

Livro de Atas do
CICLO DE WORKSHOPS FIBRENAMICS

**BETÃO AUTO-COMPACTÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO NO
DESENVOLVIMENTO DE NOVOS SISTEMAS ESTRUTURAIS**

Joaquim A. O. Barros
Prof. Catedrático, Universidade do Minho
email: barros@civil.uminho.pt

Hamidreza Salehian
Estudante de Doutoramento em Eng^a de Estruturas,
ISISE – Universidade do Minho
e-mail: salehian@civil.uminho.pt

Miguel Pires
CAS AIS – Engenharia e Construção S.A. – Mire de Tibães, Braga, Portugal.
e-mail: miguel.pires@casais.pt

Delfina Gonçalves
CiviTest – Pesquisa de Novos Materiais para a Engenharia Civil Lda.
Vila Nova de Famalicão, Portugal.
e-mail: delfinagoncalves@civitest.com

RESUMO

O betão auto-compactável reforçado com fibras de aço (BACRFA) é um material compósito que integra os benefícios associados ao betão auto-compactável (BAC) com os derivados do reforço proporcionado por fibras discretas de aço (BRFA). O BACRFA pode ser utilizado em diversas aplicações estruturais com vantagens económicas e técnicas. No presente trabalho são discutidos os aspetos relevantes da tecnologia de fabrico do BACRFA, principalmente os que influenciam a distribuição e orientação das fibras, dada a sua significativa influência na resistência pós-fendilhação deste material. São descritas as mais recentes recomendações para definição das leis constitutivas que caracterizam o comportamento pós-fendilhado do BACRFA, e a sua robustez é discutida tendo por base resultados obtidos em programas experimentais baseados em diferentes configurações de ensaio para caracterização do comportamento deste compósito. É explorada a utilização do BACRFA para a construção de lajes fungiformes apoiadas em pilares, juntamente com uma proposta de formulação baseada na teoria das linhas de rotura para estimar a capacidade de carga deste tipo de lajes.

Para avaliar o potencial do BACRFA em aplicações que exigem a consideração da interação solo-estrutura, como é o caso de grelhas de fundação de habitação unifamiliar, foi utilizado o método dos elementos finitos por intermédio de simulações não linear material.

1. INTRODUÇÃO

Nos finais do anterior século foi efetuado um esforço de investigação apreciável no desenvolvimento de materiais que integrem os benefícios derivados do reforço proporcionado por fibras discretas de aço (BRFA) com os intrínsecos ao betão auto-compactável (BAC). O objetivo era o desenvolvimento de um material de matriz cimentícia capaz de fluir sob o seu próprio peso, atravessando os obstáculos e preenchendo em plenitude os moldes dos elementos estruturais, sem ocorrência de segregação dos seus constituintes. Adicionalmente, este material deveria apresentar uma resistência residual pós-fissuração capaz de permitir a eliminação parcial ou total de armaduras convencionais, principalmente em elementos com geometria complexa em que os custos de preparação e aplicação dessas armaduras são significativos, e em elementos de parede delgada onde a presença destas armaduras introduz riscos de ocorrência de danos por corrosão.

Nas aplicações estruturais correntes de betão reforçado com fibras (BRF), a percentagem volumétrica de fibras é, em geral, inferior a 1%, apresentando comportamento de amolecimento em tração uniaxial (*strain softening*), e de endurecimento em flexão (*deflection hardening*), Figura 1. Com o advento de novas gerações de super-plastificantes e agentes de controlo de viscosidade, bem como o uso de metodologias de otimização da organização do esqueleto dos agregados que consideram a influência que as fibras (principalmente de aço) introduzem nessa organização e na fluidez do betão em estado fresco, passou a ser possível desenvolver BACs reforçados com uma percentagem volumétrica de fibras superior a 1% (Liao et al. 2007). Estes BACRFA de elevado desempenho podem apresentar comportamento de endurecimento em tração (Figura 1), mesmo recorrendo a inertes de dimensões correntemente utilizados na tecnologia do BAC, com custos de produção bem inferiores aos requeridos no desenvolvimento de ECC (*engineered cement composites*, Li 2003). A fiabilidade de fabrico destes BACRFA de elevado desempenho é superior ao possível de ser conseguido nos ECC, bem como a repetibilidade das suas propriedades. De acordo com o CEB-FIP Model Code (2010), um BRF é considerado um material com endurecimento em tração quando para uma extensão de tração superior a 1% (ε_{pc} na Figura 1) a correspondente tensão (σ_{pc}) é superior à tensão de início de fendilhação (σ_{cc}).

No presente trabalho são apresentados aspetos relevantes da tecnologia de produção de BACRFA de custo competitivo (em que a percentagem volumétrica de fibras não excede 1% e com quantidade de cimento inferior a 450 kg/m³). Tendo por base recomendações de grupos técnicos da RILEM e doFIB, são discutidas as propostas para definição das leis constitutivas de BACRFA, no quadro do dimensionamento de estruturas. É também proposta uma formulação para o projeto de lajes fungiformes em BACRFA apoiadas em pilares recorrendo à teoria das linhas de rotura (TLR). A capacidade preditiva desta formulação é avaliada tendo por base resultados obtidos em ensaios de escala real. Finalmente as potencialidades do BACRFA são exploradas por intermédio do ensaio sobre um protótipo à escala ¼ de um edifício.

2. TECNOLOGIA DO BACRFA

2.1 Metodologia de fabrico

Nos exemplos apresentados no Capítulo 3, as composições de BACRFA foram desenhadas segundo a seguinte metodologia: i) as percentagens dos constituintes da pasta são definidas de forma a otimizar sua reologia e resistência; ii) a percentagem de cada agregado no esqueleto granular é determinada por obtenção das percentagens que conduzem à composição mais compacta, tendo em conta a presença das fibras; iii) a pasta e o sistema granular são misturados em diferentes proporções até serem alcançados, com a percentagem ótima de pasta, os requisitos de auto-compactabilidade em termos de espalhamento, velocidade de fluxo, preenchimento, resistência a bloqueio e a segregação dos constituintes. A descrição detalhada deste método

pode ser encontrada em Pereira (2006). Uma estratégia similar de dimensionamento de misturas para BACRF foi adotada por Ferrara et al. (2007). No desenvolvimento de materiais com endurecimento em tração têm sido utilizados modelos de otimização da distribuição dos agregados no sentido de ser possível adicionar relativas elevadas percentagens de fibras de aço sem ocorrência de segregação (Naaman and Will 2010). Para materiais ultrafluidos reforçados com mais do que um tipo de fibras são necessários procedimentos suplementares, tais como os propostos por Stähli (2008).

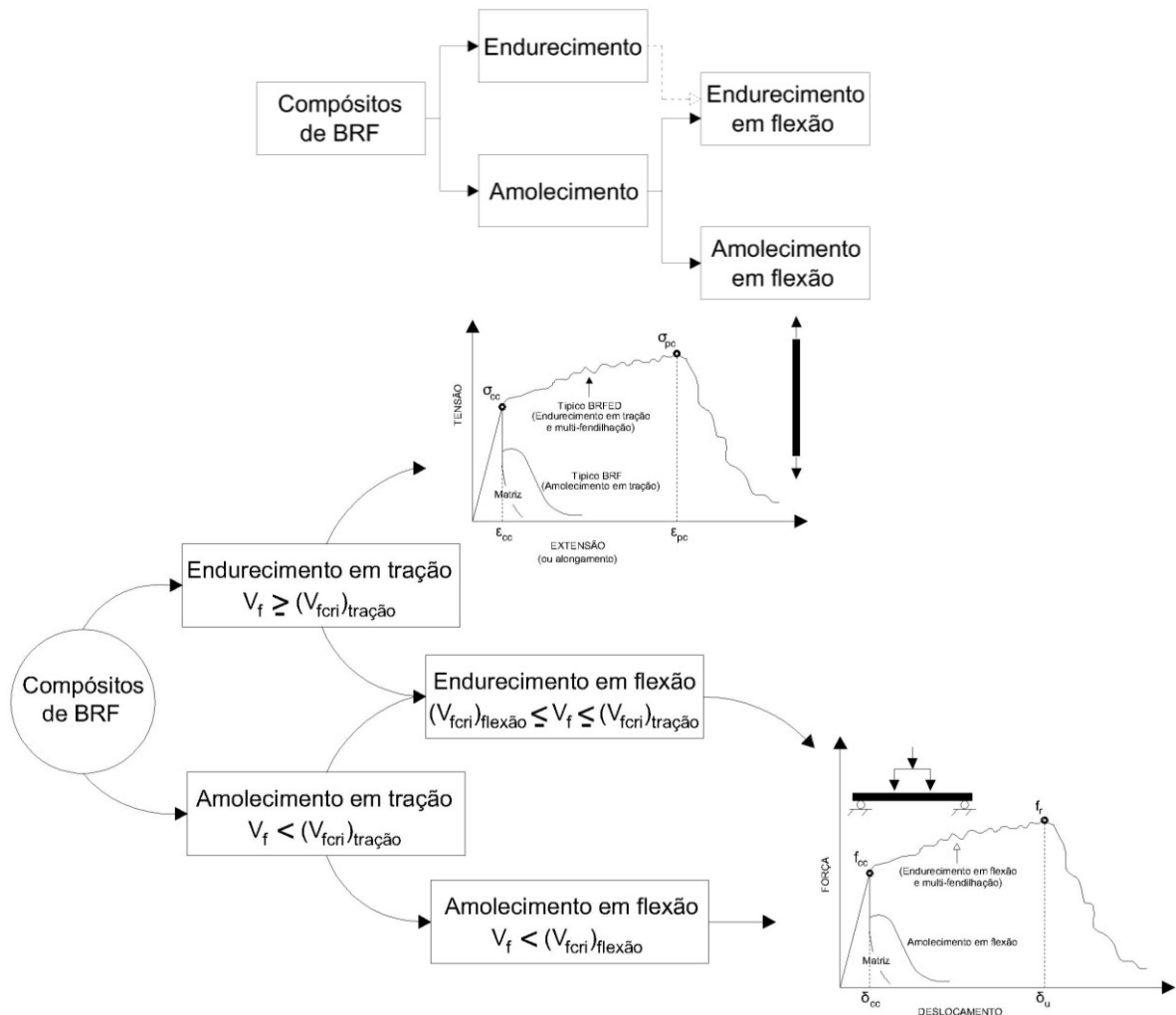


Figura 1 – Classificação de BRF (adaptado de Naaman e Reinhardt, 2005)

2.2 Requisitos de auto-compactabilidade

Para a avaliação dos requisitos de auto-compactabilidade do betão executam-se, geralmente, o ensaio de espalhamento com ou sem anel, o ensaio do funil-V, o ensaio da caixa L e da caixa U, e o “Orimet”(Figura 2). A descrição detalhada destes ensaios encontra-se em EFNARC (2002) e De Schutter (2005). Por intermédio dos resultados destes ensaios (em unidades de tempo ou de comprimento) é possível aferir se um determinado betão tem, ou não, características de auto-compactabilidade. São ensaios de relativa fácil execução e não exigem a construção de aparelhos sofisticados e caros. No entanto, a relação entre os resultados destes ensaios e os requisitos de auto-compactabilidade tem uma base empírica. Os valores a serem obtidos nestes ensaios para se classificar um betão como sendo um BAC têm sido também os recomendados para o BACRFA. No entanto, o ensaio do funil e o “Orimet” são de questionável aplicação em BACRFA, dada a tendência para a blocagem das fibras nas extremidades dos aparelhos utilizados nestes ensaios. Assim, a execução destes ensaios é apenas recomendada quando o

comprimento das fibras (l_f) é da mesma ordem de grandeza da máxima dimensão dos agregados (D_{max}). No entanto, se esta condição é adotada, os mecanismos de reforço das fibras não são os ótimos, dado que para tal o comprimento da fibra deverá ser superior a $2.5 \times D_{max}$ para garantir uma efetiva resistência à propagação de abertura de fenda (ACI 1996). Para aferir as propriedades de auto-compactabilidade de BRFA a ser utilizado em elementos com armadura convencional, a distância entre os varões de aço do anel no ensaio de espalhamento, e entre os varões da grelha na caixa L e da caixa U, deve ser igual à menor entre armaduras, de forma a oferecer resistência ao fluxo representativa da realidade. Caso o BACRFA seja aplicado em estruturas que também incluem armaduras convencionais, a seleção do comprimento das fibras (l_f) deve ter em conta a distância mínima entre essas armaduras de forma a evitar a bloqueio das fibras. Assim, se o l_f é corretamente selecionado, o bloqueio das fibras não ocorrerá no ensaio de espalhamento com o anel e nos ensaios da caixa L e caixa U. Para elementos em BACRFA sem outros tipos de armaduras o ensaio de espalhamento deve ser efetuado sem anel, e os ensaios de caixa L e caixa U devem ser executados sem grelha.

