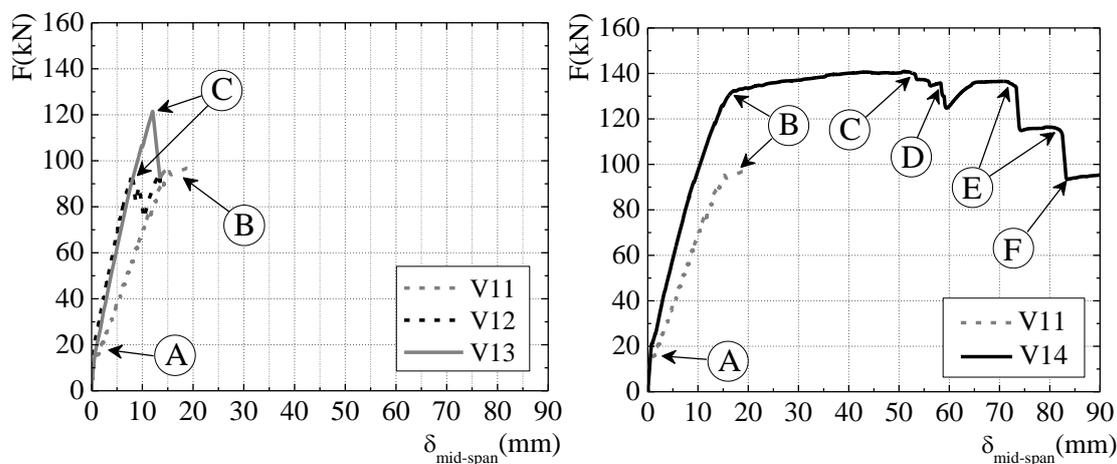


Figura 4 – Carga-deformação das vigas: a) V11, V12 e V13; b) V11 e V14

Na Fig. 5 apresentam-se os gráficos carga vs extensão a meio-vão nas armaduras ordinárias situadas na face inferior da alma das vigas. Nesta figura, à semelhança das anteriores, estão assinalados os pontos correspondentes à fendilhação (A), à cedência (B) e à rotura (C). A rotura da viga V14 não se encontra assinalada porque não foi possível monitorizar as extensões nas armaduras até essa fase do ensaio.

Na Fig. 6 pode ver-se as deformações de todos os modelos ensaiados para um carregamento correspondente à carga de referência, isto é, para um carregamento igual à carga de cedência da viga V11.

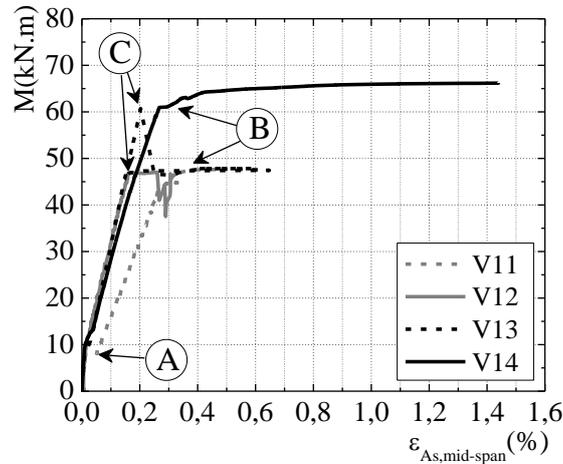


Figura 5 – Momento vs extensão.

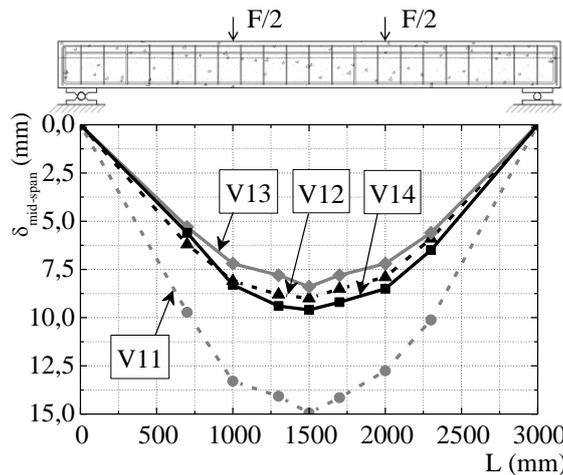


Figura 6 – Deformação nas vigas para a carga de referência.

