

COMPORTAMENTO EM FLEXÃO DE VIGAS DE BETÃO ARMADO PRODUZIDAS COM AGREGADOS FINOS RECICLADOS



Luís Evangelista*

Professor Adjunto
ISEL
Lisboa
evangelista@dec.isel.ipl.pt



Jorge de Brito

Professor Catedrático
Instituto Superior Técnico
Lisboa
jb@civil.ist.utl.pt

SUMÁRIO

Apesar de em Portugal existir legislação que permite, mesmo que a pequena escala, a utilização de agregados reciclados para a produção de betão, a prática mostra que são raros os casos em que esta solução é implementada, ao contrário de um vasto conjunto de países europeus. No entanto, em Portugal, a utilização da fracção fina dos agregados reciclados (AFR) é restringida ou mesmo proibida. Estudos mais recentes mostram, contudo, que a utilização de AFR é possível e que os desempenhos mecânicos obtidos são perfeitamente aceitáveis. Nesta comunicação, são apresentados os ensaios de flexão realizados em vigas de betão armado produzidas com substituição de agregados finos naturais por reciclados, comparando os resultados obtidos em termos de carga e deformação de ruptura, ductilidade, capacidade resistente e fendilhação com os resultados de vigas de referência, em betão convencional.

Palavras-chave: Betão, Agregados finos reciclados, Vigas, Flexão, Ductilidade

1. INTRODUÇÃO

Com o estabelecimento por parte da comunidade científica da viabilidade de utilização de agregados grossos reciclados (AGR) na produção de betões estruturais, quer através de trabalhos laboratoriais, quer da aplicação destes betões em casos de estudo [1, 2], houve a necessidade de legislar sobre a utilização de AGR em betões, regulamentando os critérios e limites à sua incorporação. Nesse sentido, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil desenvolveu directivas técnicas (nomeadamente a especificação E471) que estabelecem a incorporação de AGR em betões até 25%, condicionando a sua utilização ao destino final dos betões com eles produzidos.

Apesar dos ganhos ambientais significativos obtidos com a autorização da utilização de AGR na produção de betões, os agregados finos reciclados (AFR) continuam a ser proibidos, seja qual for a sua origem. Se for tido em consideração que no processo de britagem cerca de 40% a 50% do material final possui dimensões inferiores a 4 mm [3, 4], pode-se constatar que uma percentagem apreciável de material continua a ser depositada em aterro. Esta proibição prende-se com o facto de os AFR serem muito heterogéneos, possuírem altos teores de contaminantes e elevada porosidade, com evidente prejuízo no desempenho dos betões [5,6].

Mais recentemente, algum trabalho de investigação tem sido desenvolvido na análise, caracterização e estudo do comportamento dos AFR, bem como dos betões com eles produzidos, que tem mostrado claramente que as reservas técnicas apontadas ao uso de AFR podem ser ultrapassadas, se alguns cuidados adicionais forem considerados [7]. No âmbito de um projecto de investigação realizado no Reino Unido [8], verificou-se que o desempenho em flexão das vigas com BAGR é semelhante ao das vigas com BAGN, podendo, desta forma, assumir-se que os critérios de cálculo do Eurocódigo 2 são válidos. Kishore [9] testou diversas vigas constituídas por 100% de AGR e 50% de AFR, observando que houve uma redução máxima de 7% da capacidade última para as vigas com AR, face às de referência. Também Sato *et al.* [10] observaram comportamentos semelhantes para as vigas com BAGR por eles testadas. Ajdukiewicz e Kliszczewicz [11] concluíram que a ruptura dos elementos estruturais comparáveis entre si, em termos de geometria e taxas de armadura, era a mesma, indiferentemente da quantidade de AR utilizada. No entanto, as extensões medidas foram substancialmente diferentes. Relativamente às deformações, os autores referem que as diferenças são substanciais: as vigas de BAR apresentaram deformações iniciais até 100% acima das de betões correntes. Fathifazl *et al.* [12] analisaram diversas vigas em betões com 100 de AGR, fazendo variar a taxa de armadura e modo de ruptura das mesmas. Os autores constaram que o modo de ruptura não é afectado pela presença de AGR, apresentando todas as vigas ensaiadas um mapa de fissuras semelhante e coincidente com os conhecimentos clássicos da teoria do betão armado. Em consequência disso, a resposta das vigas, quer em condições de Estados Limite de Utilização, quer de Estados Limite Últimos, foi semelhante em todos os espécimes, indiferentemente do betão utilizado.

2. DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental passou, numa primeira fase, pela produção de um betão original, com composição e características conhecidas, de forma a melhor poder correlacionar os resultados futuros. O betão possuía uma trabalhabilidade S3 (125 mm) e a sua resistência média, aos 28 dias, era de 28,7 MPa. Este foi triturado aos 28 dias de idade com auxílio de uma britadeira de maxilas existente no laboratório do IST, sendo, de seguida, separado nas suas fracções finas e grossas.

Uma vez que os AFR produzidos não apresentavam uma curva granulométrica que se assemelhasse à dos naturais, foi decidido separar os AFR pelas diversas fracções correspondentes às aberturas dos peneiros da série base. Deste modo, minimizou-se a heterogeneidade das diversas amassaduras, decorrente das diferentes taxas de substituição de agregados finos naturais (AFN) por AFR.

Os betões com AFR foram dimensionados com recurso ao método de Faury, com taxas de substituição de AFN por AFR em volume de 10, 30, 50 e 100%. Para além dos AFR, foram também utilizadas duas areias naturais, duas britas calcárias, cimento tipo I 42.5R e água da rede. Na Tabela 1, apresenta-se o resumo das composições analisadas, incluindo as relações água / cimento efectivas estimadas. Adicionalmente, são apresentados os resultados do comportamento mecânico dos betões testados, para os 28 dias de idade.

