

Moradias de custo controlado em betão auto-compactável reforçado com fibras

Joaquim Barros¹

João Dias²

Delfina Gonçalves³

Lúcio Lourenço⁴

Jorge Chaves⁵

RESUMO

No presente trabalho é desenvolvido um betão auto-compactável reforçado com fibras (BACRF) para a construção de habitações de custo controlado. As principais propriedades são apresentadas e utilizadas na análise e dimensionamento do modelo estrutural proposto.

PALAVRAS-CHAVE

BACRFA, Compressão, Flexão, MEF, Análise não-linear.

¹ Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, 4800-058 Guimarães, Portugal. barros@civil.uminho.pt

² Civitest, pesquisa de novos materiais para a engenharia civil. joaodias@civitest.pt

³ Civitest, pesquisa de novos materiais para a engenharia civil. finagoncalves@civitest.pt

⁴ Civitest, pesquisa de novos materiais para a engenharia civil. luciolourenço@civitest.pt

⁵ Soares da Costa, Grupo SGPS. jorge.chaves@soaresdacosta.pt

1. INTRODUÇÃO

Em vários Países subdesenvolvidos a precariedade das condições habitacionais contribuem para a imigração clandestina de cidadãos que almejam melhor qualidade de vida para si e para os seus, originando desequilíbrios sócio-culturais que deterioram a estabilidade e boa convivência entre povos. Por outro lado, nos países “*mais desenvolvidos*”, a tecnologia disponível nos dias de hoje é suficientemente avançada, podendo, e devendo, ser colocada ao serviço do aumento da qualidade de vida onde esta é inexistente ou precária. O desenvolvimento de habitações condignas, de custo controlado, pode contribuir para a melhoria da qualidade de vida das populações. A escassez deste tipo de habitação é enorme, pelo que urge utilizar materiais e tecnologias de construção e de cálculo que permitam a sua construção com custos controlados em zonas onde a sua existência seja motivo para fixar populações nas suas terras de origem e para o desenvolvimento sustentado de regiões.

No presente trabalho é estudada uma moradia onde será empregue uma tecnologia que permite a sua construção num período de tempo médio de dois dias, utilizando betão auto-compactável reforçado com fibras (BACRF), [1]. A percentagem de armadura convencional é muito reduzida, estando a armadura disposta em locais onde é estritamente necessária. Para explorar em plenitude o conceito construtivo desenvolvido, a estrutura foi dimensionada com modelos de cálculo que tiram partido das ligações entre os seus elementos estruturais e da interação solo-estrutura [2]. Em simultâneo, foi desenvolvido, em laboratório, um BACRF de custo controlado e de propriedades necessárias para este tipo de aplicação.

2. CONCEPÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO BACRFA

2.1 – Concepção

Os materiais utilizados no BACRFA foram: cimento CEM II 32,5N, cinzas volantes, dois tipos de brita, meia-areia, areia fina, Super-plastificante (SP) de terceira geração baseado em policarboxilatos (Sika ViscoCrete ® 3002 HE), água e fibras de aço Dramix RC – 65/35-BN.

A primeira fase de concepção do BACRFA consistiu na afinação da composição do esqueleto sólido. Para tal efectuaram-se várias misturas com diferentes percentagens relativas dos vários inertes, assumindo-se que a mistura mais pesada corresponde à mistura mais compacta, considerada a mistura óptima. Inicialmente, misturou-se a brita1 (máxima dimensão de 19 mm) com a brita2 (máxima dimensão de 12 mm), e depois de ter sido encontrada a relação óptima entre estes dois inertes foi adicionada a meia-areia, mantendo constante a relação entre os dois primeiros. Após a mistura dos 3 agregados foi adicionada uma quantidade de fibras equivalente a 30 kg por m³ de betão. Finalmente foi adicionada areia fina de modo a a preencher os vazios do esqueleto formado pela brita1, brita2, meia-areia e fibras.

A composição final tem uma percentagem de pasta (cimento mais cinzas volantes), em volume, de 18% e uma relação água/ligante de 0,3.

Aquando da betonagem foi realizado o ensaio de slump-flow [3] tendo-se obtido um diâmetro final de 60 cm.