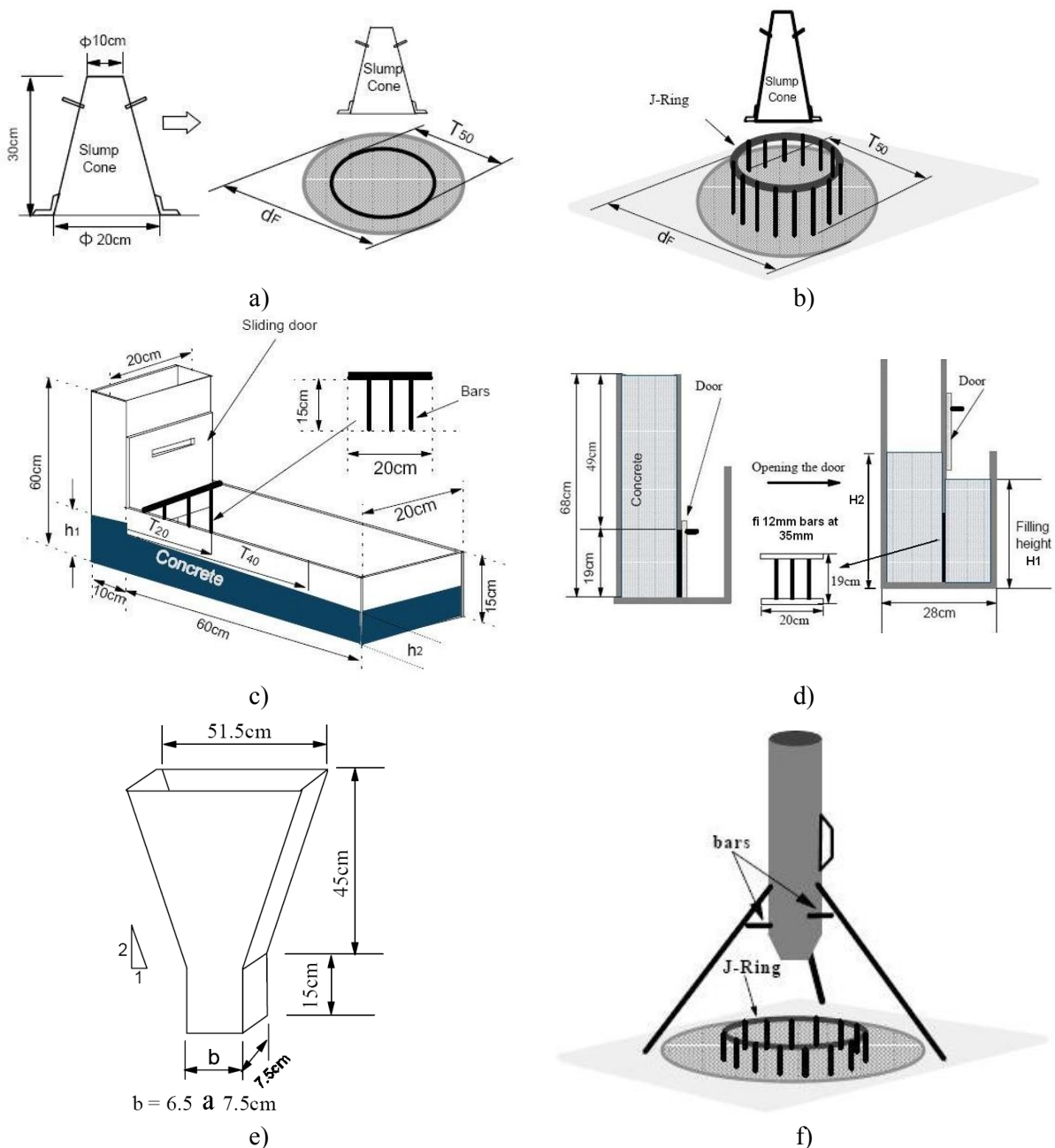


Figura 2 – Ensaio para aferir a auto-compactabilidade: a) espalhamento, b) espalhamento com anel, c) caixa L, d) caixa U, e) Funil, f) Orimet com anel.

2.3 Caracterização do comportamento pós-fendilhado do BACRFA

2.3.1 Segundo as recomendações da RILEM TC 162-TDF

Para a caracterização do comportamento pós-fendilhado do BRFA, o comité técnico TC 162-TDF da RILEM recomendou a determinação de dois parâmetros de resistência equivalente de tração em flexão, um a ser utilizado nas verificações para estados limites de utilização, $f_{eq,2}$, e o outro nas verificações para estados limites últimos, $f_{eq,3}$ (Vandewalle *et al.* 2000a, 2000b). Mais tarde a RILEM TC 162-TDF propôs a substituição do conceito de resistência equivalente, f_{eq} , pelo conceito de resistência residual, f_R , o qual representa a tensão de tração em flexão para determinadas aberturas de fissura (“*crack mouth opening displacement – CMOD*”), (Vandewalle *et al.* 2002). Apesar deste conceito ter a vantagem de ser mais simples de determinar, é no entanto mais suscetível às irregularidades geralmente encontradas nas respostas força-CMOD obtidas nos ensaios experimentais. Os parâmetros f_{eq} e f_R são também utilizados para definir a lei constitutiva tensão-extensão proposta para modelar o comportamento pós-fendilhado do BRFA, tal como será descrito no capítulo 3.

A geometria do provete (Figura 3), o método de betonagem dos provetes, os processos de cura, a posição e as dimensões do entalhe a ser executado no provete, o carregamento e as condições de apoio, bem como as características do equipamento e do sistema de monitorização encontram-se descritos em Vandewalle *et al.* (2002).

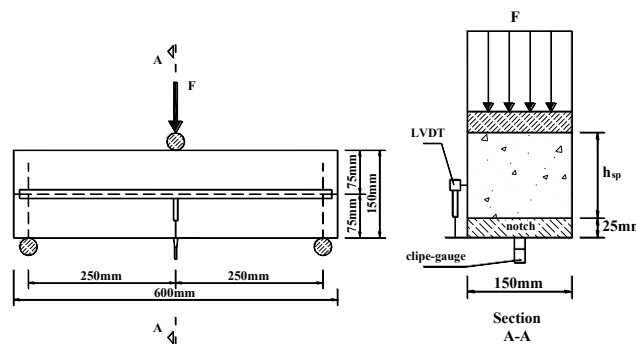


Figura 3 – Ensaio de flexão sob três pontos de carga em viga entalhada (Vandewalle *et al.* 2000a).

Neste ensaio obtém-se uma resposta força-deslocamento ($F-\delta$) ou $F-CMOD$, do tipo da indicada na Figura 4. Utilizando estes resultados a RILEM TC 162-TDF propõe a determinação do limite de proporcionalidade (F_L), dos parâmetros de resistência equivalente ($f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$) e dos parâmetros de resistência residual ($f_{R,1}$ e $f_{R,4}$), (Vandewalle *et al.* 2000a, 2003). F_L é o maior valor da força registada até uma flecha (ou $CMOD$) de 0.05 mm. Os parâmetros $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$ são relacionados com a capacidade de absorção de energia do BRFA até uma flecha δ_2 e δ_3 ($\delta_2 = \delta_L + 0.65$ mm e $\delta_3 = \delta_L + 2.65$ mm, em que δ_L é a flecha correspondente a F_L) garantida pelos mecanismos de reforço das fibras ($D_{BZ,2}^f$ and $D_{BZ,3}^f$), tal como é evidenciado na Figura 4.

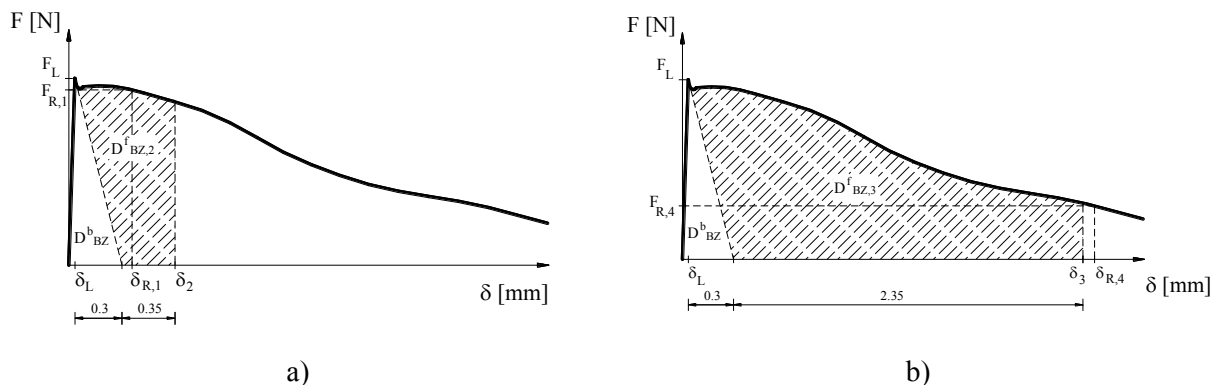


Figura 4 – Avaliação dos parâmetros de resistência à tração em flexão segundo a RILEM TC 162-TDF: a) $f_{eq,2}$ e $f_{R,1}$, b) $f_{eq,3}$ e $f_{R,4}$ (Vandewalle et al. 2000a, 2002).

A parcela de energia devida à fendilhação da matriz (D_{BZ}^b) não é considerada na avaliação de f_{eq} . Os parâmetros $f_{R,1}$ e $f_{R,4}$ são as tensões correspondentes às forças $F_{R,1}$ e $F_{R,4}$, respetivamente, registadas à flecha $\delta_{R,1} = 0.46$ mm e $\delta_{R,4} = 3.0$ mm. Segundo a RILEM TC 162-TDF, os parâmetros de resistência equivalente (Vandewalle et al. 2000a) e de resistência residual (Vandewalle et al. 2002) são obtidos segundo as seguintes equações:

$$f_{eq,2} = \frac{3 D_{BZ,2}^f L}{2 \cdot 0.50 b h_{sp}^2} ; f_{eq,3} = \frac{3 D_{BZ,3}^f L}{2 \cdot 2.50 b h_{sp}^2} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (1)$$

$$f_{R,1} = \frac{3 F_{R,1} L}{2 b h_{sp}^2} ; f_{R,4} = \frac{3 F_{R,4} L}{2 b h_{sp}^2} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (2)$$

em que b (=150 mm) e L (=500 mm) são a largura e o vão do provete, e h_{sp} (=125 mm) é a distância entre a boca do entalhe e a face superior da secção do provete.