Tabela 1 - Composição dos betões ensaiados e principais características mecânicas

	BR	B10R	B30R	B50R	B100R
Taxa de substituição (%)	0	10	30	50	100
Cimento (kg)	360	360	360	360	360
Água (l)	191	194	194	198	202
Relação (a/c) _{ef}	0,53	0,54	0,54	0,55	0,56
Areia fina (kg)	381	343	265	188	0
Areia grossa (kg)	347	312	241	171	0
AFR (kg)	0	57	171	284	568
Brita 1 (kg)	351	351	349	348	348
Brita 2 (kg)	681	681	677	673	673
Resistência à compressão em cilindros, $f_{cm,28}$ (MPa)	33,6	32,1	32,7	32,8	30,7
Resistência à tracção, $f_{ctm,28}$ (MPa)	3,42	3,07	3,16	3,20	2,84
Módulo de elasticidade, $E_{cm,28}$ (GPa)	37,2	36,6	37,0	34,3	32,9

Foram ensaiadas duas vigas por cada família de betão, com comprimento total de 2,00 m e com uma secção transversal de 12 x 20 cm². Foram utilizados, na face traccionada, 3 ϕ 10 e,

em compressão, foi disposta uma armadura constituída por 2 ϕ 6. A taxa geométrica de armadura (ρ) é de 1,13%. Todas as armaduras foram da classe A 500 NR SD, sendo o recobrimento das armaduras de 1,5 cm. Para a armadura de esforço transversal, foram utilizados estribos fechados ϕ 6//0,10 m. O esquema de carregamento e de apoio das vigas é apresentado na Figura 1.

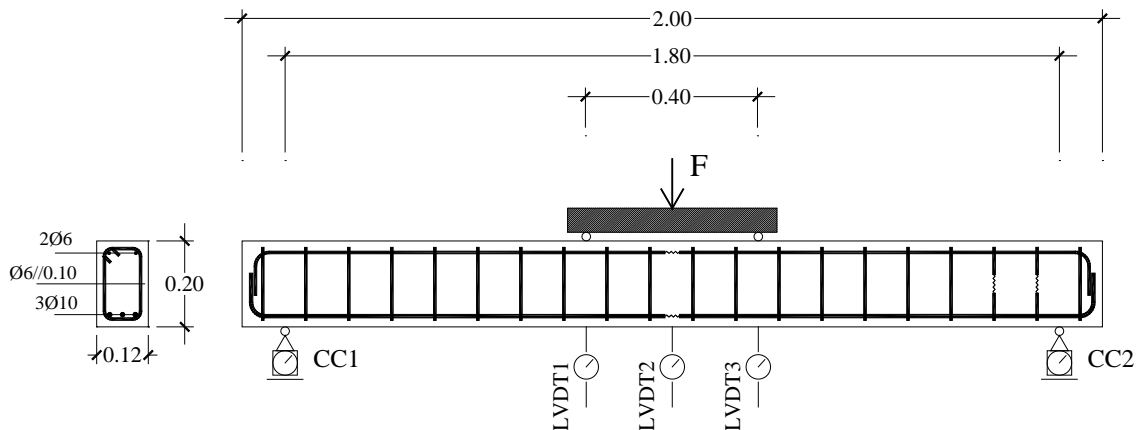


Figura 1 - Esquema de carregamento e instrumentação das vigas em betão armado.

A aplicação da carga foi monotónica, com uma velocidade de carga de cerca de 0,20 kN/s, suspendendo-se o grupo hidráulico a cada patamar da força de 10 kN, de forma a poder mapear as fissuras visíveis e medir a abertura ocorrida numa fissura de referência. O ensaio foi feito até que se esgotasse o curso dos LVDT (deflectómetros) instalados, ou até que se atingisse o estado limite último de flexão de uma secção entre pontos de aplicação de carga.

A leitura das deformações foi feita em três pontos, com recurso a três deflectómetros, (LVDT1 a LVDT3), com curso máximo de 50 mm. Para determinar a tensão nas armaduras, de flexão, na secção de maior esforço foram utilizados extensómetros eléctricos, colados à superfície dos varões.

De modo a facilitar a análise da ductilidade das vigas em fase plástica, foi necessário estabelecer um critério de ruptura coerente para todas as vigas. Nesta investigação, considerou-se o deslocamento último correspondente a 85% da carga máxima, em concordância com um conjunto de autores [13–17].

Um outro parâmetro essencial para determinar a ductilidade das vigas é a deformação de cedência, correspondente à cedência das armaduras traccionadas. Esse deslocamento é de difícil determinação, já que nas curvas força-deslocamento reais a transição entre a fase elástica e plástica é gradual, devido à não linearidade dos materiais, à perda de rigidez por múltipla fendilhação, entre outras razões [18,19]. De entre os critérios existentes, optou-se por considerar o deslocamento de cedência (d_y), como o correspondente à força máxima, medido na recta que une a origem do gráfico com o ponto que passa na curva real a $0,75 \times P_{max}$ (Figura 2).