2.2 Caracterização do comportamento do BACRFA

1.2.1 Compressão

Os ensaios de compressão directa foram realizados num equipamento servo-controlado com capacidade máxima de carga de 3000 kN. Os ensaios foram efectuados por controlo de deslocamentos do transdutor interno do actuador, à velocidade de 5 $\mu\text{m/s}$. Em torno do provete foram colocados três transdutores, efectuando entre si um ângulo de 120°, registando-se os deslocamentos entre os pratos de carga do equipamento. Esta disposição evita que a deformação do equipamento de ensaio seja adicionada aos valores lidos pelos LVDT's. Com base nos valores registados pelos transdutores em cada leitura, determinou-se o correspondente deslocamento no eixo do provete, a partir do qual se obteve a extensão de compressão, em resultado da divisão este deslocamento pela altura inicial do provete. A relação tensão-extensão de compressão, $\sigma_c - \epsilon_c$, para cada idade está representada na Fig. 1. Para os 28 dias a curva é a média dos ensaios efectuados com 2 provetes, enquanto nos restantes casos a curva é o resultado de um ensaio. Aos três dias o módulo de elasticidade do BACRFA foi de 30.5 GPa.

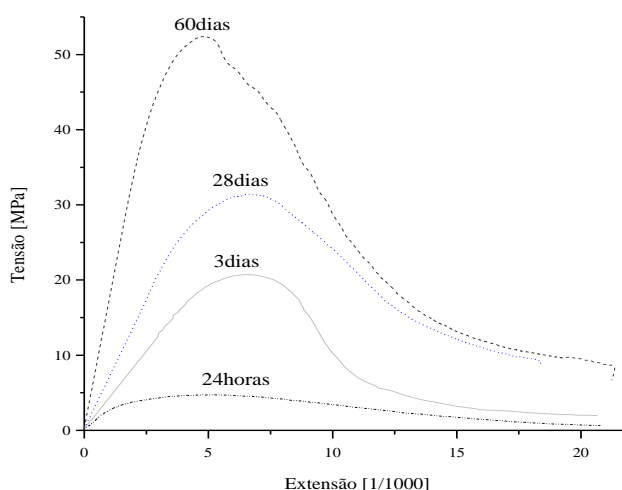


Figura 1. Relação tensão-extensão à compressão para várias idades do BACRFA.

1.2.2 Flexão

Nos ensaios de flexão foram seguidas as recomendações do RILEM TC 162-TDF [4], nomeadamente no que se refere aos procedimentos de cura do betão, ao posicionamento e às dimensões do entalhe no provete, ao carregamento e condições de apoio, às características do equipamento, aos dispositivos de medida e aos procedimentos do ensaio. O método de betonagem dos provetes proposto pelo RILEM TC 162-TDF foi adaptado, uma vez que não foi usada qualquer compactação externa.

Relativamente aos provetes, o RILEM TC 162-TDF preconiza o uso de prismas com um comprimento de 600 mm e uma secção de 150×150 mm. A meio vão do provete, efectua-se um entalhe com 3 a 5 mm de largura e 25±1 mm de profundidade para que a fendilhação progrida pela secção entalhada.

O ensaio foi controlado pelo transdutor vertical, tendo-se medido, para além do deslocamento vertical, a abertura da fenda, na parte superior do entalhe (ver Figura 2b).

A figura 2 representa a média da relação força/flecha de 2 provetes ensaiados aos 28 dias, podendo ainda verificar-se a abertura de fenda ao longo do ensaio tem um desenvolvimento aproximadamente linear. A abertura de fenda correspondente à flecha para a carga máxima F_L (δ_L), à flecha correspondente a $f_{eq,2}$ ($\delta_2 = \delta_L + 0.65\text{mm}$) e à flecha correspondente a $f_{eq,3}$ ($\delta_3 = \delta_L + 2.65\text{mm}$) foi de 0,037 mm, 0,65 mm e 2,79 mm, respectivamente.