2.3.2 Segundo as recomendações do CEB-FIP Model Code 2010

A Figura 5 representa uma resposta típica força-CMOD obtida em ensaio de flexão sob três pontos de carga com provete de BRF entalhado. A geometria e a metodologia de preparação do provete, bem como as condições de carga e de apoio do provete são iguais às recomendadas pela RILEM TC 162 TDF.

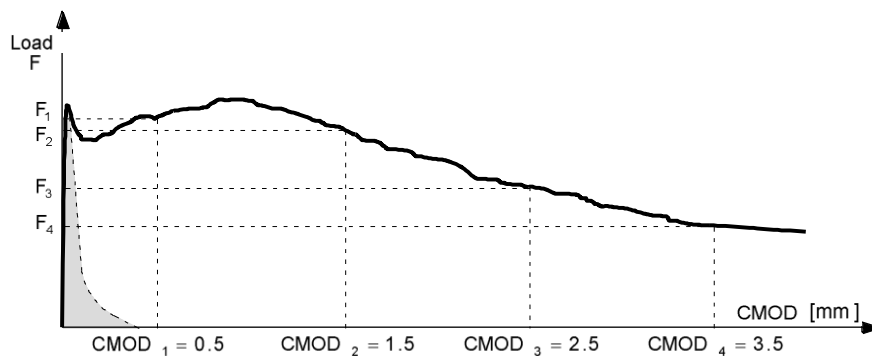


Figura 5 – Resposta típica F – CMOD em provete de BRF (CEB FIP Model Code 2010).

Tendo por base a relação F-CMOD determinam-se as forças F_j correspondentes aos $CMOD_j$ ($F_j = 1$ a 4, ver Figura 5), as quais permitem obter os correspondentes valores de resistência residual à tração em flexão por intermédio da aplicação da seguinte equação:

$$f_{R,j} = \frac{3 F_j L}{2 b h_{sp}^2} \quad (3)$$

em que f_{Rj} [N/mm²] e F_j [N] são, respetivamente, a resistência residual à tração em flexão e a força correspondente a $CMOD = CMOD_j$ [mm].

3. METODOLOGIAS DE PROJETO

3.1 Introdução

Neste capítulo são resumidamente descritas as recomendações do RILEM TC 162-TDF (Vandewalle *et al.* 2003) e do CEB-FIP Model Code 2010 para definição da lei constitutiva tensão-extensão para o dimensionamento de estruturas de BRFA. A teoria das linhas de rotura (TLR) aplicada ao dimensionamento de lajes de BRFA apoiadas em pilares é introduzida (Salehian and Barros 2011), e a aplicabilidade do método dos elementos finitos para a análise e dimensionamento de estruturas de BRFA é também discutida no presente capítulo.

3.2 Formulação do RILEM TC 162 TDF

A Figura 6 representa o diagrama σ - ε proposto pela RILEM TC 162-TDF (Vandewalle *et al.* 2003) para modelar o comportamento uniaxial do BRFA. Os pontos que definem este diagrama são determinados por intermédio das seguintes relações:

$$\sigma_1 = C_1 f_{ctm,fl} (1.6 - d); \quad \sigma_2 = C_2 f_{R,1} K_h; \quad \sigma_3 = C_3 f_{R,4} K_h \quad (4)$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma_1}{E_c}; \quad \varepsilon_2 = \varepsilon_1 + C_4 \text{‰}; \quad \varepsilon_3 = C_5 \text{‰}; \quad E_c = 9500(f_{cm})^{1/3} \quad (5)$$

em que $f_{ctm,fl}$ e E_c são o valor médio de resistência à tração em flexão e o módulo de Young (em MPa), respetivamente, d é o braço interno da secção (em m), com $1.6-d \geq 1.0$, e K_h é um parâmetro que pretende simular a influência da altura da secção da viga no comportamento pós-pico do BRFA. A RILEM TC 162-TDF propôs para os parâmetros C_i os seguintes valores: $C_1=0.7$, $C_2=0.45$, $C_3=0.37$, $C_4=0.1$ e $C_5=25$. Enquanto modelos mais avançados de avaliação de K_h não se encontrem disponíveis, o RILEM TC 162-TDF recomenda o gráfico representado na Figura 7. A análise inversa descrita na Secção 3.5 é correntemente utilizada para determinar os valores do parâmetro C_i (Barros *et al.* 2005).

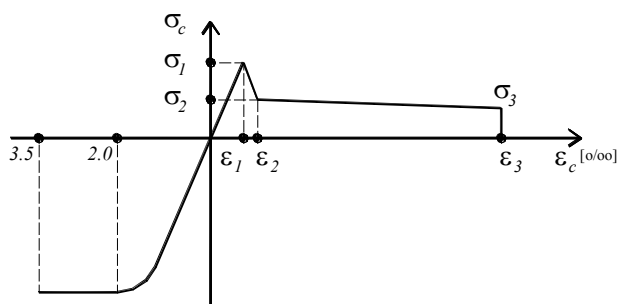


Figura 6 – Diagrama σ - ε para BRFA, segundo o RILEM TC 162-TDF (Vandewalle *et al.* 2003)

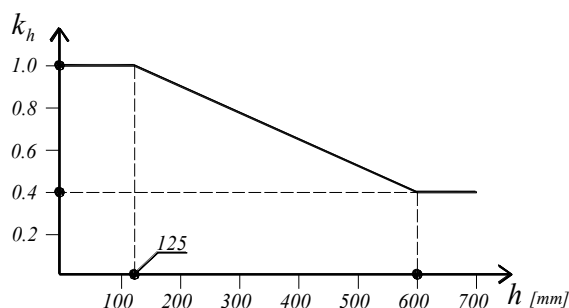


Figura 7 – Fator de escala segundo o RILEM TC 162-TDF (Vandewalle *et al.* 2003)

3.3 Formulação do CEB-FIP Model Code 2010

Utilizando os valores de f_{Rj} determinados segundo a metodologia descrita na secção 2.3.2, as leis constitutivas tensão-extensão para estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS) podem ser obtidas. Para ELU os dois modelos esquematicamente representados na Figura 8 são recomendados, em que f_{Fts} representa o valor de serviço da resistência residual, definido como a resistência pós-fendilhação para aberturas de fenda em condições de serviço, e f_{Ftu} representa a resistência residual para estados limites últimos. Estes dois parâmetros são calculados a partir das seguintes equações:

$$f_{Fts} = 0.45 f_{R1} \quad (6)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0.5 f_{R3} + 0.2 f_{R1}) \geq 0 \quad (7)$$

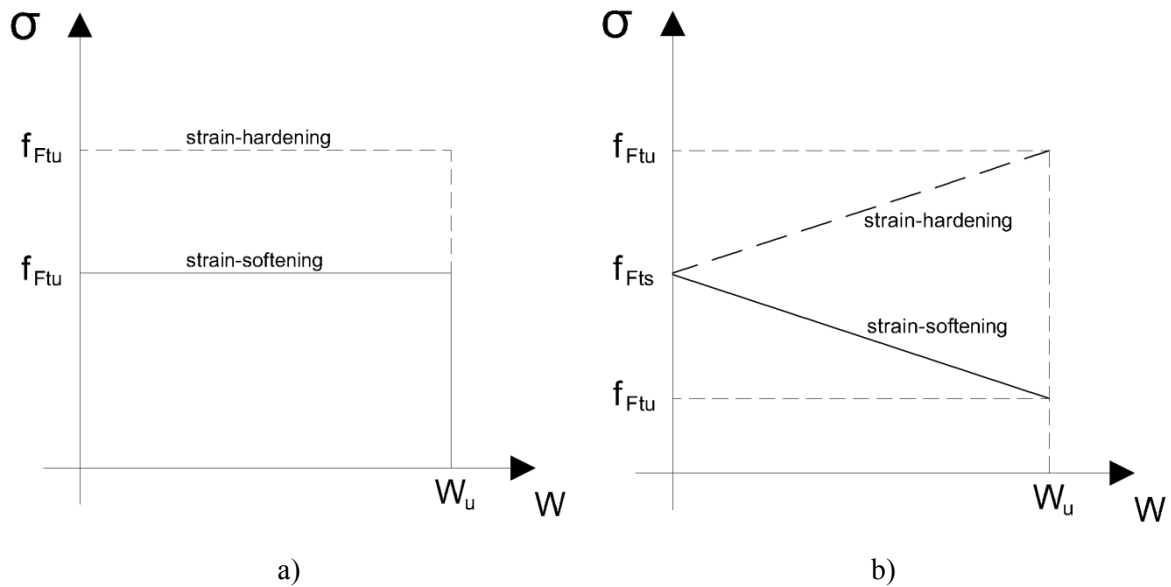


Figura 8 – Leis constitutivas simplificadas tensão-abertura de fissura: a) modelo rígido-plástico; b) modelo linear (linha a traço cheio e a tracejado referem-se a BRF com comportamento de amolecimento e endurecimento, respetivamente).

No caso de BRF com comportamento de amolecimento (BRF-AT), a extensão pode ser obtida a partir da abertura de fissura através da utilização de um comprimento característico, l_{cs} :

$$\varepsilon = \frac{w}{l_{cs}} \quad (8)$$

Se o BRF-AT for aplicado em elementos reforçados com armaduras convencionais, o l_{cs} pode ser estimado através de:

$$l_{cs} = \min \{s_{rm}, y\} \quad (9)$$

em que s_{rm} é o valor médio da distância entre fendas, y é a distância entre o eixo neutro e a face tracionada da secção transversal do elemento, determinada em fase elasto-fendilhada e

desprezando a resistência residual à tração do BRF, para a combinação de ações correspondente a ELS por fendilhação.

Em elementos sem armadura convencional, sujeitos a flexão pura ou composta, com a resultante da força axial aplicada fora da secção, assume-se $y = h$. A mesma hipótese é admitida no caso das lajes.

O valor último de abertura de fissura pode ser obtido a partir de $w_u = I_{cs} \varepsilon_{Fu}$, assumindo ε_{Fu} igual a 2% para distribuição variável de extensão na secção transversal, e 1% para extensão constante na secção. Em qualquer caso a máxima abertura de fissura não pode exceder 2.5 mm.

A Figura 9a (Caso I) representa o diagrama tensão-extensão recomendado para as análises correspondentes aos ELS quando se utiliza BRF-AT. Até ε_B o diagrama σ - ε é igual ao utilizado para o betão simples (PC), enquanto na fase pós-pico o diagrama bilinear é definido a partir das seguintes equações:

$$\frac{\sigma - f_{ct}}{0.2f_{ct} - f_{ct}} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_B}{\varepsilon_Q - \varepsilon_B}, \text{ para } \varepsilon_B \leq \varepsilon \leq \varepsilon_C \quad (10)$$

com

$$\varepsilon_Q = \frac{G_f}{f_{ct} \cdot I_{cs}} + \left(\varepsilon_B - \frac{0.8f_{ct}}{E_c} \right) \quad (11)$$

em que G_f representa a energia de fratura do PC. De acordo com o CEB-FIP Model Code 2010, $\sigma_A = 0.9f_{ct}$ e $\varepsilon_B = 0.15\%$. Para BRF-AT:

$$\varepsilon_{SLS} = \frac{CMOD_1}{l_{cs}} \quad (12)$$

$$\varepsilon_{ULS} = \frac{w_u}{l_{cs}} = \min \left\{ \varepsilon_{Fu}, \frac{2.5}{l_{cs}} \right\}, \text{ com } l_{cs} \text{ em mm} \quad (13)$$

em que $\varepsilon_{Fu} = 2\%$ para distribuição variável de extensão na secção transversal, e 1% para extensão constante de tração na secção.