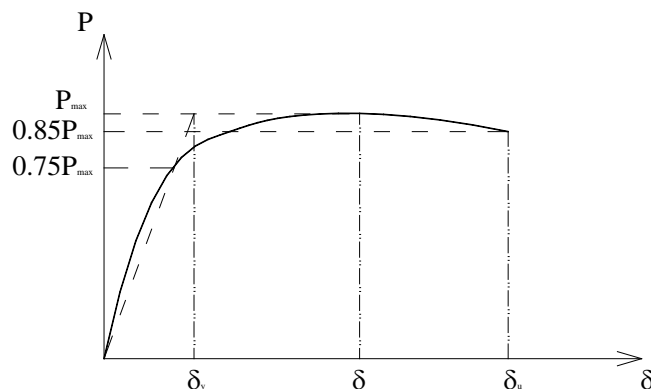


Figura 2 - Critérios de cedência e ruptura utilizados

O cálculo dos momentos teóricos de fendilhação e de cedência foi efectuado considerando válidas as hipóteses de Bernoulli, a hipótese de o betão possuir resistência à tracção nula e a hipótese da aderência aço-betão ser perfeita. Com base nestes critérios, o momento de fendilhação foi facilmente obtido igualando a tensão da fibra extrema traccionada na secção homogénea à resistência média à tracção dos betões. Uma vez que a posição da linha neutra em estado II se mantém inalterada [20], é possível estabelecer um conjunto de expressões que relacionam as diferentes grandezas a determinar à posição de x_{II} . Barros *et al.* [21] apresentam expressões para a determinação da posição da linha neutra em secções rectangulares duplamente armadas, sujeitas a flexão simples.

Para os cálculos teóricos, foram consideradas as características do betão e do aço, nomeadamente resistência à compressão e à tracção e módulo de elasticidade do betão e comportamento mecânico do aço (tensão limite convencional de proporcionalidade e correspondente extensão), obtidas experimentalmente.

3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Dos ensaios de flexão realizados, foi possível constatar que, em geral, as vigas apresentaram um comportamento similar, com ruptura por esmagamento do betão, incluindo, em alguns casos, encurvadura dos varões comprimidos, e extensões elevadas nas armaduras traccionadas. As curvas força-deslocamento a meio vão, apresentadas desde o início do ensaio e até atingir o deslocamento último, estão indicadas na Figura 3. Como se pode verificar, as curvas apresentam andamentos semelhantes na fase inicial do ensaio, divergindo entre si à medida que o valor da força aumenta, especialmente após a formação das primeiras fendas, detectada pela variação do declive da curva F-d. As vigas de BAFR com menores taxas de substituição atingem picos de força superiores, existindo, contudo, a tendência para que a esses betões correspondam menores valores de deslocamento na ruptura.

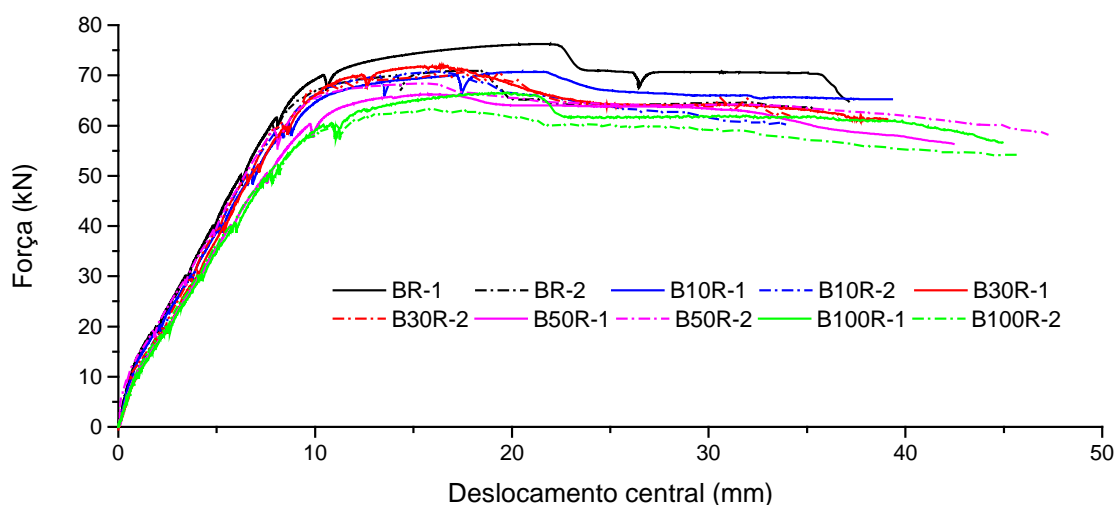


Figura 3 - Diagramas força-deslocamento para as vigas em betão armado sujeitas a flexão

Para melhor perceber a evolução de cada uma das curvas, são apresentados na Tabela 1 os valores de força máxima (F_{max}) de cada viga ensaiada, os valores médios dessa mesma força, por família testada (F_m), tal como os respectivos desvios padrão (σ) e coeficientes de variação (CV). Para cada viga, é também apresentado o deslocamento a meio vão (d) correspondente à força máxima obtida, o deslocamento de cedência (d_y), o deslocamento último (d_u) e o coeficiente de ductilidade (d_u/d_y). Adicionalmente, são apresentadas as variações percentuais da força máxima relativamente ao betão de referência (Δ_{BR}).

Tabela 1 - Resultados experimentais nas vigas de betão armado

	BR		B10R		B30R		B50R		B100R	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
F_{max} (kN)	76,26	70,94	70,72	70,84	72,06	72,58	66,23	68,4	66,52	63,31
d (mm)	21,36	18,26	21,1	16,04	16,46	17,29	15,73	15,57	18,95	15,94
d_y (mm)	9,72	8,98	9,76	9,38	9,97	9,61	10,2	8,81	10,58	9,37
d_u (mm)	37,12	35,64	39,32	33,91	39,08	34,37	42,45	47,23	44,94	45,62
d_u/d_y	3,82	3,97	4,03*	3,62	3,92	3,58	4,16	5,36	4,25	4,87
$(d_u/d_y)_m$	3,9		3,8		3,7		4,8		4,6	
F_m (kN)	73,6		70,8		72,3		67,3		64,9	
σ (kN)	2,66		0,06		0,26		1,09		1,61	
CV (%)	3,6		0,1		0,4		1,6		2,5	
Δ_{BR} (%)	-		-3,8		-1,7		-8,5		-11,8	

Analisando os coeficientes de variação das vigas ensaiadas, constata-se que estes são mui-

to baixos, variando entre 0,1 e 3,6%, indicando uma muito boa fiabilidade dos resultados obtidos. O valor médio da força última variou entre 73,6 e 64,9 kN, correspondendo aos betões de referência e com 100% de incorporação de AFR, respectivamente.