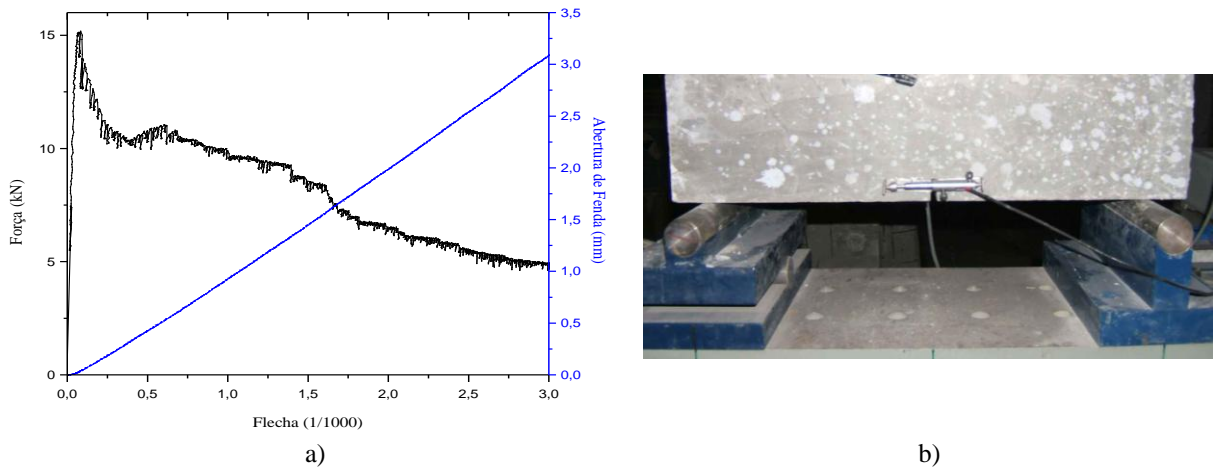


Figura 2. Relação força-flecha e abertura de fenda-flecha dos ensaios de flexão.

Utilizando as recomendações de [4], os valores médios obtidos para as tensões equivalentes usadas na simulação de comportamento do material à tracção, nas verificações aos estados limites de utilização ($f_{eq,2}$) e últimos ($f_{eq,3}$), respectivamente, foram respectivamente 3,46 MPa e 2,87 MPa.

3. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

3.1 Geometria

A moradia em estudo é um edifício de pequena dimensão, constituída por um único piso e uma cobertura simples de duas águas. Na figura 3 apresentam-se as dimensões de todos os elementos estruturais: paredes interiores e exteriores e laje de fundação. Todos estes elementos serão realizados em BACRFA.

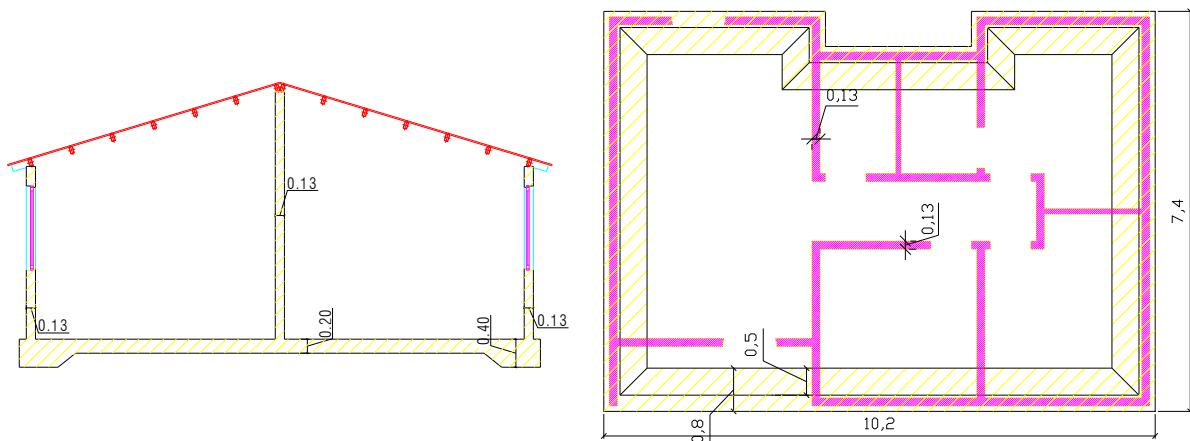


Figura 3. Dados geométricos (corte transversal e planta) (m).

Devido a condicionantes impostas por outras especialidades do projecto, a espessura das paredes não deve ser inferior a 13 cm, pelo que foi esta a espessura adoptada.