No Quadro 2 apresentam-se os valores da relação entre as deformações das vigas reforçadas (V12 a V14) e da viga de referência (V11) para a fendilhação ( $\eta_c$ ) e para a cedência ( $\eta_y$ ). Idem para os valores da relação entre as vigas reforçadas e a viga de referência para as cargas de fendilhação ( $\kappa_c$ ), de cedência ( $\kappa_y$ ) e de rotura ( $\kappa_{max}$ ). Por fim indica-se o valor do coeficiente de ductilidade em deslocamento para as vigas reforçadas ( $\mu_{\Delta,ref}$ ).

Como pode observar-se na Fig. 7 a rotura da viga V12 ocorreu por descolamento prematuro das armaduras de reforço. O descolamento caracterizou-se pela rotura na interface resina-reforço em mais de metade da superfície descolada. Na restante superfície a rotura ocorreu na interface resina-betão com destacamento da camada superficial de betão.

Quadro 2 – Relações em deformação e carga, na fendilhação, cedência e rotura, entre as vigas reforçadas e a viga de referência.

Viga	$\eta_c$	$\kappa_c$	$\eta_y$	$\kappa_y$	$\kappa_{max}$	$\mu_{\Delta,ref}$
V11	1	1	1	1	1	-
V12	1,37	1,44	0,60	0,99	1,00	1,01
V13	1,35	1,17	0,81	1,29	1,29	1,00
V14	1,41	1,37	0,94	1,29	1,49	3,63

A rotura da viga V13 ocorreu por destacamento da camada de recobrimento onde foram instaladas as armaduras de reforço.

O modo de rotura da viga V14 ficou caracterizado pelo esmagamento do betão na zona da rótula plástica ao nível do banzo, sob o ponto de aplicação da carga.



Figura 7 – Modos de rotura observados nos ensaios das vigas V12, V13 e V14.

#### 4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Pela análise dos resultados verifica-se que qualquer um dos modelos reforçados obteve um acréscimo da carga na fendilhação. A viga V12 aumentou a carga de fendilhação em 44%, relativamente à viga de referência. As vigas V13 e V14 aumentaram a carga de fendilhação cerca de 17% e 37%, respetivamente.

Pelos gráficos da Fig. 4 verifica-se que qualquer uma das técnicas permitiu aumentar a rigidez de flexão das vigas. Porém, os gráficos das Fig. 4 e 5 demonstram claramente que a viga V12, reforçada com a técnica EBR, não aumentou a capacidade. No decorrer do ensaio o descolamento das duas barras de reforço ocorreu de forma desfasada, para níveis de carga próximos da carga de referência (ponto C da Fig. 4a)).

A utilização da técnica NSM permitiu, para além de um aumento substancial da rigidez de flexão que se traduziu numa diminuição da deformação a meio-vão em cerca de 19% e um aumento da carga de cedência das armaduras de aproximadamente 29% relativamente à viga de referência.

Como se pode observar no Quadro 2, a utilização de ancoragens mecânicas permitiu um aumento de 29% da carga de cedência comparativamente à viga de referência. Na rotura esta técnica permitiu um aumento de 49% face à viga de referência.

Em termos de ductilidade das soluções de reforço constata-se que a viga reforçada com a técnica EBR com ancoragens mecânicas nas extremidades é a mais eficiente, pois apresentou um coeficiente de ductilidade em deslocamento ( $\mu_{\Delta,ref}$ ) de 3.63, ao contrário das vigas reforçadas com as técnicas NSM e EBR que não apresentaram aumentos significativos pelo facto de terem tido roturas prematuras.

## 5. CONCLUSÕES

O reforço com armaduras de aço inoxidável aplicadas com a técnica EBR permitiu aumentar a rigidez de flexão em regime elástico das vigas. No entanto o descolamento prematuro do reforço não permitiu atingir a carga de cedência das armaduras ordinárias. A rotura desta solução de reforço foi frágil e não ocorreram sinais de que a rotura estava na iminência de acontecer.

A inserção das armaduras de reforço nos rasgos, utilizando a técnica NSM, permitiu aumentar substancialmente a rigidez em regime elástico e atingir a cedência das armaduras ordinárias. A rotura, que se pode dizer frágil, ocorreu após o aparecimento de algumas fissuras bastante pronunciadas nas zonas extremas do reforço, o que possibilitou prever a rotura.