Avaliando a variação da força máxima com a taxa de substituição, constata-se que houve uma redução de cerca de 11,8% do valor da força para o betão B100R, face ao betão de referência, verificando-se, ainda, que esta variação é linear com a taxa de incorporação de AFR.

Analisando trabalhos anteriores, é possível verificar que as tendências observadas vão ao encontro dos resultados previamente estabelecidos. Ajdukiewicz e Kliszczewicz [11] observaram perdas de resistência até 3,5% para vigas em betão armado com 100% de utilização de agregados reciclados, enquanto Waleed e Canisius [8] não notaram diferenças de desempenho, em termos de capacidade resistente, para vigas com 100% de AGR. Por outro lado, Fathifazl *et al.* [12] obtiveram ganhos de capacidade resistente para vigas em betão armado com 70% de substituição de AGN por AGR.

A ductilidade de uma viga pode ser quantificada através da razão entre a deformação de cedência e a deformação última, vulgarmente designada por coeficiente de ductilidade [22–24]. Como se pode constatar na Tabela 1, o coeficiente de ductilidade mantém-se aproximadamente constante, para betões até 30% de substituição (variando entre 3,7 e 3,9), aumentando significativamente para as restantes famílias com 50 e 100% de substituição, dando a entender que estes betões apresentam maior deformação plástica. Comparando este desempenho com o recolhido de outros autores, constata-se que as investigações realizadas com betões com AGR tendem a apresentar coeficientes de ductilidade com tendências muito variadas: enquanto Sato *et al.* [10] não registaram alterações significativas na ductilidade de vigas com BAGR, González-Fonteboa *et al.* [25] e Xiao *et al.* [26] apresentam diminuições da razão d_u/d_c para os betões com AGR. Por outro lado, Xiao *et al.* [27] reportam trabalhos desenvolvidos por Yang e Han [28] e Shi *et al.* [29] em que pilares de betão armado encamisado com perfis metálicos apresentam, consistentemente, maiores ductilidades para taxas de substituição mais elevadas. Tal como indicado para justificar o melhor desempenho nos ensaios da mecânica da fractura, uma possível justificação para os resultados obtidos decorre da melhoria de desempenho da zona de transição pasta-agregado, que conduz a uma maior propagação das microfissuras pela pasta e, conseqüentemente, ao aumento da energia dissipada.

De modo a verificar a adequabilidade dos regulamentos gerais de dimensionamento de elementos de betão armado aos BAFR, procedeu-se ao cálculo dos momentos resistentes (M_{Rd}), considerando as características médias obtidas nos capítulos anteriores. Assumiu-se um diagrama elastoplástico para as armaduras, com a tensão de cedência (f_y) obtida experimentalmente e um diagrama parábola-rectângulo para o betão em compressão, correspondente a uma simplificação do diagrama σ - ϵ real do betão [30], e cuja tensão máxima (f_c) se determinou experimentalmente em provetes cilíndricos. Uma vez que não se determinou a extensões de cedência e de ruptura do betão, optou-se por assumir que estas são semelhantes às dos betões convencionais, cujos valores são de $\epsilon_c=2$ e $\epsilon_{cu}=3,5\%$, respectivamente.

te. Esses valores podem não corresponder à realidade dos BAFR, já que é sabido existirem diferenças nos valores destas grandezas para betões com agregados reciclados, não existindo consenso quanto à maior ou menor ductilidade plástica dos mesmos [25, 31–33].

Assumindo o critério de Estado Limite Último por esgotamento do betão, correspondente às situações obtidas experimentalmente, foi possível calcular o momento resistente, M_R (e, consequentemente a força correspondente - F_R), conforme se apresenta na Tabela 2. Os valores do momento resistentes variam entre 19,73 e 19,59 kN.m, para o betão BR e B100R, respectivamente, correspondendo a uma perda de resistência de 0,7%. Esta redução é insignificante, quando comparada com a variação da resistência à compressão dos BAFR, evidenciando a importância relativa que esta tem no desempenho global das secções em betão armado.

Tabela 2 - Cálculo do momento resistente teórico

	BR	B10R	B30R	B50R	B100R
f_c (MPa)	33,56	32,07	32,73	32,75	30,67
f_y (MPa)	524,5	524,5	524,5	524,5	524,5
M_R	19,73	19,66	19,69	19,69	19,59
F_R	56,4	56,2	56,3	56,3	56,0
$F_{\text{experimental}}$	73,6	70,8	72,3	67,3	64,9
$F_{\text{exp.}}/F_R$	1,31	1,26	1,28	1,20	1,16

Comparando os valores experimentais com os teóricos, verifica-se que as vigas atingiram uma capacidade de carga superior à calculada, com uma variação entre 31 e 16%, para o betão de referência e o betão com substituição integral de AFN por AFR, algo também observado em outros estudos [10]. Para justificar estas diferenças, tanto no acréscimo de força observado, como na variação desse acréscimo com a taxa de incorporação de AFR, poderão ser considerados dois factores: por um lado, a escolha do diagrama elastoplástico das armaduras despreza um acréscimo importante de resistência à tracção do aço, justificando, em grande parte, a diferença entre os valores teóricos e experimentais da força. Por outro, a redução da razão $F_{\text{exp.}}/F_R$ estará associada à imprecisão na consideração das extensões características dos BAFR, que alterarão o diagrama de tensões do bloco comprimido, com consequências no resultado final.

Os valores teóricos do momento de fendilhação (M_{cr}), das posições da linha neutra da secção homogénea (x_I) e em estado fendilhado (x_{II}) estão patentes na Tabela 3.