Para materiais caracterizados por propagação estável de fendas até ε_{SLS} com resistência à tração f_{Fts} maior que f_{ct} , dois casos podem ser considerados:

Caso II, Figura 9b: o processo de fendilhação fica estável até à extensão correspondente a ELS, ε_{SLS} , e de novo quatro ramos definem a lei constitutiva σ - ε . Os dois primeiros ramos permanecem iguais aos correspondentes a PC, enquanto o terceiro ramo (\overline{BD}) é descrito analiticamente através de:

$$\frac{\sigma - f_{ct}}{f_{Ftsd} - f_{ct}} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_B}{\varepsilon_{SLS} - \varepsilon_B}, \text{ para } \varepsilon_B \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{SLS} \quad (14)$$

Caso III, Figura 9c: o processo de fendilhação permanece estável até à extensão correspondente a ELS, ε_{SLS} , mas agora três 3 ramos definem a lei constitutiva σ - ε .

O segundo ramo (\overline{AD}) é definido através de:

$$\frac{\sigma - \sigma_A}{f_{Ftsd} - \sigma_A} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_A}{\varepsilon_{SLS} - \varepsilon_A}, \text{ para } \varepsilon_A \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{SLS} \quad (15)$$

Para os casos II e III, o BRF pode ter comportamento de amolecimento (\overline{DE}) ou de endurecimento ($\overline{DE'}$), dependendo na inclinação do último ramo.

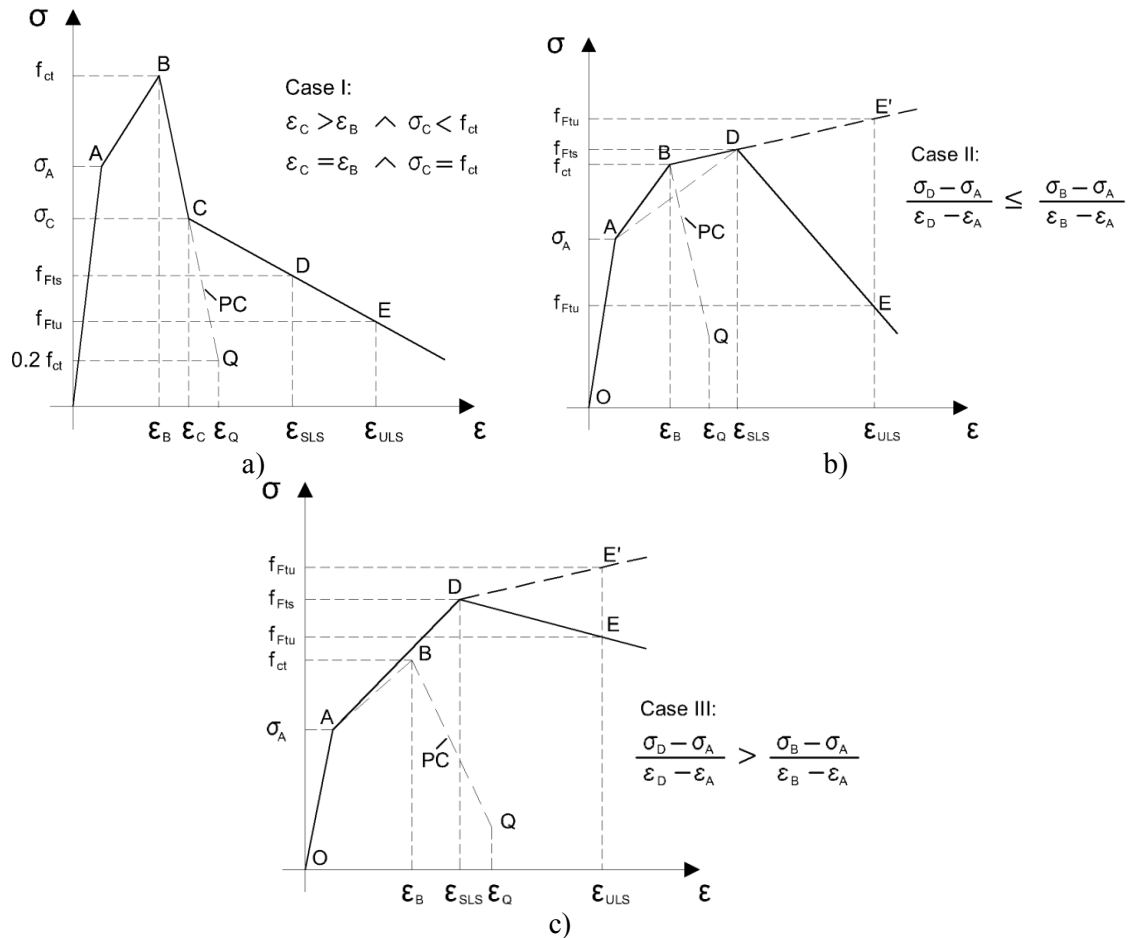


Figura 9 – Diagramas tensão-extensão de ELS para: a) amolecimento; b) e c) amolecimento e endurecimento do comportamento do BRF.

Os valores de cálculo para os parâmetros de resistência pós-fendilhação em ELU podem ser determinados através de:

$$f_{Ftsd} = f_{Ftsk} / \gamma_F \quad (16)$$

$$f_{Ftud} = f_{Ftuk} / \gamma_F \quad (17)$$

em que f_{Xd} e f_{Xk} são os valores de cálculo e característicos do parâmetro f_X , e γ_F é um fator de segurança, cujos valores encontram-se na Tabela 1. Para ELS os fatores parciais de segurança assumem o valor unitário.

Tabela 1 – Fatores de segurança parciais

BRF em	Fatores parciais de segurança
Compressão	Como no betão simples
Tração (limite de linearidade)	Como no betão simples
Tração (resistência residual)	$\gamma_F=1.5$

3.4 Formulação baseada na teoria das linhas de rotura

3.4.1 Introdução

A teoria das linhas de rotura (TLR) tem sido muito utilizada no dimensionamento de lajes de BRFA apoiadas em solo (Barros *et al.* 2005). Recentemente a TLR foi utilizada na previsão da capacidade de carga de lajes fungiformes apoiadas em pilares, reforçadas com relativa elevada percentagem (1.0% a 1.5%) de fibras de aço (Salehian e Barros 2011). A este tipo de lajes atribuiu-se a designação de lajes elevadas de betão reforçadas com fibras de aço (LEBRFA) (Destrée 2004), e incluem uma percentagem mínima de armadura de continuidade, também referida como armadura de colapso antiprogressivo, colocada na face inferior da laje no alinhamento dos pilares, em ambas as direções (Sasani e Sagiroglu 2008). Nesta secção a formulação baseada na TLR para LEBRFA é brevemente descrita, encontrando-se todos os detalhes em Salehian e Barros (2011).

3.4.2 TLR aplicada a lajes elevadas em BACRFA

Para as relativas elevadas percentagens volumétricas de fibras de aço anteriormente indicadas, as LEBRFA podem desenvolver comportamento dúctil com formação de linhas de rotura, pelo que a TLR pode ser aplicada para estabelecer a equação que, a partir da função que depende do momento resistente “pseudo-plástico”, $f(M_p)$, e da geometria da laje, , permite determinar a capacidade de carga da laje:

$$(q_{sur})_{ult} + (q_{lin})_{ult} + (P_{poi})_{ult} = f(M_p) \quad (18)$$

em que a carga uniformemente distribuída por unidade de área, q_{sur} , por unidade de comprimento, q_{lin} , e num ponto, P_{poi} , são os três diferentes carregamentos que geralmente são considerados no dimensionamento deste tipo de estrutura. A carga uniformemente distribuída pode ser obtida a partir da combinação de cargas quase permanentes, tais como o peso próprio da laje, W_G , e a sobrecarga, q'_{ult} :

$$q_{sur} = \lambda_{DL}W_G + \lambda_{LL}q'_{ult} \quad (19)$$

em que λ_{DL} e λ_{LL} são fatores de majoração das ações permanentes e variáveis, respetivamente, cujos valores devem ser obtidos segundo os códigos de projeto em vigor.

As cargas transferidas por paredes (ou elementos similares) para as lajes podem ser consideradas como uma carga distribuída por unidade de comprimento, podendo ser obtida por intermédio da seguinte equação:

$$q_{lin} = \lambda_{LL}(\gamma_w h_w t_w) \quad (20)$$

em que γ_w , h_w e t_w representam, respetivamente, o peso específico do material, a altura e a espessura da parede. O ponto de carga consiste de um peso, W , aplicado numa relativa pequena área da laje. O valor de cálculo da carga pontual pode ser obtido a partir da seguinte equação:

$$P_{poi} = \lambda_{LL}W \quad (21)$$

Como os valores de cálculo das ações são em geral conhecidos, o valor de cálculo do momento plástico resistente é determinado por intermédio da Eq. (18). Nesta secção apresentam-se duas abordagens para determinar M_p . A primeira suporta-se na determinação da resistência residual pós-fissuração do BRFA que garante um momento resistente superior ao solicitante. Neste contexto, uma formulação analítica recentemente desenvolvida por Taheri *et al.* (2011) pode ser adotada, dado que esta conduz à determinação da relação momento-curvatura, $M-\phi$, de uma dada secção.

A segunda abordagem baseia-se na utilização de resultados obtidos em painéis circulares apoiados no seu contorno (Figura 10) e na aplicação da TLR. De facto, conhecida a máxima carga, P_{ult} , obtida nestes ensaios e aplicando a TLR a este sistema estrutural é possível obter M_p a partir de P_{ult} (Salehian e Barros 2011):

$$M_p = \frac{P_{ult}}{2\pi} \quad (22)$$

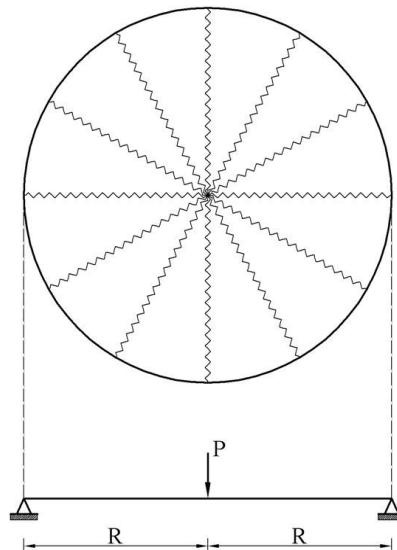


Figura 10: Padrão de linhas de rotura no caso de painel circular apoiado em todo o seu contorno e submetido a carga pontual no seu centro.

No presente trabalho apenas se apresentará a formulação correspondente a carga uniformemente distribuída, $(q_{sur})_{ult}$, e a carga pontual, P_{poi} , em lajes fungiformes apoiadas em pilares, mas a formulação completa pode ser encontrada em Salehian e Barros (2011).