3.2 Modelo Numérico

Com o objectivo de avaliar a sustentabilidade estrutural da moradia em causa, procedeu-se à modelação numérica da habitação, utilizando para tal o programa de cálculo FEMIX V4.0 baseado no método dos elementos finitos. A estrutura foi discretizada em 7275 elementos de casca plana, “Mindlin-Reissner” [5], sendo a malha de elementos finitos adoptada a apresentada na figura 4.

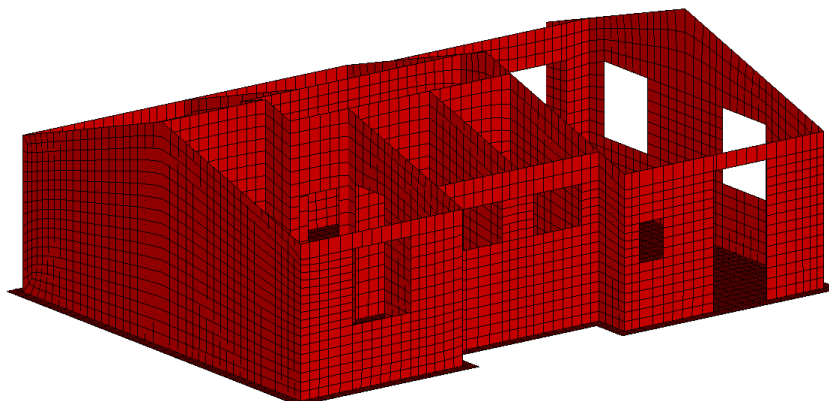


Figura 4. Malha de elementos finitos adoptada.

Pelo facto de serem desconhecidas as características do solo onde a moradia será edificada, considerou-se que a distribuição de rigidez do mesmo seria a apresentada na figura 5, visto ter sido o caso que, em pré-análise, conduziu à situação mais desfavorável. Numericamente, o solo foi simulado como um meio que oferece rigidez por unidade de área no contacto com a laje de fundação, “*surface springs*”, tendo-se admitido ter comportamento linear e elástico e funcionando apenas à compressão.

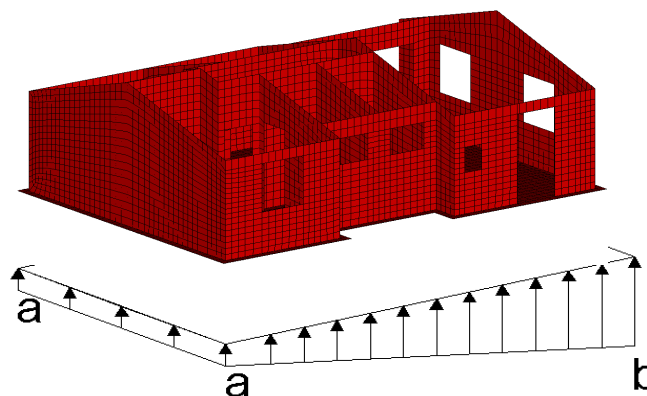


Figura 5. Distribuição de rigidez assumida.

Tendo como referência o diagrama da figura 5, definiram-se três tipos de distribuição de rigidez, tentando deste modo reproduzir o comportamento de solos com módulo de reacção (K_s) que seja representativo das possíveis situações que se encontrarão nos locais de edificação. Os valores de rigidez considerados para as distribuições assumidas são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1. Distribuições de rigidez (K_s) consideradas (kN / m^3).

	a)	b)
Distribuição1	5000	10000
Distribuição2	10000	20000
Distribuição3	20000	40000

3.3 Solicitações consideradas

3.3.1 Acções

Para quantificar as acções a considerar na avaliação do comportamento estrutural da moradia, foram consultadas normas e regulamentação vigente, tendo-se optado pela informação julgada mais apropriada. No Quadro 2 são apresentadas as acções consideradas no estudo.

Acções	
Peso próprio	$24kN / m^3$
Sobrecarga	$1.5kN / m^2$
Acção do Vento	RSA [6]

Para efeitos da quantificação da acção do vento, admitiu-se que o edifício localizar-se-á na zona B e em terrenos de rugosidade aerodinâmica do tipo II, dado ser a situação mais desfavorável presente no RSA, pelo que o valor característico da pressão dinâmica do vento é $w_k = 1.08kN / m^2$.

Para a geometria do edifício em estudo apresentam-se, na figura 6, os coeficientes de pressão exterior utilizados.