Os resultados obtidos mostram uma variação ligeira da posição da linha neutra, tanto em regime elástico, como em regime fendilhado, em virtude do aumento do coeficiente de homogeneização da secção. O momento teórico de fendilhação diminui com o aumento da taxa de substituição, passando de 3,04 kN.m para o betão BR, para 2,57 kN.m, para o betão B100R, correspondendo-lhe uma redução de cerca de 15,4%. A redução é causada, em

grande medida, pela menor resistência à tracção dos BAFR, associado, numa menor escala, ao menor módulo de flexão das secções de betões com AFR.

Tabela 3 - Propriedades das secções em Estado I e Estado II

	BR	B10R	B30R	B50R	B100R
M_{cr} (kN.m)	3,04	2,74	2,81	2,88	2,57
x_I (m)	0,10230	0,10235	0,10231	0,10252	0,10265
x_{II} (m)	0,05003	0,05036	0,05013	0,05165	0,05252

Analisando os padrões de fendilhação das vigas ensaiadas, constata-se que estes são muito similares entre si, indiferentemente da taxa de substituição utilizada., conforme se pode observar nas Figuras 10 a 19, correspondentes aos betões BR a B100R. As fendas centrais principais, localizadas entre os dois pontos de aplicação de cargas, têm uma configuração aproximadamente vertical, com um desenvolvimento visível, em altura, menor do que a diferença entre a altura da secção e a posição da linha neutra. As restantes fendas, correspondentes a estados biaxiais de tensão, apresentam inclinações mais acentuadas, à medida que se encontram mais próximas dos apoios, uma vez que as tensões tangenciais ganham preponderância no estado de tensão instalado.