Para determinar a capacidade de carga deste tipo de sistema estrutural recorrendo à TLR, os mecanismos de rotura representados na Figura 11 devem ser considerados. O primeiro

mecanismo (I) inclui a formação de linhas de rotura nas fronteiras do painel de laje (devidas a momentos negativos – trações na face superior) e linhas de rotura no centro do painel (devidas a momentos positivos- trações na face inferior). O segundo mecanismo (II) é local, e deve-se a rotura por punçoamento. No entanto, se a percentagem da armadura de colapso antiprogressivo for relativamente baixa (Sasani e Sagioglu 2008), este tipo de rotura nunca ocorrerá, pois para a geometria das lajes e para os tipos de BRFA a serem utilizados a rotura ocorrerá previamente por flexão (Haraji *et al.* 1995, Choi *et al.* 2007, Cheng and Parra-Montesinos 2010, Moraes-Neto *et al.* 2012). Assim, no presente trabalho apenas será apresentada a formulação para o mecanismo I, encontrando-se a formulação para o mecanismo II em Salehian e Barros (2011).

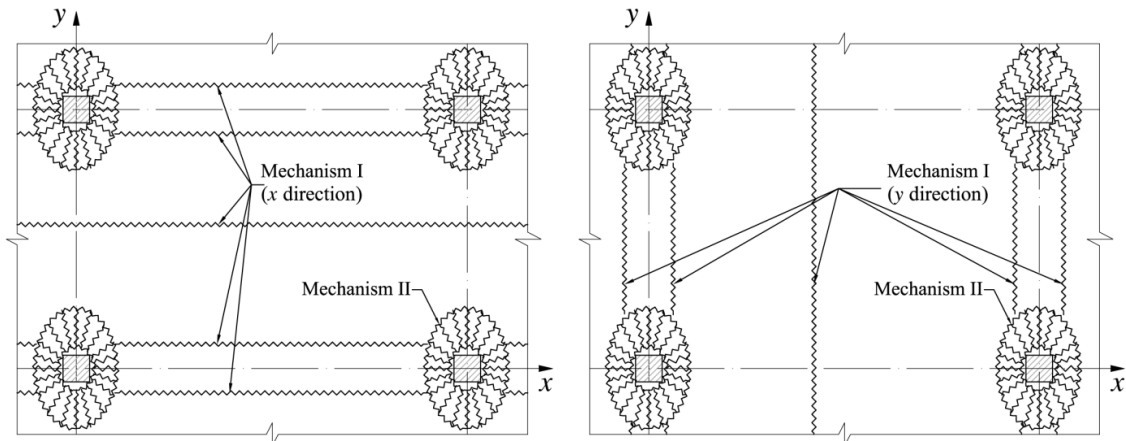


Figura 11 – Padrões de linhas de rotura possíveis de ocorrer em lajes fungiformes de BRFA apoiadas em pilares

Carregamento correspondente a carga uniformemente distribuída, q_{sur}

Para este carregamento, o dimensionamento deste tipo de lajes deve ser efetuado avaliando a capacidade de carga de dois tipos de painel (Figura 12): interior com continuidade nas suas fronteiras; de canto em que dois dos seus bordos são admitidos simplesmente apoiados e os outros dois de continuidade. As equações para o dimensionamento do tipo de painel que se encontra no interior de um bordo da laje podem ser derivadas das equações relativas aos outros dois tipos de painel.

Aplicando a TLR ao painel interior obtêm-se as seguintes equações (Salehian and Barros 2011):

$$M_{Px}^+ = \frac{q_{sur} L_{ry}^2}{8(1 + \phi_h)} \quad (23)$$

$$M_{Px}^- = \phi_h M_{Px}^+ \quad (24)$$

$$M_{Py}^+ = \frac{q_{sur} L_{rx}^2}{8(1 + \phi_h)} \quad (25)$$

$$M_{Py}^- = \phi_h M_{Py}^+ \quad (26)$$

em que L_{rx} e L_{ry} representam a distância entre as linhas de rotura paralelas aos eixos Y e X, respetivamente, que se formam num painel devidas a momentos negativos, tal como representado na Figura 13.

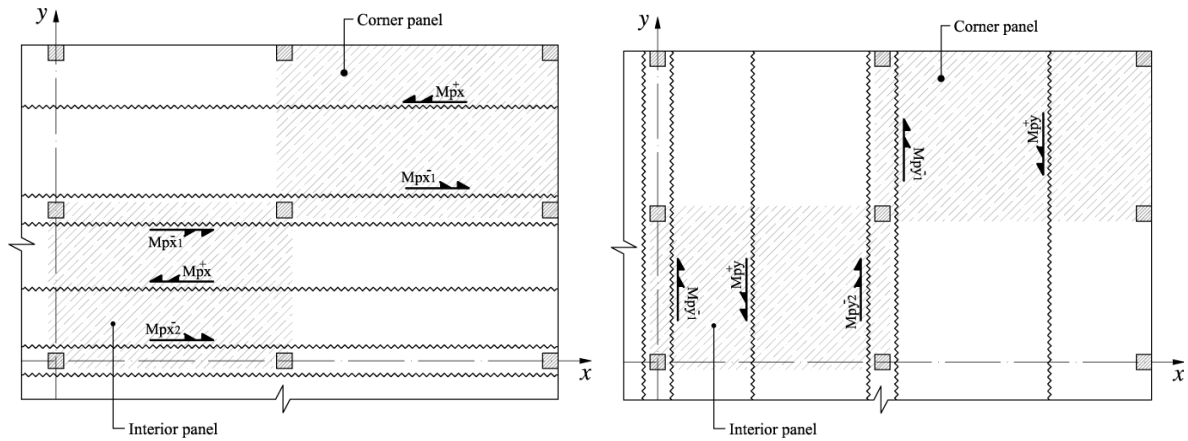


Figura 12 – Padrões de linhas de rotura para os dois tipos de painéis mais representativos do sistema estrutural de laje fungiforme em BARFA apoiada em pilares.

Nas equações (23) e (26) φ_h é a relação entre o momento resistente negativo e positivo da secção da laje, o qual pode ser considerado igual nas direções X e Y. A investigação disponível indica haver uma tendência para um aumento da percentagem de fibras da face superior para a face inferior do elemento estrutural, principalmente quando a betonagem é efetuada com recurso a vibração (Barros e Antunes 2003). No caso do BACRFA, dado não serem adotados meios de vibração na sua aplicação, tem-se observado uma maior uniformidade na distribuição das fibras na secção dos elementos (Barros 2008, Cunha 2010, Oliveira 2010), pelo que φ_h aproxima-se do valor unitário.

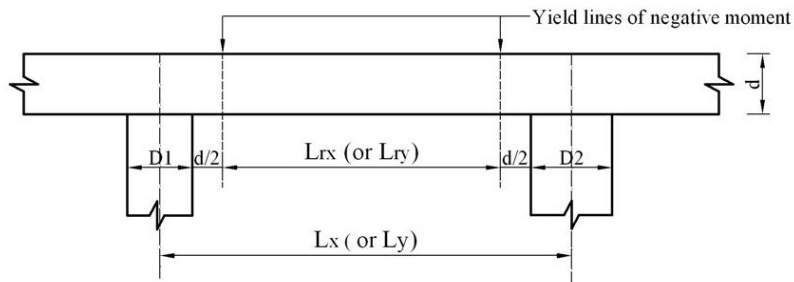


Figura 13 – Localização assumida para as linhas de rotura devidas a momentos negativos.

Aplicando a TLR ao painel de canto da laje obtêm-se as seguintes equações (Salehian e Barros 2011):

$$M_{Px}^+ = \frac{q_{sur} L_{ry}^2}{2(\sqrt{1 + \varphi_h} + 1)^2} \quad (27)$$

$$M_{Px}^- = \varphi_h M_{Px}^+ \quad (28)$$

$$M_{Py}^+ = \frac{q_{sur} L_{rx}^2}{2(\sqrt{1 + \varphi_h} + 1)^2} \quad (29)$$

$$M_{Py}^- = \varphi_h M_{Py}^+ \quad (30)$$

Admitindo-se uma distribuição uniforme de fibras na espessura da laje, $\varphi_h = 1$, as equações (23) a (26) para o painel interior reduzem-se às seguintes:

$$M_{Px}^+ = \frac{q_{sur} L_{ry}^2}{16} \quad (31)$$

$$M_{Px}^- = M_{Px}^+ \quad (32)$$

$$M_{Py}^+ = \frac{q_{sur} L_{rx}^2}{16} \quad (33)$$

$$M_{Py}^- = M_{Py}^+ \quad (34)$$

enquanto para o painel do canto as equações (27) a (30) ficam:

$$M_{Px}^+ = \frac{q_{sur} L_{ry}^2}{2(\sqrt{2} + 1)^2} \quad (35)$$

$$M_{Px}^- = M_{Px}^+ \quad (36)$$

$$M_{Py}^+ = \frac{q_{sur} L_{rx}^2}{2(\sqrt{2} + 1)^2} \quad (37)$$

$$M_{Py}^- = M_{Py}^+ \quad (38)$$

Carregamento correspondente a carga pontual aplicada num painel central, P_{poi}

Na Figura 14 representa-se o padrão de linhas de rotura correspondente a carga distribuída numa área relativamente pequena de diâmetro a . Da aplicação da TLR, a carga total, P_{poi} , relaciona-se com o momento plástico através da seguinte equação:

$$M_p^+ = \frac{P_{poi} \left(1 - \frac{2a}{3R}\right)}{2\pi(1 + \varphi_h)} \quad (39)$$

onde R é o raio da linha de rotura circunferencial devida a momentos negativos, cujo cálculo pode ser estimado a partir de (Figura 14):

$$R = \sqrt{\frac{L_x L_y}{\pi}} \quad (40)$$

Se as recomendações do CEB-FIP Model Code 2010 forem utilizadas para definir a lei constitutiva do BRF com base em valores de cálculo, é possível determinar o valor de cálculo do momento plástico, M_{pd} . Substituindo M_p por M_{pd} na Eq. (18) pode-se obter o valor de cálculo da máxima carga uniformemente distribuída ou pontual:

$$q_{ult} = (q_{sur.})_{ult} = f(M_{pd}) \quad (41a)$$

$$q_{ult} = (P_{poi.})_{ult} = f(M_{pd}) \quad (41b)$$

possível de aplicar à laje.

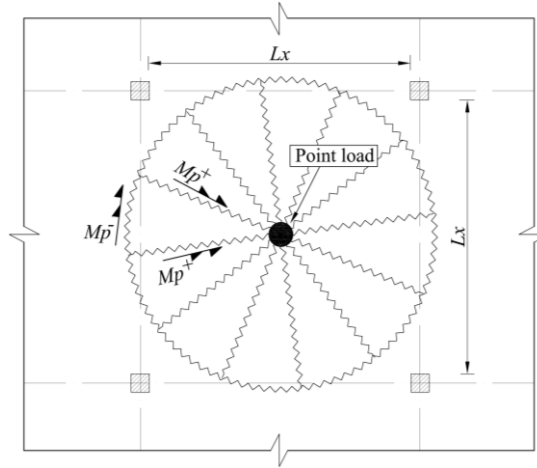


Figure 14 – Padrão de linhas de rotura para carga pontual aplicada no centro de um painel central de laje fungiforme em BARFA apoiada em pilares.

Avaliação da capacidade de carga de LEBRFA recorrendo à resistência residual do BRFA

O momento plástico pode ser determinado recorrendo à formulação desenvolvida por Taheri *et al.* (2011):

$$M_p = M'_u \times M_{cr} = \frac{3\mu\omega}{\mu + \omega} M_{cr} \quad (42)$$

em que (Figura 15)

$$\mu = \frac{\sigma_{cst}}{E\varepsilon_{cr}} = \frac{\sigma_{cst}}{\sigma_{cr}} \quad (43)$$

$$\omega = \frac{\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_{cr}} = \frac{\sigma_{cy}}{E\varepsilon_{cr}} = \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{cr}} \quad (44)$$

e M_{cr} é o momento de fendilhação da secção:

$$M_{cr} = \frac{h^2\sigma_{cr}}{6} \quad (45)$$

sendo h a espessura da LEBRFA.