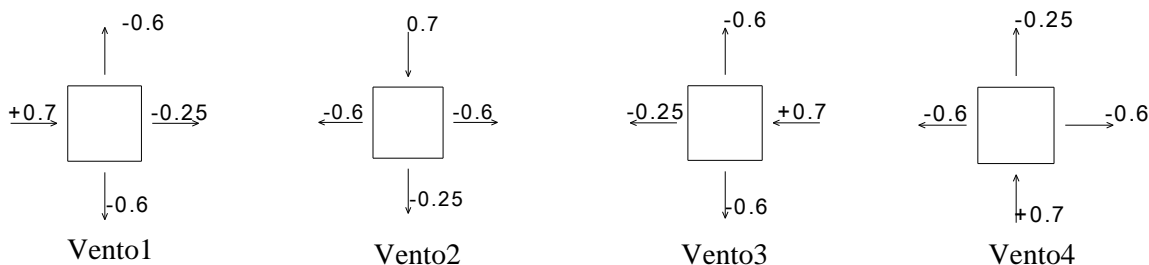


Figura 6. Coeficientes de pressão exterior utilizados.

3.3.2 Combinações

Os casos de carga definidos para a análise estrutural efectuada encontram-se no Quadro 3.

	COMB1: pp+sob+vento1		COMB5: pp+vento1
Acção Base	COMB2: pp+sob+vento2	Acção Base Vento	COMB6: pp+vento2
Sobrecarga	COMB3: pp+sob+vento3		COMB7: pp+vento3
	COMB4: pp+sob+vento4		COMB8: pp+vento4

3.4 Resultados obtidos

3.4.1 Deslocamentos

Nas figuras 7, 8 e 9 apresentam-se as deformadas esperadas para cada uma das distribuições de rigidez adoptadas. A coloração utilizada representa o campo de deslocamentos verticais esperado para a combinação mais desfavorável.

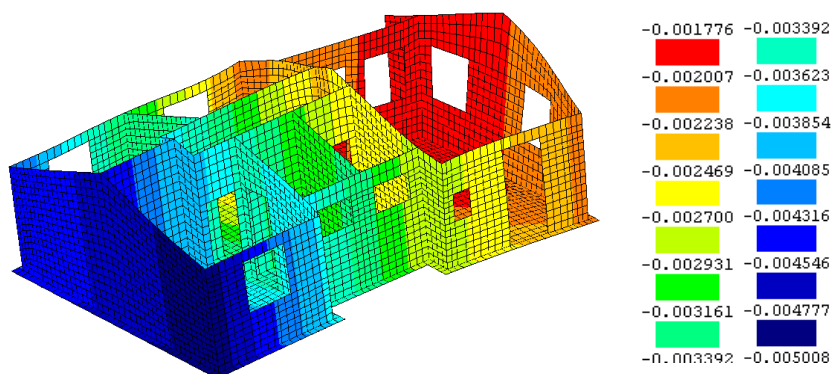


Figura 7. Solo $K_s=5000-10000 \text{ kN/m}^3$ - COMB4 – Deslocamentos g3 (m).

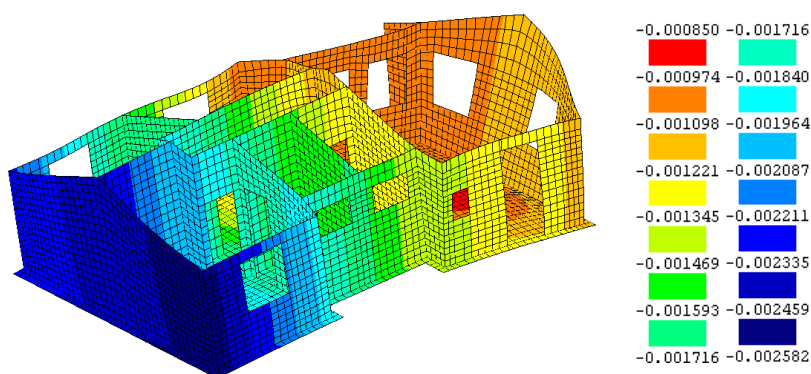


Figura 8. Solo $K_s=10000-20000 \text{ kN/m}^3$ - COMB4 – Deslocamentos g3 (m).

