

COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE PAINÉIS REPRESENTATIVOS DE UM NOVO SISTEMA CONSTRUTIVO EM ALVENARIA ARMADA



J. T. OLIVEIRA
Aluna de
Doutoramento
Universidade do
Minho



J. A. O. BARROS
Professor Auxiliar
Universidade do
Minho



E. BONALDO
Aluno de
Doutoramento
Universidade do
Minho



P. B. LOURENÇO
Professor Associado
Universidade do
Minho

SUMÁRIO

Um sistema estrutural em casca de alvenaria cerâmica, com juntas e capeamento em betão armado foi desenvolvido para coberturas de pequeno e médio vão. Para avaliar a influência da ortotropia introduzida pela disposição dos tijolos e das armaduras no comportamento à flexão deste tipo de solução, bem como a resistência deste sistema aos momentos positivos e negativos, foram efectuados ensaios de flexão em quatro pontos com painéis representativos do sistema. Os resultados experimentais são apresentados e analisados. É descrito um modelo numérico que permite simular o comportamento deste tipo de elementos estruturais.

1. INTRODUÇÃO

Casca em alvenaria cerâmica armada foi um sistema construtivo bastante utilizado, principalmente no Uruguai e em alguns países da América do Sul, pelo engenheiro uruguaio, Eladio Dieste [1]. Apesar das vantagens técnicas e arquitectónicas reconhecidas a este tipo de solução estrutural, a sua construção é praticamente inexistente na actualidade, dado que os processos de construção necessitam de ser alterados de forma a torná-lo também vantajoso do ponto de vista económico. Com este objectivo, um modelo de pré-fabricação total destas estruturas tem sido estudado no âmbito de um projecto europeu, ver Figura 1 [2]. Na Figura 2 representa-se o tijolo utilizado no sistema estrutural. Para avaliar o comportamento deste sistema, têm sido efectuados ensaios para caracterizar as propriedades dos materiais intervenientes no sistema estrutural, bem como ensaios com elementos representativos do

funcionamento deste sistema. O presente trabalho dedica-se em especial ao programa experimental efectuado com séries de painéis representativos do sistema estrutural. Este programa envolveu a execução de séries de ensaios de flexão sob quatro pontos de carga, segundo as recomendações da Norma Europeia EN 1052-2 [3], tendo-se analisado a influência que a ortotropia introduzida pela disposição dos tijolos e das armaduras tem no comportamento à flexão destes painéis. A resistência aos momentos flectores positivos e negativos foi também investigada. Para simular o comportamento deformacional deste tipo de estruturas foi desenvolvido um modelo numérico. O desempenho do modelo foi avaliado por intermédio da simulação de alguns dos ensaios efectuados.



Figura 1: Modelo da casca construída.

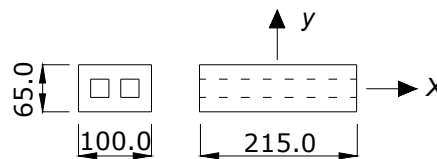


Figura 2: Tijolo.

2. PROVETES

Os provetes foram divididos em quatro séries de quatro painéis cada. Os painéis da série FL-A foram ensaiados com a camada de betão virada para cima e com o carregamento na direcção dos furos dos tijolos, ver Figura 3. Na série FL-B, os painéis também foram ensaiados com a camada de betão virada para cima, mas o carregamento tinha a direcção perpendicular à dos furos dos tijolos, ver Figura 4. As séries FLI-A e FLI-B eram constituídas por painéis similares aos das séries FL-A e FL-B, respectivamente, mas foram ensaiados com a camada de betão virada para baixo.

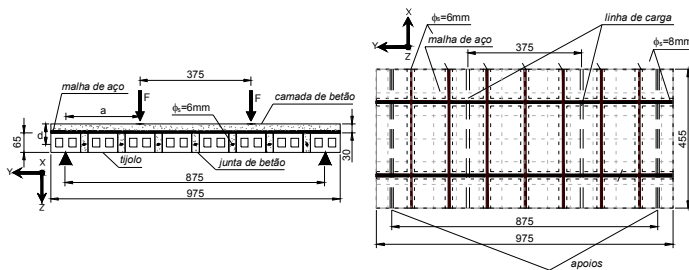


Figura 3: Painéis da Série FL-A.

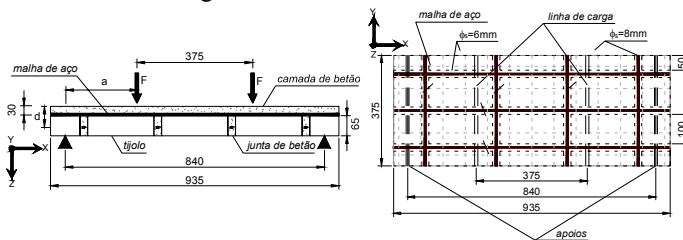


Figura 4: Painéis da Série FL-B.

3. MATERIAIS CONTITUENTES DOS PROVETES

3.1 Tijolos cerâmicos

Os tijolos cerâmicos tinham 215 mm de comprimento, 100 mm de largura e 65 mm de altura. Para evitar a penetração excessiva de betão nos furos dos tijolos, de 25 mm × 25 mm, introduziu-se poliestireno expandido nas extremidades dos furos. As resistências à compressão dos blocos foram obtidas segundo a CEN EN 772-1 [4], tendo-se obtido 82 MPa na direcção X e 32.8 MPa na direcção Y, ver Figura 2 [5].