Substituindo Eq. (42) na Eq. (41) obtém-se a capacidade de carga da laje q_{ult} .

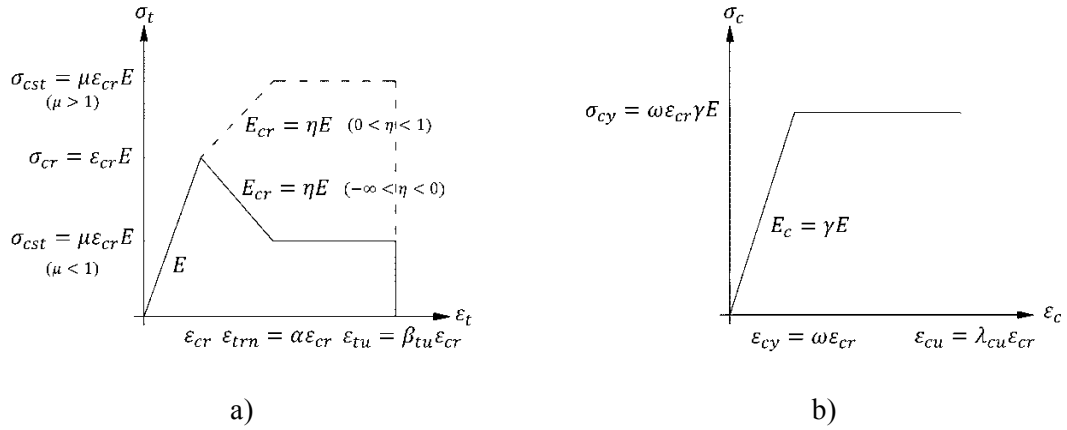


Figura 15 – Leis constitutivas simplificadas para simulação do comportamento do BRFA: (a) em tração, (b) em compressão (Taheri et al. 2011)

Avaliação da capacidade de carga de LEBRFA tendo por base resultados obtidos em ensaios de painéis circulares

A outra metodologia para determinar a capacidade de carga de LEBRFA baseia-se em resultados obtidos em ensaios de placa circular. Substituindo as Eqs. (43) e (44) na Eq. (42) e considerando a Eq. (45) obtém-se a resistência residual de tração, σ_{cst}^{RPT} , que o BRFA deverá desenvolver para que um elemento com espessura d (do painel circular de ensaio) garanta a resistência à flexão necessária, M_p :

$$\sigma_{cst}^{RPT} = \frac{\sigma_{cy} M_p}{0.5 \sigma_{cy} d^2 - M_p} \quad (46)$$

em que σ_{cy} é a resistência à compressão do BRFA. Para o caso de um ponto de carga no centro de uma placa simplesmente apoiada no seu contorno, a Eq. (22) pode ser introduzida na Eq. (46) resultando:

$$\sigma_{cst}^{RPT} = \frac{\sigma_{cy} P_{ult}}{\sigma_{cy} \pi d^2 - P_{ult}} \quad (47)$$

em que P_{ult} é a carga máxima obtida no ensaio do painel circular. A resistência à flexão por unidade de comprimento de LEBRFA de espessura h construída com o mesmo BRFA utilizado nos ensaios de placa é obtida substituindo (47) em (42) e considerando as Eqs. (43) e (44):

$$M_p = \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\sigma_{cst}^{RPT} \cdot \sigma_{cy}}{\sigma_{cst}^{RPT} + \sigma_{cy}} \quad (48)$$

Substituindo Eq. (48) na Eq. (41) e introduzindo um fator de segurança $\phi_p=0.7$ de forma a converter o momento M_p em valor de cálculo, M_{pd} , a capacidade de carga da laje, q_{ult} , pode ser obtida.

3.4.3 Avaliação da capacidade preditiva da TLR

Para avaliar o desempenho da TLR aplicada a LEBRFA os resultados previstos com a formulação são comparados com os determinados em dois ensaios de escala real, um efetuado em Bissen, Luxemburgo (Espion 2004) e outro em Tallinn, Estónia (Mandl 2008). A laje de

BRFA ensaiada em Bissen é composta por três panos de 6 m de vão em ambas as direções X e Y, de 0.2 m de espessura, apoiada em pilares de secção retangular de 0.3 m de lado e altura livre de 2.0 m. A laje de BRFA ensaiada em Tallinn é composta por três panos de 5 m de vão em ambas as direções X e Y, de 0.18 m de espessura, apoiada em pilares de secção retangular de 0.3 m de lado e altura livre de 2.0 m. Em ambas as estruturas foi utilizado um betão de classe de resistência C30/37, reforçado com 100 kg/m^3 de fibras de aço onduladas (TABIX 13/50) de 1.3 mm de diâmetro, 50 mm de comprimento e 850 MPa de resistência. Em ambas as estruturas foram também aplicados 3 varões de aço de 16 mm de diâmetro na face inferior da laje, em ambos os alinhamentos dos pilares, assim como armadura de rotura antiprogressiva. Ambas as lajes foram submetidas a uma carga distribuída numa área quadrada de 0.3m de lado, no centro do painel central. Tendo por base os dados disponíveis nas publicações acerca das propriedades do BRFA, as leis constitutivas deste, representadas na Figura 16, foram estimadas segundo a metodologia proposta pelo CEB-FIP Model Code 2010, as quais foram utilizadas para determinar o momento resistente plástico. Aplicando as Eqs. (39), (40) e (41b) e considerando o momento resistente plástico obtiveram-se os valores indicados na Figura 17, que se aproximam bastante bem da carga de rotura registada nos ensaios experimentais.

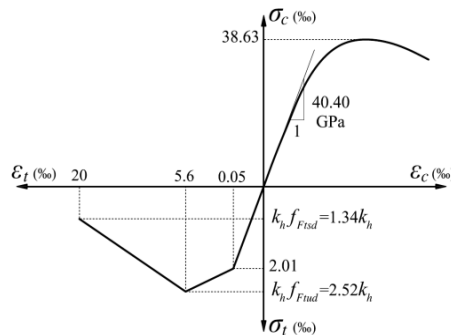


Figura 16 – Lei constitutiva do BRFA adotada na determinação da resistência à flexão das lajes ensaiadas por Espion (2004) e Mandl (2008).

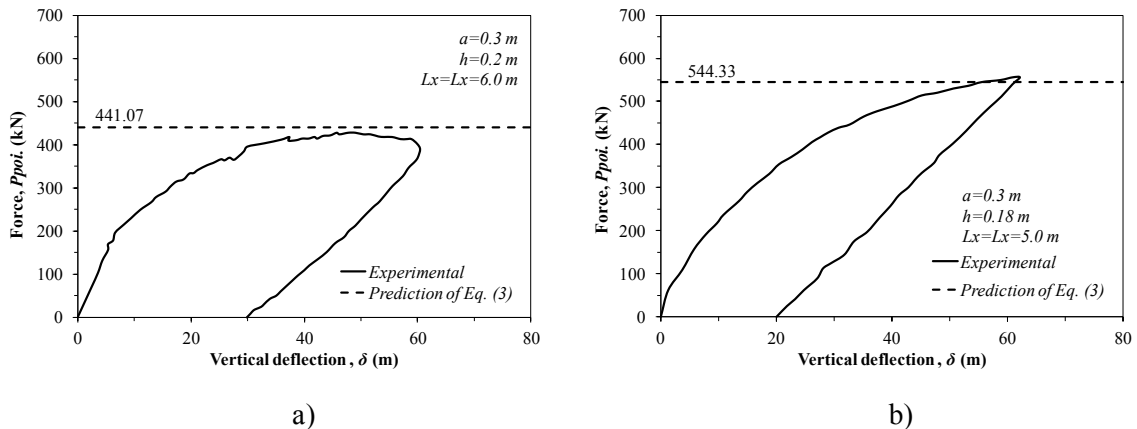


Figura 17 – Relação força-deslocamento em LEBRFA de escala real ensaiadas por: a) Espion (2004), e b) Mandl (2008).

4. APLICAÇÕES

4.1 Introdução

Tirando partido das vantagens do ponto de vista do comportamento estrutural proporcionadas pela redundância de apoios de lajes apoiadas em pilares, e das que derivam da elevada resistência residual pós-fendilhação de betão reforçado com percentagem volumétrica de fibras

de aço entre 1 a 1.5%, tem sido recentemente explorada a utilização de betão reforçado com fibras de aço (BRFA) para a construção deste tipo de estrutura /Destrée 2004). Este tipo de lajes tem sido designado por lajes elevadas em betão reforçado com fibras de aço (E-BRFA), e incluem no alinhamento dos pilares, em ambas as direções da laje, uma dada percentagem de armadura convencional, designada por armadura de anti-colapso progressivo (Sasani e Sagioglu 2008).

Para avaliar o potencial do BACRFA desenvolvido na construção das lajes de edifícios de habitação e comércio, o protótipo de edifício à escala 1/4, cuja geometria se descreve na Figura 18, foi construído e ensaiado. Nesta secção descreve-se o processo de construção, os ensaios realizados até à data e apresentam-se os principais resultados.

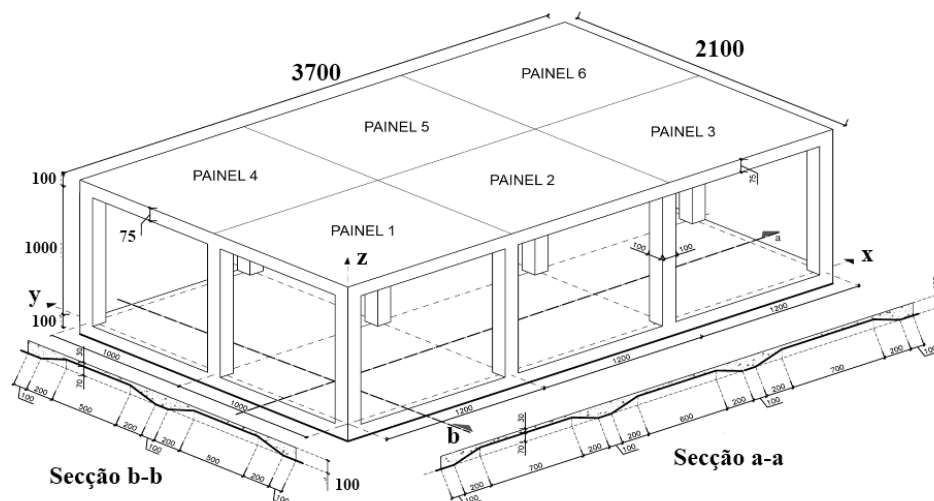


Figura 18 – Geometria do protótipo construído em BACRFA (dimensões em mm).

A laje elevada em BACRFA (E-BACRFA), de comprimento×largura×espessura 3.7×2.1×0.075 m, suporta-se em 12 pilares de secção quadrada com 0.1m de lado. A distância entre pilares na direção X e Y é 1.2 m e 1.0 m, respetivamente. Um conjunto de ensaios com carga distribuídas nos painéis desta estrutura tem vindo a ser executados para avaliar a flecha instantânea e a longo prazo deste tipo de estrutura. Os resultados mais relevantes são apresentados e discutidos no presente trabalho.

4.2 Propriedades do BACRFA desenvolvido

A composição do BACRFA utilizado na construção do protótipo encontra-se indicada na Tabela 2. Este BACRFA foi desenvolvido pela empresa CiviTest e inclui 90 kg/m³ de fibras de aço de extremidades dobradas com comprimento l_f de 37 mm, diâmetro, d_f , de 0.5 mm e esbelteza, l_f/d_f , de 74. De acordo com o fabricante, esta fibra apresenta uma resistência à tração superior a 1100 MPa.