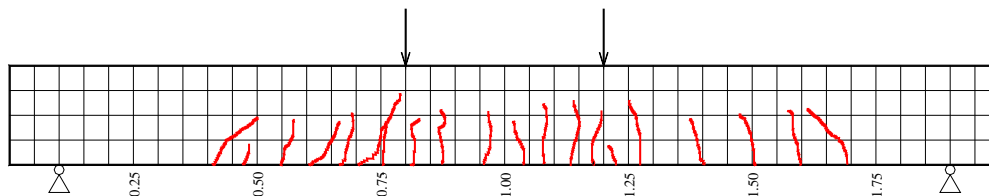


Figura 4 - Fendilhação da viga BR-1

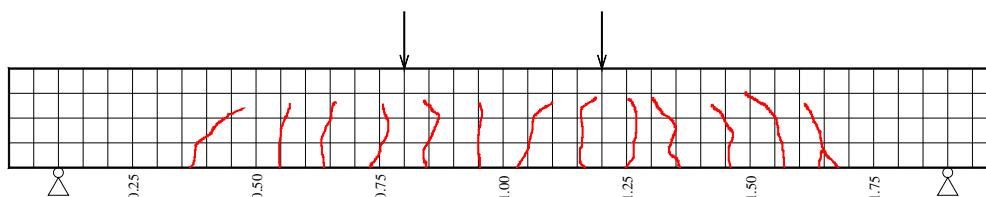


Figura 5 - Fendilhação da viga BR-2

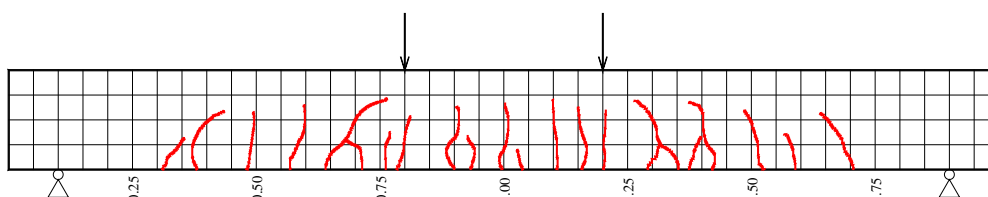


Figura 6 - Fendilhação da viga B10R-1

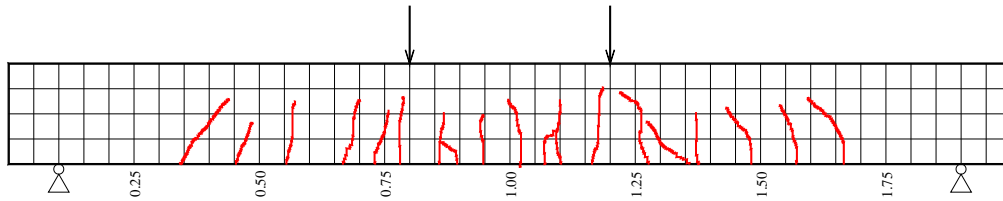


Figura 7 - Fendilhação da viga B10R-2

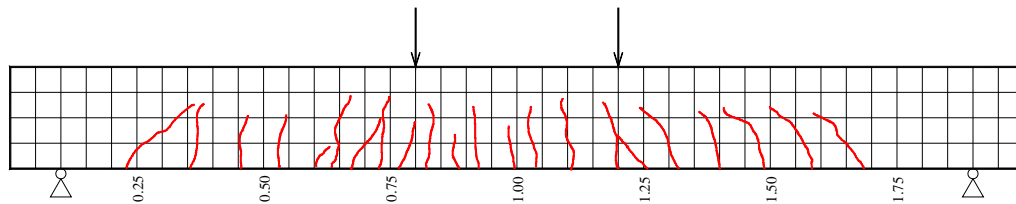


Figura 8 - Fendilhação da viga B30R-1

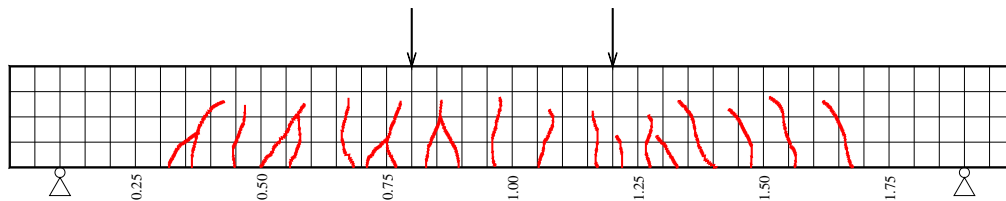


Figura 9 - Fendilhação da viga B30R-2

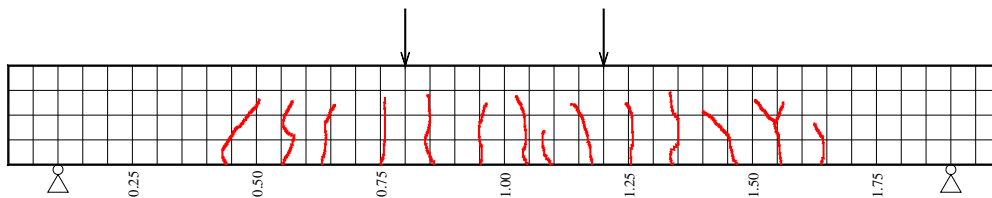


Figura 10 - Fendilhação da viga B50R-1

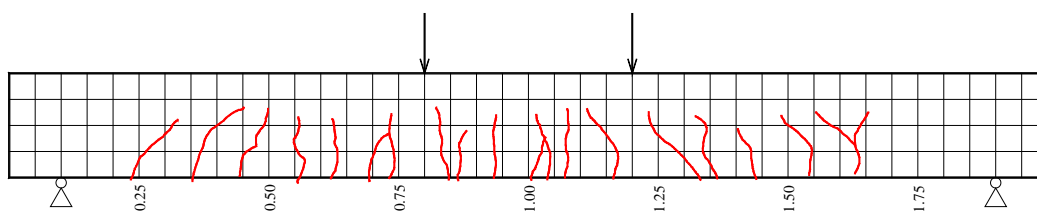


Figura 11 - Fendilhação da viga B50R-2

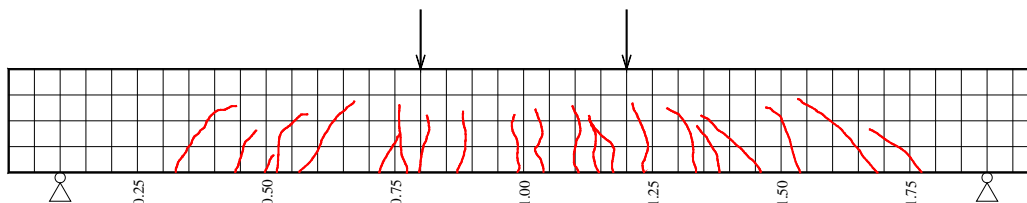


Figura 12 - Fendilhação da viga B100R-1

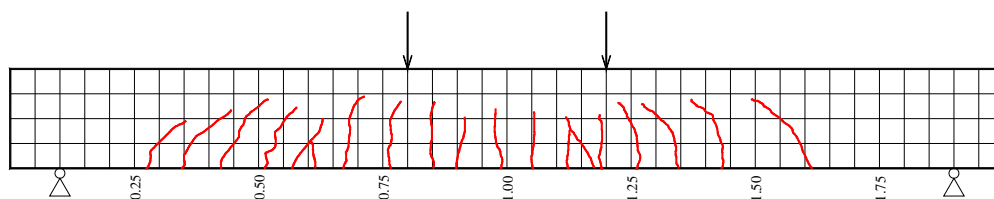


Figura 13 - Fendilhação da viga B100R-2

A distância média entre fendas foi medida experimentalmente, após se ter atingido a estabilização da fissuração da peça. Na Tabela 4, apresenta-se o valor médio da distância entre fendas (s_m), bem como os respectivos desvios-padrão (σ) e coeficientes de variação (CV). Como se pode verificar, a distância entre fendas de uma mesma viga apresenta uma variação apreciável, constatada pelos elevados coeficientes de variação (entre 20 e 44%). A distância média varia entre 59 e 104 mm, sendo que nove das dez vigas testadas atingiram uma distância média entre fendas que variou entre 59 e 84 mm. Correlacionando os valores obtidos com a taxa de substituição de AFN por AFR, não se verifica nenhuma tendência clara, podendo-se concluir que esta se mantém aproximadamente constante, indiferentemente da quantidade de agregados reciclados utilizada.

Se, por um lado, seria expectável que a distância entre fendas fosse inferior para os betões com maiores taxas de incorporação, já que possuem menores resistências à tracção e, por conseguinte, seria necessário uma menor distância para mobilizar as tensões de fendilhação, conforme é indicado em inúmeras referências clássicas de cálculo de estruturas em betão armado [34,35], por outro lado, uma possível menor aderência entre aço e os BAR [36,37] obrigará a uma maior distância para mobilizar uma mesma força no betão.

Tabela 4 - Distância média entre fendas

	BR		B10R		B30R		B50R		B100R	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
s_m (mm)	59	104	60	62	62	75	84	83	62	62
σ (mm)	15	21	26	25	16	22	18	43	27	23
CV (%)	25,3	20,7	44,3	40,6	26,6	29,7	21,5	52,5	43,4	36,4

A abertura da primeira fenda de flexão foi controlada ao longo do ensaio com recurso a uma lupa de fendas. A variação sentida para cada incremento de carga de cerca de 10 kN está patente na Figura 14.