O reforço com adição de armaduras de aço inoxidável ancoradas foi, de entre as três técnicas estudadas, a que apresentou globalmente melhores resultados. Apesar de a rotura neste modelo ter-se iniciado pelo esmagamento do betão, ficou patente que a abertura dos furos nas barras de reforço para aplicar as ancoragens mecânicas originou, como era expectável, uma concentração de tensões nessa zona que culminou com a rotura do reforço. Ainda assim, o modelo ensaiado apresentou grande ductilidade após a cedência das armaduras ordinárias.

Apesar de na técnica EBR com ancoragens mecânicas ser necessário considerar o custo das ancoragens e da realização dos furos e de existir o inconveniente da cabeça das

ancoragens ficar visível, esta técnica tem no entanto a vantagem de não necessitar da quantidade de trabalhos de preparação que a técnica NSM exige. Para além disso, quando o reforço é aplicado nas faces inferiores dos elementos, o procedimento de aplicação na técnica EBR pode prever a colocação das ancoragens mecânicas antes da colagem das armaduras de reforço e desta forma dispensar eventuais escoramentos até à cura da resina.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem às empresas CAVAN S.A., pelo fornecimento do varão nervurado em aço inoxidável, à Hilti Portugal pelo fornecimento das ancoragens mecânicas e à S&P Clever Reinforcement Ibérica Lda pelo fornecimento da resina epoxídica.

## REFERÊNCIAS

- [1] Zhang, D., Ueda, T., and Furuuchi, H. - “A design proposal for concrete cover separation in beams strengthened by various externally bonded tension reinforcements,” *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2012, vol. 10, pp. 15.
- [2] fib -Task Group 9.3 - *Bulletin 14: Externally FRP for RC structures*, fib - International Federation for Structural Concrete, 2001.
- [3] Buyukozturk, O., Gunes, O., and Karaca, E. - “Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites,” *Construction and Building Materials*, 2004, vol. 18, no. 1, pp. 9-19.
- [4] De Lorenzis, L., and Teng, J.G. - “Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures,” *Composites Part B: Engineering*, 2007, vol. 38, no. 2, pp. 119-143.
- [5] Carvalho, T., Chastre Rodrigues, C., Biscaia, H.C. *et al.* - “Flexural behaviour of RC T-beams strengthened with different FRP materials,” in 3rd fib International Congress - 2010, Washington D.C., 2010.
- [6] Billota, A., Ceroni, F., Ludovico, M.D. *et al.* - “Bond Efficiency of EBR and NSM FRP Systems for Strengthening Concrete Members.,” *J. Compos. Constr. - ASCE*, 2011, pp. 5.
- [7] Macdonald, M.D., and Calder, A.J.J. - “Bonded steel plating for strengthening concrete structures,” *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 1982, vol. 2, no. 2, pp. 119-127.
- [8] Theillout, J. - “Reinforcement et réparation des ouvrages d'art par la technique des toles collees,” A L'ecole Nationale Des Ponts Et Chaussees, 1983.
- [9] Oehlers, D., and Moran, J. - “Premature failure of externally plated reinforced concrete beams,” *Journal of Structural Engineering*, 1990, vol. 116, pp. 17.
- [10] Chastre Rodrigues, C. - “Comportamento da Ligação Aço-Resina-Betão em Elementos Estruturais,” MSc, Engenharia Civil - IST, Instituto Superior Técnico, 1993.
- [11] Oehlers, D., and Ali, M. - “Debonding of steel plates glued to RC flexural members,” *Structural Engineering and Materials*, 1998, vol. 1, pp. 7.
- [12] Focacci, F., Nanni, A., and Bakis, C. - “Local bond-slip relationship for FRP reinforcement in concrete,” *Journal of Composites for Construction*, 2000, vol. 4, no. 1, pp. 24-31.