Tabela 2 – Composição (por m³) de BACRFA aplicado no protótipo

Cimento	Água	Super plastificante	Filer calcário	Cinzas Volantes	Areia fina de rio	Areia grossa de rio	Agregados gráudos [d _{max} - 12mm]	Fibras
[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
408	150	6.26	395	73	263	658	446	90

A envolvente e a curva média F-CMOD registada nos 6 provetes ensaiados encontram-se na Figura 19b, enquanto os valores médios de f_{Rj} estão apresentados na Tabela 3. Dado que foi necessário efetuar três amassaduras na construção do protótipo, foram preparados 6 provetes, dois por cada amassadura, o que pode ter contribuído para a elevada dispersão de resultados.

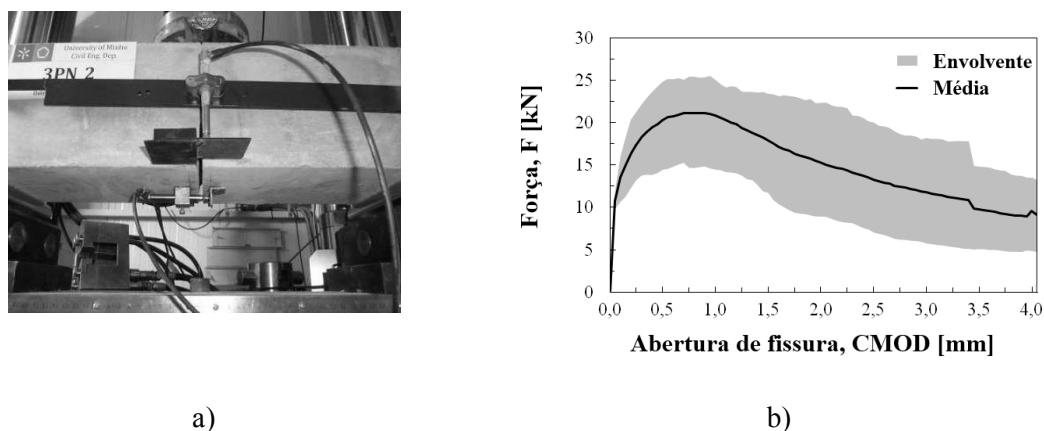


Figura 19 – Ensaios sob três pontos de carga: a) Configuração do ensaio; b) Relações força-abertura de fenda.

Tabela 3 – Parâmetros de resistência residual do BACRFA desenvolvido.

Abertura de fissura (mm)	Valor médio da resistência residual (MPa)
$CMOD_1 = 0.5$	$f_{R1m} = 11.99 (2.2)^*$
$CMOD_2 = 1.5$	$f_{R2m} = 10.34 (2.9)$
$CMOD_3 = 2.5$	$f_{R3m} = 7.28 (3.0)$
$CMOD_4 = 3.5$	$f_{R4m} = 5.52 (2.3)$

* () Desvio padrão

4.3 Construção do protótipo

Dez dias antes da betonagem da laje térrea, foi aplicada sobre o solo uma camada de 0.15m de betão simples de baixa resistência de forma a regularizar as condições de apoio da laje térrea de BACRFA e garantir a geometria pretendida para esta laje (ver Figura 18). De facto, a geometria desta laje foi otimizada executando simulações não linear material com interação solo estrutura. Assim, no alinhamento dos pilares existe uma grelha com uma espessura constante de 0.1m na largura dos pilares, havendo depois uma zona de variação linear de espessura de 0.1m a 0.03m, que se mantém constante na parte central da laje. Esta variação suave de espessura da laje promove a formação de padrão difuso de fendas nos painéis da laje, evitando a localização de macro fendas na transição entre a grelha e os painéis de laje, caso se optasse por uma variação brusca de espessura entre estes dois tipos de elementos. Na segunda fase do processo construtivo foram betonados os pilares com BACRFA, os quais dispunham de 4 varões de aço de 6 mm de diâmetro, sem qualquer armadura convencional de resistência ao corte e/ou confinamento do betão. Devido ao relativo elevado comprimento das fibras (35mm) face ao

pequeno comprimento do lado da secção quadrada dos pilares ($0.1 \times 0.1 \text{ m}^2$), e face à reduzida espessura de recobrimento das armaduras dos pilares (cerca de 10mm), foi necessário proceder à aplicação do BACRFA nos pilares sob vibração. Finalmente foi betonada a laje elevada em BACRFA de 0.075m de espessura, a qual não levou qualquer tipo de armadura convencional.

A simulação numérica do comportamento deste protótipo foi efetuada por intermédio do software de elementos finitos, FEMIX V4.0, encontrando-se a malha de elementos finitos representada na Figura 20. Para tal, a laje E-BACRFA foi discretizada em elementos de 8 nós de casca de Reissner-Mindlin, tendo sido utilizado um esquema de integração de Gauss-Legendre (G-L) de 2×2 pontos. Por sua vez os pilares e a laje apoiada em solo foram simulados por elementos de volume de 20 nós com integração G-L de $2 \times 2 \times 2$ pontos. Para assegurar continuidade na ligação entre os pilares e a laje elevada foram utilizados elementos de barra 3D de Timoshenko com 1×3 pontos de integração. Uma rigidez de flexão relativamente elevada foi atribuída a estes elementos de barra de forma a assegurar a continuidade entre pilares e laje.

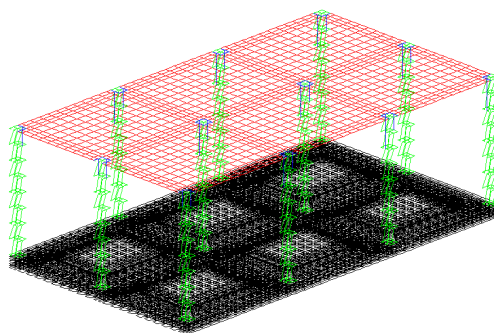


Figura 20 – Malha de elementos finitos adotada nas simulações numéricas

4.3 Programa de ensaios

Numa primeira fase, o painel de canto representado na Figura 18 foi solicitado por carga uniformemente distribuída crescente. Esta carga foi materializada por paletes de sacos de cimento, garantindo cada palete uma carga de aproximadamente 6 kN/m^2 (Figura 22). Duas camadas de barrotes de madeira, com orientações ortogonais nas duas camadas, foram aplicadas diretamente sobre a laje de forma a materializar, o mais possível, condições de carga uniformemente distribuída (Figura 22). Os deslocamentos instantâneos foram registados por intermédios de transdutores eletrónicos de deslocamento (LVDTs), enquanto os deslocamentos a longo prazo (devidos a fluência do betão) foram determinados por recurso a comparadores mecânicos. Ambos os tipos de sensores ficaram apoiados em estrutura concebida para registar apenas a deformação da laje (Figura 21). Numa primeira fase esta estrutura era constituída por perfis de aço, tendo sido mais tarde substituída por perfis de compósito em fibra de vidro, de forma a minimizar o registo de flecha pelos LVDTs em consequência da deformação desta estrutura devido a variações de temperatura. As leituras de deslocamentos ao longo do tempo foram complementadas com o registo da temperatura e humidade junto ao sensor de deslocamento.

Na Figura 22 representa-se os diversos patamares de carga/descarga executados. Um dado patamar de carga/descarga apenas era executado após as condições de estabilização de deformação indicadas na MOPU (1988) terem sido alcançadas no patamar de carga anterior.



Figura 21 – Estrutura de suporte dos transdutores de deslocamentos





		Carregamento1/2	Carregamento3/4	Carregamento5/6	Carregamento7
		Carregamento	Descarga/Recarga	Descarga/Recarga	Descarga/Recarga
Construção (3-6 de Dezembro de 2011)	Caracterização dos materiais (6-12 de Junho de 2012)				
		2paletes 12kN/m ²	4paletes 24kN/m ²	5paletes 30kN/m ²	6.5paletes 39.4kN/m ²
		9 de Maio de 2012 – 8dias	17 de Maio de 2012 – 12dias	29 de Maio de 2012 – 16dias	15 de Junho de 2012

Figura 22 – Fases de carregamento

Na Figura 23 representa-se a evolução da flecha a meio do painel durante a carga e descarga, bem como a previsão segundo o modelo numérico adotado. A resposta foi aproximadamente linear, quer em carga como em descarga, até ao nível máximo de carga possível de aplicar, o qual foi 39.4 kN/m² (a altura máxima dos garfos do empilhador não permitiu aplicar mais carga). Cada ponto neste gráfico corresponde a configuração estabilizada de deformação. A título de exemplo, na Figura 24 representa-se a evolução da flecha, da temperatura e da humidade relativa junto ao transdutor de deslocamento quando o painel se encontrava carregado com aproximadamente 30 kN/m². Constata-se que ao final de cerca de 420 horas a flecha encontrava-se estabilizada. Verifica-se ainda os ciclos de flutuação da flecha com a variação da temperatura e da humidade, constatando-se que a flecha diminui com o aumento da temperatura e com a diminuição da humidade. Até à máxima carga não foi registada à vista desarmada qualquer fenda na laje de BACRFA, tendo-se registado uma flecha máxima de 0.79 mm, que é bastante inferior à flecha para estados limites de utilização ($L/250 = 1200\text{mm}/250 = 4.8 \text{ mm}$).

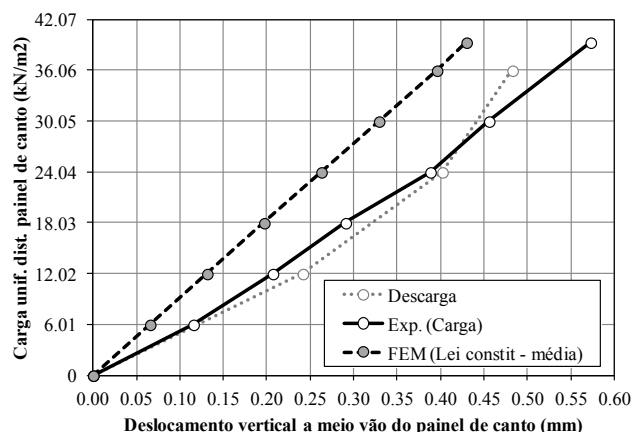


Figura 23 – Resposta carga uniformemente distribuída versus flecha para carregamento no painel de canto da laje.

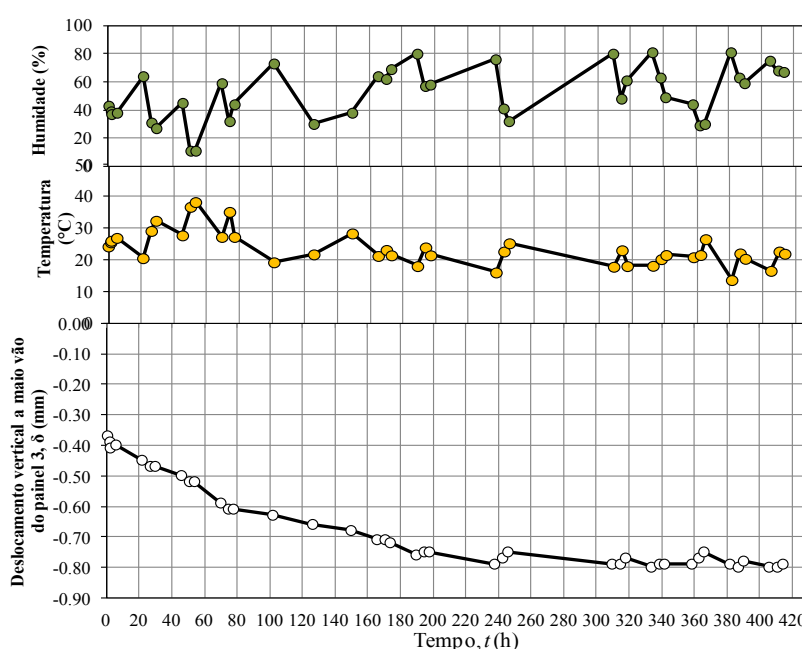


Figura 24 – Evolução da flecha, temperatura e humidade para carregamento do painel de canto com 30 kN/m^2 .