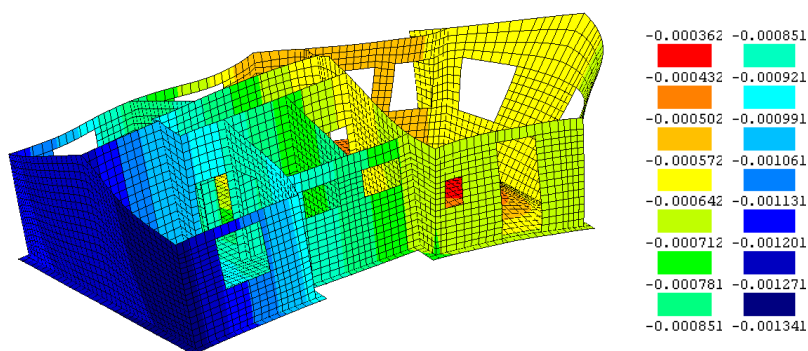


Figura 9. Solo $K_s=20000-40000 \text{ kN/m}^3$ - COMB4 – Deslocamentos g3 (m).

Verifica-se que, independentemente do tipo de solo considerado, os deslocamentos máximos foram obtidos para acção base – sobrecarga.

3.4.2 Pressões no solo

Em função das distribuições de rigidez adoptadas, foram determinados os valores das pressões máximas introduzidas no solo. O Quadro 4 apresenta os valores máximos obtidos para a acção base sobrecarga, que foi a que se mostrou mais desfavorável, constatando-se que a pressão máxima não ultrapassa os -28 kPa (o valor negativo significa compressões no solo).

Quadro 4. Pressão no solo (kPa).

Rigidez	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4
5000-10000	-25.23	-24.65	-24.90	-25.23
10000-20000	-25.63	-25.16	-25.31	-26.00
20000-40000	-26.23	-26.95	-26.35	-27.74

A figura 10 representa, a título exemplificativo, a distribuição de pressões instaladas no solo, para a combinação n.º4, no caso em que a rigidez do solo varia de 20000 a 40000 kN / m^3 . Verifica-se que as pressões variam entre -13 e -28 kPa, sendo máximas no contorno da moradia e mínimas no maior vão da laje, sendo uma distribuição pouco heterogénea e o valor máximo é suportável por qualquer solo considerado aceitável para construção.

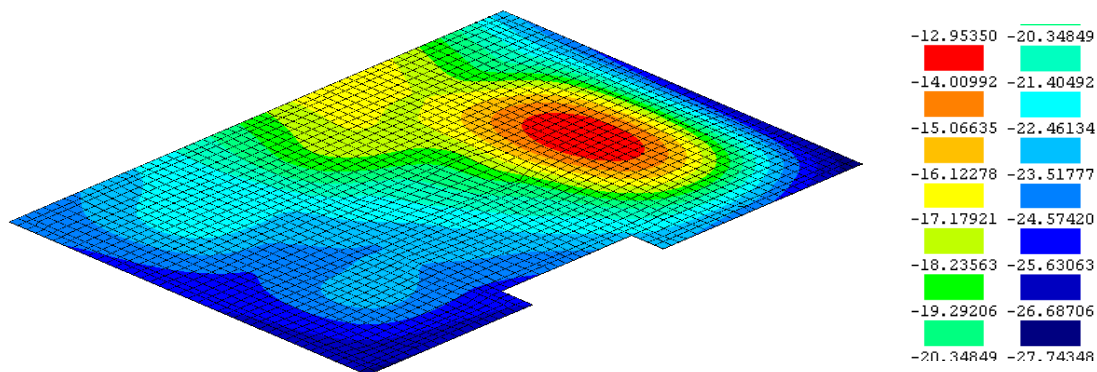


Figura 10. Distribuição de pressões no solo (kPa) na COMB4, para o caso de $K_s=20000-40000 \text{ kN/m}^3$.

3.4.3 Tensões máximas de tracção

No Quadro 5 apresentam-se os valores máximos das tensões de tracção segundo as direcções l_1 e l_2 dos eixos locais dos elementos, σ_1 e σ_2 , obtidas para os casos de carga e variações de rigidez do solo consideradas. Consta-se que os valores da tensão máxima de tracção para estados limites de utilização (ELS) e para estados limites últimos (ELU) são 1.78 e 2.45 MPa, os quais são inferiores a $f_{eq,2}$ e $f_{eq,3}$, respectivamente, pelo que o BACRFA impede a formação de macro-fendas na estrutura.