Nesta, é possível verificar que a abertura das fendas dos betões com maiores taxas de incorporação de AFR apresenta maiores valores absolutos, atingindo, no limite, aberturas próximas de 0,25 mm, para uma das vigas de B100R, valor substancialmente superior à abertu-

ra registada numa das vigas de B10R, que não ultrapassou cerca de 0,08 mm. Sabendo-se que a abertura de fendas é directamente proporcional à distância entre fendas (s_{fm}) e à extensão média entre fendas ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$), conforme indicado no Eurocódigo 2, depreende-se que a extensão média entre fendas deverá ser maior para os BAFR do que para o BR. Tal ocorre em virtude de os BAFR possuírem menor rigidez do que os BR contribuindo com um menor efeito de restrição do alongamento das armaduras [38].

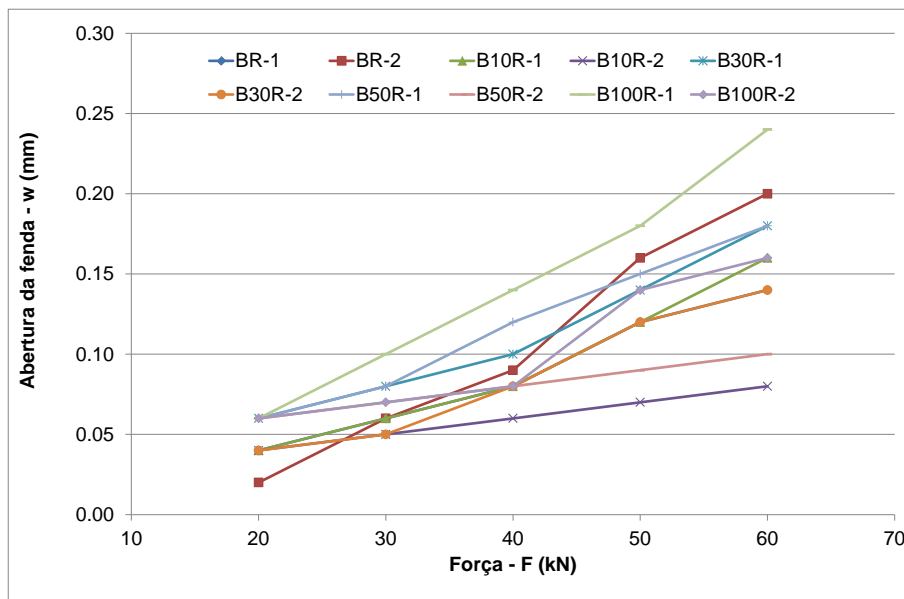


Figura 14 - Variação da abertura da maior fenda com a força aplicada

4. CONCLUSÕES

A análise dos elementos em betão armado permitiu estabelecer o desempenho mecânico global dos BAFR, conjugando uma série de propriedades previamente analisadas individualmente, de modo a verificar o seu efeito conjugado num modelo à escala. A análise dos valores de força máxima na zona plástica dos diagramas permitiu verificar que existe uma perda de resistência residual, da ordem de 12%, para as vigas produzidas com betão com 100% de AFR. A variação da resistência aparenta ser linear com a taxa de substituição, tal como o era a resistência à compressão dos betões.

Os deslocamentos últimos são substancialmente superiores nos BAFR, o que é causado, por um lado, pela maior deformabilidade destes betões, mas também por existir uma maior capacidade de deformação plástica para uma redução pequena da capacidade de carga. O cálculo teórico dos momentos, tanto de fendilhação, como do resistente, forneceu um valor de resistência menor do que o obtido experimentalmente, dando a entender que as expressões utilizadas são adequadas para os BAFR.

A verificação da distância média entre fendas não forneceu variações mensuráveis dessa grandeza com a taxa de incorporação de AFR.

REFERÊNCIAS

- [1] Malešev M, Radonjanin V, Marinković S. - “Recycled concrete as aggregate for structural concrete production” *Sustainability*, Vol. 2, No. 5, 2010.
- [2] Limbachiya M, Koulouris A, Roberts J, Fried A. - “Performance of recycled aggregate concrete” em *RILEM International Symposium on Environment-Conscious Materials and Systems for Sustainable Development*, 2004, pp. 127–136.
- [3] Rodrigues F, Carvalho MT, Evangelista L, de Brito J. - “Caracterização dos agregados finos reciclados provenientes de centrais de reciclagem portuguesas”, em 2º Congresso “Inovação na Construção Sustentável” (Cincos 10), Curia, Portugal: Centro Habitat, 2010, pp. 58–95.
- [4] Ulsen C, Kahn H, Hawlitschek G. - “Production of recycled sand from construction and demolition waste”, *Construction and Building Materials*, 2013; Vol. 40, pp. 1168–1173.
- [5] Nixon P. – “Recycled concrete as an aggregate for concrete - A review”, *Materials and structures*, 1978, Vol. 11, No. 65, pp. 371–378.
- [6] Hansen T. “Recycling of demolished concrete and masonry - RILEM Report 6”, 1st ed. (Hansen TC, editor), London, UK: SPON Press; 1992, 306 p.
- [7] Evangelista L, de Brito J. - “Concrete with fine recycled aggregates: a review”, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2014, Vol.18, No. 2, pp. 129–172.
- [8] Waleed N, Canisius T. “WRAP - Engineering properties of concrete containing recycled aggregates”, Oxon, United Kingdom: WRAP; 2007, pp. 111.
- [9] Kishore R. - “Influence of recycled aggregate on flexural behaviour of reinforced concrete beams” em *International Conference Sustainable Construction Materials and Technologies*, Coventry, UK, 2007, pp. 36–44.
- [10] Sato R, Maruyama I, Sogabe T, Sogo M. - “Flexural behavior of reinforced recycled concrete beams”, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2007, Vol. 5, No. 1, pp. 43–61.
- [11] Ajdukiewicz A, Kliszczewicz A. - “Comparative tests of beams and columns made of recycled aggregate concrete and natural aggregate concrete”, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2007, Vol. 5, No. 2, pp. 259–273.
- [12] Fathifazl G, Razaqpur AG, Isgor OB, Abbas A, Fournier B, Foo S. - “Flexural performance of steel-reinforced recycled concrete beams”, *ACI Structural Journal*, 2009 , Vol. 106, No. 6, pp. 858–867.
- [13] Chastre Rodrigues C. - “Comportamento às ações cíclicas de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos”, *Tese de Doutoramento em Engenharia Civil*,