5. CONCLUSÕES

No presente trabalho foi efetuada uma breve descrição da metodologia de desenvolvimento de betão auto-compactável reforçado com fibras de aço (BACRFA). É discutida a aplicabilidade dos ensaios de avaliação das propriedades do betão auto-compactável (BAC) não curado a BACRFA. As recomendações para caracterizar experimentalmente o comportamento pós-fendilhação de betão reforçado com fibras de aço (BRFA) são descritas. Foi desenvolvido um BACRFA com propriedades apropriadas para a construção de edifícios de habitação e comércio. As propriedades relevantes deste BACRFA foram determinadas experimentalmente seguindo as recomendações do Model Code 2010. Este BACRFA foi utilizado na construção de um protótipo à escala $\frac{1}{4}$ de um edifício de habitação e/ou comércio, e o seu comportamento foi avaliado para carregamentos distribuídos em painéis de canto e do interior do protótipo, tendo-se monitorizado quer as flechas instantâneas como as de longo prazo. Até um nível de carga de aproximadamente 40 kN/m^2 não foi registada, à vista desarmada, qualquer fissura estrutural na

laje do protótipo. Está em curso a preparação de ensaio de carga pontual de forma a avaliar a máxima capacidade da laje quando submetida a carga distribuída numa relativa pequena área.

6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho resulta da investigação no âmbito do programa SlabSys-HFRC, PTDC/ECM/120394/2010, financiado pela FCT. Os autores expressam o seu agradecimento às empresas: CASAIS pela execução do protótipo; CiviTest pela conceção e execução do BACRFA; Maccaferri e RADMIXTM pelas fibras aplicadas, e Secil e Sika pelo fornecimento do cimento e superplastificante, respetivamente.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI Committee 544, State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete, American Concrete Institute, USA, 1996.

Alves, N.M., “Investigação numérica e experimental sobre betão auto-compactável reforçado com fibras de aço para fundações de moradias unifamiliares”, Master Thesis, University of Minho, January 2011.

Azevedo, A.F.M.; Barros, J.A.O., “Análise comparativa de métodos directos e iterativos na resolução de grandes sistemas de equações lineares”, 2^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, Lisboa, Tema A, p. A91-A102, Novembro 1990.

Barros, J.A.O., di Prisco, M., “Assessing the possibilities of fibre reinforced concrete for underground prefabricated structures”, Technical report 09-DEC/E-12, Dep. Civil Eng., School Eng. University of Minho, October 2009.

Barros, J.A.O., “Steel fiber reinforced self-compacting concrete – from the material characterization to the structural analysis”, HAC2008, 1st Spanish Congress on Self-Compacting Concrete, Valencia, Spain, 31-58, 18-19 February, 2008. (Invited Keynote Lecturer)

Barros, J.A.O., Pereira, E.N.B., Gouveia, A.V., Azevedo, A.F.M., “Numerical simulation of thin steel fiber self-compacting concrete structures”, ACI SP-248 Deflection and stiffness Issues in FRC Thin Structural Elements, Edited by Peter Bischoff and Faris Malhas, paper SP-248-1, 1-16, 2007.

Barros, J.A.O., Cunha, V.M.C.F., Ribeiro, A.F., Antunes, J.A.B., “Post-Cracking Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete”, RILEM Materials and Structures Journal, 38(275), 47-56, 2005.

Barros, J.A.O.; Gouveia, A.V.; Sena-Cruz, J.M.; Azevedo, A.F.M.; Antunes, J.A.B., “Design methods for steel fiber reinforced concrete industrial floors”, Third International Conference Construction Materials: Performance, Innovations and Structural Implications, Vancouver, CD, 22-24 August 2005.

Barros, J.A.O.; Antunes, J.A.B., "Experimental characterization of the flexural behaviour of steel fibre reinforced concrete according to RILEM TC 162-TDF recommendations", RILEM TC 162 TDF Workshop, p. 77-89, 20-21 March 2003.

Basto, C.A.A.; Barros, J.A.O., “Numeric simulation of sections submitted to bending”, Technical report 08-DEC/E-46, Dep. Civil Eng., School Eng. University of Minho, pp. 73, August 2008.

Cheng, M-Y.; Parra-Montesinos, G.J., "Evaluation of steel fiber reinforcement for punching shear resistance in slab-column connections – Part I: Monotonically increased load", *ACI Structural Journal*, 107(1), 101-109, Jan/Feb 2010.

Choi, K-K.; Taha, M.M.R.; Park, H-G.; Maji, A.K., "Punching shear strength of interior concrete slab-column connections reinforced with steel fibers", *Cement & Concrete Composites*, 29, 409-420, 2007.

Cunha, V.M.C.F., "Steel fibre reinforced self-compacting concrete: from micro-mechanics to composite behaviour", PhD Thesis, University of Minho, May 2010.

Cunha, V.M.C.F.; Barros, J.A.O.; Sena-Cruz, J.M., "Pullout behaviour of steel fibres in self-compacting concrete", *ASCE Materials in Civil Engineering Journal*, 22(1), January 2010.

De Schutter, G., "Guidelines for testing fresh self-compacting concrete", European Research Project: Measurement of properties of fresh self-compacting concrete, TESTING-SCC, September 2005.

Destrée, X., "Structural application of steel fibers as only reinforcing in free suspended elevated slabs: conditions – Design examples", Sixth RILEM Symposium on fiber reinforced concrete Varenna/Italy, Vol. 2, pp. 1073-1082, September, 2004.

EFNARC. Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete. ISBN 0 9539733 4 4, 32 pp, 2002.

Espion, B., "Test report n°33396", University of Brussels, Belgium, (2004).

Ferrara, L.; Park, Y.-D.; Shah, S.P., "A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete", *Cement and Concrete Research Journal*, 37, 957-971, 2007.

Haraji, M.H.; Maalouf D.; Khatib, H., "Effect of fibers on the punching shear strength of slab-column connections", *Cement & Concrete Composites*, 17(2), 161-170, 1995.

J.A.O. BARROS, H. SALEHIAN, N.M.M.A. PIRES, AND D.M.F. GONÇALVES, Design and testing elevated steel fibre reinforced self-compacting concrete slabs. 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: challenges and opportunities, Eds: Joaquim Barros et al., 19-21 September (2012).

Li, V.C., "On engineered cementitious composites (ECC) - A Review of the Material and Its Applications", *J Adv Conc Tech* 1(3): 215-230, 2003.

Liao, W.-C.; Chao, S.-H.; Park, S.-Y.; Naaman, A.E., "Self-consolidating highperformance fiber reinforced concrete: SCHPFRC", Fifth International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC5), Edited by H.W. Reinhardt and A.E. Naaman, 2007.

Mandl, J., "Flat slabs made of steel fibre reinforced concrete (SFRC)", *CPI worldwide*, 1, 2008.

Model Code 2010, Final draft, CEB-FIP, (2011).

Moraes-Neto, B.N.; Barros, J.A.O.; Melo, G., "The predictive performance of design models for the punching resistance of SFRSC slabs in inner column loading conditions" em apreciação para eventual publicação no BEFIB 2012, 2012.

Naaman, A.E.; Will, K., "Some Correlation Between High Packing Density, Ultra-High Performance, Flow Ability, and Fiber Reinforcement of a Concrete Matrix", In the proceeding of BAC2010 – 2nd Iberian Congress on Self Compacting Concrete University of Minho, Edited by Barros et al., Guimarães, Portugal, July 1,2 2010.

Naaman, A. E. & Reinhard, H. W., "Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response", Proceedings 3rd international Conference on Construction materials: Performance, Innovations and Structural Implications (ConMat'05) and Mindess Symposium, p. 458, Eds: N. Banthia, A. B., T. Uomoto & Shah, S., University of British Columbia, Vancouver, Canada, 2005.

Oliveira, F.L., "Design-oriented constitutive model for steel fiber reinforced concrete", PhD Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain, 2010.

Pereira, E.B.; Barros, J.A.O., Camões, A.F.F.L., "Steel fiber reinforced self-compacting concrete – experimental research and numerical simulation", ASCE Structural Engineering Journal, 134(8), 1310-1321, August 2008.

Pereira, E.N.B., "Steel Fibre Reinforced Self-compacting Concrete: from material to mechanical behaviour", dissertation for Pedagogical and Scientific Aptitude Proofs, Department Civil Engineering, University of Minho, 188 pp, 2006. <<http://www.civil.uminho.pt/composites>>

prEN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings, April 2002.

Salehian, H.; Barros, J.A.O., "Design of elevated steel fibre reinforced self-compacting concrete slabs", Technical Report 11-DEC/E-30, Department of Civil Engineering, School of Engineering, University of Minho, Guimarães, Portugal, July 2011.

Sasani, M.; Sagioglu, S., "Progressive collapse of reinforced concrete structures: a multihazard perspective", ACI Structural Journal, 105(1), 96-105, January-February 2008.

Stähli, P., "Ultra-fluid, oriented hybrid-fibre-concrete", PhD Thesis, ETH, Zürich, Switzerland, 2008

Taheri, M.; Barros, J.A.O.; Salehian, H.R., "A parametric study on the use of strain softening/hardening FRC for RC elements failing in bending", ASCE Materials in Civil Engineering Journal, 2012. (in press)

Tan, K-H., Paramasivam, P., Tan, K-C., "Cracking characteristics of reinforced steel fibre concrete beams under short- and long-term loading", Advanced Cement Based Materials, 2, 127-137, 1995.

Vandewalle, L. et al., "Test and design methods for steel fiber reinforced concrete. Recommendations for bending test", Materials and Structures, 33(225), 3-5, Jan.-Feb. 2000a.

Vandewalle, L. et al., "Test and design methods for steel fiber reinforced concrete. Recommendations for σ - ϵ design method", Materials and Structures, 33(226), 75-81, Mar-Apr. 2000b.

Vandewalle, L. et al., "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - Final Recommendation", Materials and Structures, 35(253), 579-582, Nov. 2002.

Vandewalle, L. et al., "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – σ - ϵ design method - Final Recommendation", Materials and Structures, 36(262), 560-567, Oct. 2003.

Ventura-Gouveia, A., "Constitutive models for the material nonlinear analysis of concrete structures including time dependent effects", PhD Thesis, University of Minho, 2011

Ventura-Gouveia, A., Barros, J.A.O., Azevedo, A.F.M., "Crack constitutive model for the prediction of punching failure modes of fiber reinforced concrete laminar structures", Computers & Concrete, 8(6), 735-755, 2011.

Ventura-Gouveia, A.; Barros, J.A.O.; Azevedo, A.F.M., Sena-Cruz, J.M., “Multifixed smeared 3D crack model to simulate the behavior of fiber reinforced concrete structures”, Challenges for Civil Construction International Conference (CCC2008), Porto, Portugal, 16-18 April 2008.

Wuest, J., “Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans des éléments composites”, PhD thesis, Thesis n. 3987, EPFL, 2007.