Quadro 5. Tensões máximas de tracção (kPa).

Rigidez do solo	ELS		ELU	
	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)
5000-10000	1776.19	1334.23	2449.97	1822.83
10000-20000	1405.37	1017.57	1946.90	1368.64
20000-40000	1032.51	704.90	1433.41	1036.50

A título de exemplo, na figura 11 apresenta-se a distribuição de tensões para COMB5, em que a acção base é o vento, e no caso em que a variação de rigidez é de 5000 a 10000 kN / m^3 . Da análise desta figura constata-se que as máximas tensões de tracção estão restritas as zonas bem localizadas, na ligação entre paredes e em aberturas, pelo que armadura convencional será colocada nestas zonas.

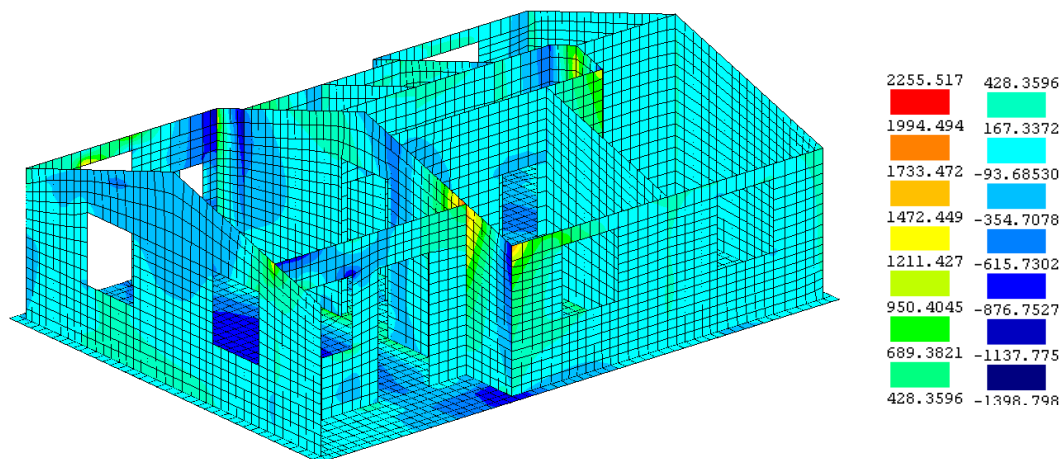


Figura 11. Tensões σ_1 (kPa) - 5000_10000 – COMB5.

3.5 Análise não linear material.

Neste estudo foi efectuada uma análise não linear material por fendilhação do BACRFA, tendo-se para tal utilizado o modelo de fendilhação distribuída disponível no programa de cálculo FEMIXv4.0.

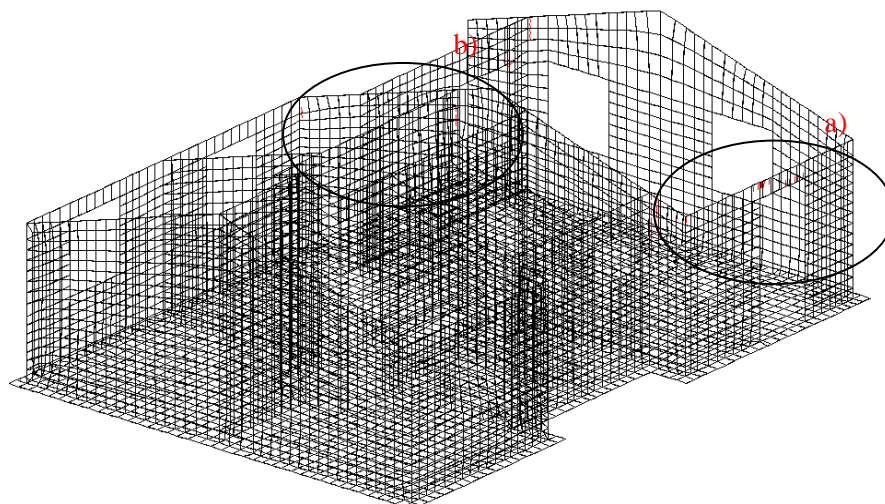
Os parâmetros de fractura utilizados para a caracterização do comportamento pós-fendilhado do BACRFA estão apresentados no Quadro 6.