- Portugal: Universidade Nova de Lisboa; 2005.
- [14] Gomes A. - “Comportamento e reforço de elementos de betão armado sujeitos a acções cíclicas”, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Portugal: Instituto Superior Técnico; 1992. 333 p.
- [15] Reis AG. - “Ligação viga-pilar de alto desempenho sísmico”, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Portugal: Universidade Nova de Lisboa; 2012 p. 341.
- [16] Rashid M, Mansur M. - “Reinforced high-strength concrete beams in flexure”, ACI Structural Journal, 2005, Vol. 102, No. 3, pp. 462–471.
- [17] Li M, Li H. - “Effects of loading rate on reinforced concrete beams”, em 15th World Conference on Earthquake Engineering; 2012.
- [18] Park R. - “Ductility evaluation from laboratory and analytical testing”, em 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo - Kyoto, Japan; 1988, pp. 605–616.
- [19] Park R. - “Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing”, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1989, Vol. 22, No. 3, pp.155–166.
- [20] Câmara J. - “Estruturas de betão I - Módulo 1: Introdução ao comportamento das estruturas de betão armado”, IST, Lisboa; 2012. 28 p.
- [21] Barros H, Figueiras J, Ferreira C. - “Verificação das tensões em serviço de secções de betão armado - solução analítica” em: Encontro Nacional de Betão Estrutural - BE2012, Porto, Portugal; 2012. pp. 24–26.
- [22] Rao G, Vijayanand I, Eligehausen R. - “Studies on ductility and evaluation of minimum flexural reinforcement in RC beams”, Materials and Structures, 2007, Vol. 41, No. 4, pp. 759–771.
- [23] Youcef YS, Chemrouk M. - “Curvature ductility factor of rectangular sections reinforced concrete beams”, World Academy of Science, 2012, Vol. 71, No. 3, pp. 994–999.
- [24] Ashrafi HR, Behsan H, Esmaeili N. - “Comparison of analytical and experimental results of ductility factor in reinforced concrete structures”, Life Science Journal, 2012, Vol. 9, No. 4, pp. 2721–2734.
- [25] González-Fonteboia B, Martínez-Abella F, Carro-López D, Martínez-Lage I. - “Design of recycled concrete under ultimate limit state by normal stresses”, em 2nd International RILEM Conference on Progress of Recycling in the Built Environment, São Paulo, Brazil; 2009, pp. 275–285.
- [26] Xiao J, Li W, Poon C. - “Recent studies on mechanical properties of recycled aggregate concrete in China - A review”, Science China Technological Sciences, 2012, Vol. 55, No. 6, pp. 1463–1480.

- [27] Xiao J, Li W, Fan Y, Huang X. - "An overview of study on recycled aggregate concrete in China (1996–2011)", *Construction and Building Materials*, 2012 Vol. 31, pp. 364–383.
- [28] Yang Y-F, Han L-H. - "Experimental behaviour of recycled aggregate concrete filled steel tubular columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 2006 Vol. 62, No. 12, pp. 1310–1324.
- [29] Shi X, Wang Q, Qiu C, Zhao X. - "Mechanical properties of recycled concrete filled steel tubes and double skin tubes", em 2nd International Conference on Waste Engineering and Management - ICWEM 2010, Shanghai, China: RILEM; 2010. pp. 559–567.
- [30] CEB-FIP - "CEB Bulletin 242: Ductility of reinforced concrete structures - Synthesis report and individual contributions", 1st ed., Lausanne, Switzerland: CEB-FIP; 1998 332 p.
- [31] Xiao J, Li W, Sun Z, Shah S. - "Crack propagation in recycled aggregate concrete under uniaxial compressive loading", *ACI Materials Journal*, 2012, Vol. 109, No. 4, pp. 451-462.
- [32] Du T, Wang W, Liu Z, Lin H, Guo T. - "The complete stress-strain curve of recycled aggregate concrete under uniaxial compression loading", *Journal of Wuhan University of Technology-Materials Science Ed.*, 2010, Vol. 25, No. 5, pp. 862-865.
- [33] Kerkhoff B, Siebel E. - "Eigenschaften von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen Properties of concrete with recycled aggregates", *Beton*. 2001, Vol. 2, No. 1, pp. 47–58.
- [34] Montoya P, Meseguer Á, Cabré F. - "Hormigón armado", 14th ed., Barcelona, Spain: Gustavo Gilli, SA; 2001, 844 p.
- [35] Mosley B, Bungey J, Hulse R. - "Reinforced concrete design to Eurocode 2", 6th ed., Hampshire, UK: Palgrave Macmillan; 2007, 408 p.
- [36] Butler L, West JS, Tighe SL. - "The effect of recycled concrete aggregate properties on the bond strength between RCA concrete and steel reinforcement", *Cement and Concrete Research*. 2011, Vol. 41, No. 10, pp. 1037-1049.
- [37] Xiao J, Falkner H. - "Bond behaviour between recycled aggregate concrete and steel rebars", *Construction and Building Materials*, 2007, Vol. 21, No. 2, pp. 395–401.
- [38] Gilbert RI. - "Shrinkage, cracking and deflection - The serviceability of concrete structures", *Electronic Journal of Structural Engineering*, 2001, Vol. 1, No. 1, pp. 2–14.