- [13] Chen, J., and Teng, J. - "Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete," *Journal of Structural Engineering*, 2001, vol. 127, no. 7, pp. 784-791.
- [14] Smith, S.T., and Teng, J.G. - "Interfacial stresses in plated beams," *Engineering Structures*, 2001, vol. 23, no. 7, pp. 857-871.
- [15] Chen, J.F., Yuan, H., and Teng, J.G. - "Debonding failure along a softening FRP-to-concrete interface between two adjacent cracks in concrete members," *Engineering Structures*, 2007, vol. 29, no. 2, pp. 259-270.
- [16] Chen, F., and Qiao, P. - "Debonding analysis of FRP-concrete interface between two balanced adjacent flexural cracks in plated beams," *International Journal of Solids and Structures*, 2009, vol. 46, no. 13, pp. 2618-2628.
- [17] Biscaia, H.E.C.C. - "Comportamento e modelação da ligação GFRP/Betão em elementos de betão expostos a ambientes agressivos," PhD, Engenharia Civil - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2012.
- [18] Houachine, H.R.E., Sereir, Z., Kerboua, B. *et al.* - "Combined cohesive-bridging zone model for prediction of the debonding between the FRP and concrete beam interface with effect of adherend shear deformations," *Composites Part B: Engineering*, 2013, vol. 45, no. 1, pp. 871-880.
- [19] Biscaia, H., Silva, M.G., and Chastre, C. - "Factors influencing the performance of externally bonded reinforcement systems of GFRP-to-concrete interfaces," *Materials and Structures*, 2014, pp. 1-21.
- [20] Biscaia, H.C., Chastre, C., and Silva, M.A.G. - "Modelling GFRP-to-concrete joints with interface finite elements with rupture based on the Mohr-Coulomb criterion," *Construction and Building Materials*, 2013, vol. 47, no. October pp. 261-273.
- [21] Biscaia, H.C., Chastre, C., and Silva, M.A.G. - "A smeared crack analysis of reinforced concrete T-beams strengthened with GFRP composites," *Engineering Structures*, 2013, vol. 56, no. November pp. 1346-1361.
- [22] Biscaia, H.C., Chastre, C., and Silva, M.A.G. - "Nonlinear numerical analysis of the debonding failure process of FRP-to-concrete interfaces," *Composites Part B: Engineering*, 2013, vol. 50, no. July, pp. 210-223.
- [23] Biscaia, H.C., Chastre, C., and Silva, M.A.G. - "Linear and nonlinear analysis of bond-slip models for interfaces between FRP composites and concrete," *Composites Part B: Engineering*, 2013, vol. 45, no. 1, pp. 1554-1568.
- [24] Biscaia, H.C., Chastre, C., and Silva, M.A.G. - "Double shear tests to evaluate the bond strength between GFRP/concrete elements," *Composite Structures*, 2012, vol. 94, no. 2, pp. 681-694.
- [25] Charif, A. - "Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates," PhD, Civil and Structural Engineering (Sheffield), University of Sheffield, EThOS Import Sheffield, 1983.
- [26] Hobbs, B., Roberts, M., and Jones, R. - "Beams strengthened by epoxy bonded steel plates," *IABSE reports*, 1989, vol. 57/1/57/2
- [27] Hobbs, B., Swamy, R.N., and Roberts, M. - "Corrosion performance of steel-plated reinforced concrete beams after long-term natural exposure." pp. 101-126.
- [28] Ong, K., and Mansur, M. - "Weathering tests on epoxy-bonded steel concrete open sandwich beams." pp. 83-100.
- [29] Swamy, R.N. - "Adhesive bonding in construction technology," in *Advanced Technology for Design and Fabrication of Composite Materials and Structures*, Torino, Italy, 2003.

- [30] Teng, J., and Chen, J. - “Debonding failures of rc beams strengthened with externally bonded frp reinforcement: Behaviour and modelling ” in Asia-Pacific Conference on FRP in Structures Hong Kong, China, 2007.
- [31] Sena-Cruz, J.M., Barros, J.A.O., Coelho, M.R.F. *et al.* - “Efficiency of different techniques in flexural strengthening of RC beams under monotonic and fatigue loading,” *Construction and Building Materials*, 2012, vol. 29, pp. 175-182.
- [32] Matthys, S., and Taerwe, L. - “Evaluation of ductility requirements in current design guidelines for FRP strengthening,” *Cement and Concrete Composites*, 2006, vol. 28, no. 10, pp. 845-856.
- [33] Outokumpu Stainless, A. - "Handbook of Stainless Steel," O. Oyj, ed., 2013.
- [34] Carvalho, T.S. - “Reforço à flexão de vigas de betão armado com compositos de CFRP,” MSc, Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- [35] Monteiro, A.J. - “Reforço de vigas de betão armado com armaduras exteriores de FRP,” MSc , Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa, 2014.
- [36] Correia, M.J., Nóvoa, X. R., Salta, M. - *Stainless Steel Rebars*, 2008.
- [37] EuroInox - *Stainless steel in contact with other metallic materials*, vol. 11, EuroInox, 2009.
- [38] EuroInox - *Design Manual for Structural Stainless Steel - Commentary* vol. 11, 2007.