Quadro 6. Propriedades do BACRFA.

G_F (Nmm/mm)	$\sigma_{n,1}^{cr}$ (MPa)	$\varepsilon_{n,2}^{cr} / \varepsilon_{n,u}^{cr}$	$\sigma_{n,2}^{cr} / \sigma_{n,1}^{cr}$	$\varepsilon_{n,3}^{cr} / \varepsilon_{n,u}^{cr}$	$\sigma_{n,3}^{cr} / \sigma_{n,1}^{cr}$
1.0	1.00	0.05	0.60	0.20	0.20

Este tipo de análise permite identificar zonas críticas e avaliar o comportamento da estrutura após o início da micro-fendilhação do BACRFA, permitindo determinar a disposição mais apropriada de armaduras convencionais.

Na figura 12 apresenta-se, a título exemplificativo, o padrão de fendilhação obtido para o solo de menor rigidez (5000 e 10000 kN / m^3).



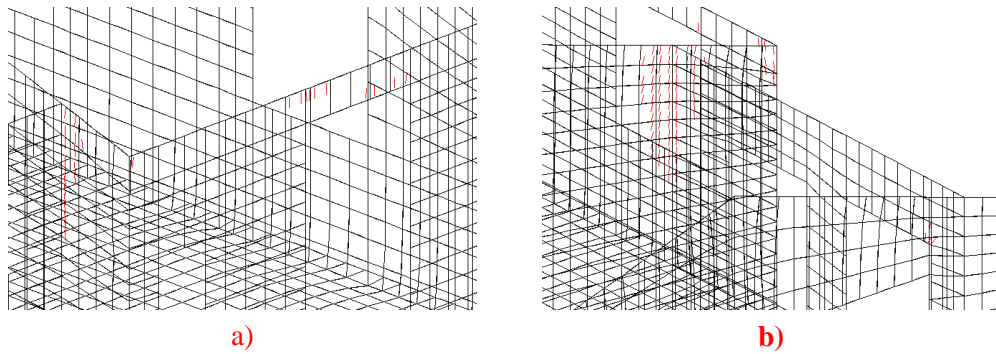


Figura 12. Padrão de fendilhação para a COMB6 (Acção base Vento).

Todas as combinações evidenciaram o aparecimento de micro-fendilhação em algumas zonas de ligação entre paredes (ver pormenores a) e b) da figura 10) e em zonas do contorno das janelas, pelo que deverão dispor de armadura suplementar para evitar a formação de macro-fendas.

4. CONCLUSÃO

Neste trabalho foi desenvolvido um betão auto-compactável reforçado com fibras de aço de relativo baixo custo (a quantidade de cimento foi 220 kg/m^3). O comportamento à compressão e à flexão foi caracterizado no sentido de, face às máximas tensões de tracção que se desenvolvem para as acções mais desfavoráveis, concluir-se da adequabilidade do seu uso na construção de habitação social de custo controlado. Os resultados obtidos permitem concluir que o BACRFA desenvolvido é adequado para a construção da tipologia da moradia estudada, sendo, no entanto necessário dispor armadura convencional em locais considerados críticos, detectados pela análise não linear material efectuada.

REFERÊNCIAS

- [1] Barros, J.A.O.; Pereira, E.B.; Santos, S.P.F., “Lightweight panels of steel fiber reinforced self-compacting concrete”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(4), 295-304, 2007.
- [2] Barros, J.A.O.; Martins F.F., “Analysis of damage building in the north region of Portugal”, 1st International Conference on the Behaviour of Damaged Structures, Brasil, CD, 20-22 May 1998.
- [3] EFNARC (2002). “Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete.” ISBN 0 9539733 4 4, 32 pp.
- [4] Vandewalle, L. e. (2002). Test and design methods for steel fiber reinforced concrete - Final Recommendation. *Materials and Structures* , pp. 579-582.
- [5] Barros, J. (2000). “Lajes e Cascas segundo o Método dos Elementos Finitos”. Universidade do Minho.
- [6] RSA. (2005). Regulamento de Segurança e Acções Para Estruturas de Edifícios e Pontes. Porto Editora.