3.2 Betão

As características do betão encontram-se em outro trabalho [6]. Os principais resultados estão incluídos na Tabela 1 (média de pelo menos 3 provetes), onde f_{cm} é a média da resistência à compressão $f_{cm,fl}$ é a média da resistência à tracção em flexão.

Tabela 1 - Propriedades do betão

Specimens	$f_{cm,fl}$ (N/mm ²)	$f_{cm,ax}$ (N/mm ²)	f_{cm} (N/mm ²)
Média FLS-A	3.98	1.59	35.60
Média FLS-B	4.24	1.69	42.19
Média FLIs-A	5.04	2.02	36.75
Média FLIs-B	4.46	1.78	38.39

3.3 Armadura

Nas juntas de betão, a casca foi armada longitudinalmente (perpendicular à direcção dos furos dos blocos), com barras de $\phi 8$ mm e, transversalmente, com barras de $\phi 6$ mm. A camada de betão foi armada com rede electrossoldada com arames de $\phi 3$ mm, espaçados, nas duas direcções, de 75 mm. As armaduras foram ensaiadas segundo a norma EN 10002-1 [7]. A tensão de escoamento a 0.2% das barras de $\phi 8$ mm e $\phi 6$ mm, foi de 524 N/mm² e 668 N/mm², respectivamente, tendo-se registado 614 N/mm² e 698 N/mm² para tensão de rotura. Na rede a tensão de escoamento a 0.2% foi de 545 N/mm² e a tensão de rotura foi de 824 N/mm².

4. ENSAIO

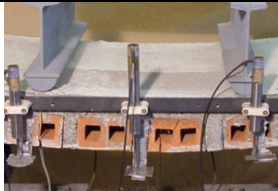
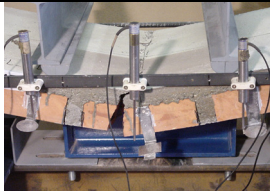
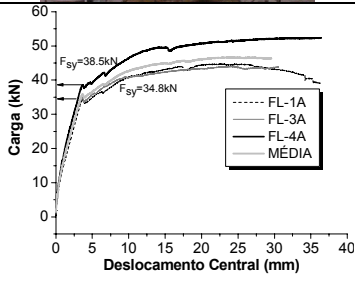
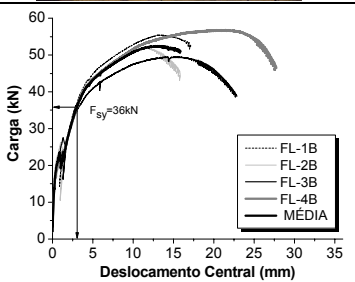
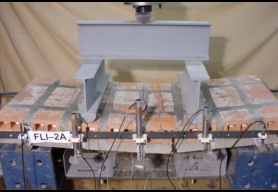
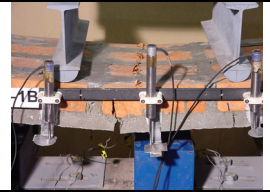
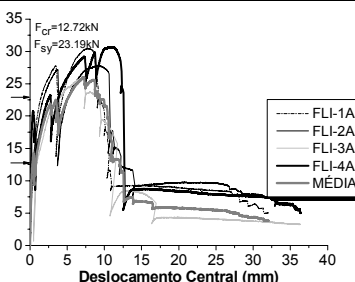
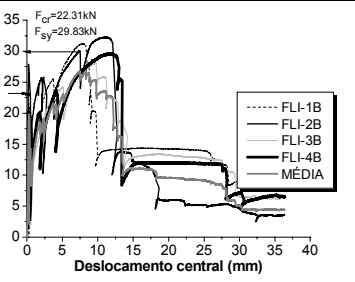
Como a casca é uma estrutura ortotrópica, a rigidez e a resistência nas direcções de ortotropia podem ser distintas. Sendo assim, os ensaios foram realizados de modo a solicitar o comportamento à flexão nas duas direcções de ortotropia. O modelo de ensaio para os painéis das séries FLI-A e FLI-B são iguais aos das séries FL-A e FL-B, respectivamente. No entanto, os primeiros painéis foram ensaiados com a camada de betão virada para baixo.

A carga aplicada foi medida por meio de uma célula de capacidade de carga de 200 kN, com 0.1% de tolerância e sensibilidade. Esta célula foi acoplada a um actuador de carga servo-hidráulico de 500 kN de carga máxima. Armaduras de alguns dos painéis foram instrumentadas com extensómetros eléctricos de forma a determinar-se as extensões nessas armaduras. Os ensaios foram realizados sob controlo de deslocamento, à velocidade de 0.015mm/s, usando o LVDT a meio vão para esse efeito [6].

5. RESULTADOS DOS ENSAIOS

A Tabela 2 resume os principais resultados obtidos, quer em termos do modo de rotura como da relação entre a carga total aplicada e a flecha a meio vão do painel.

Tabela 2 - Resultados do programa experimental.

Séries	FL-A	FL-B
Painel após ensaio		
Curva carga-deslocamento		
Modo de rotura	Fendas nas interfaces tijolo-betão. Propagação das fendas da interface até à camada de betão, seguida de esmagamento dessa região.	Rotura no centro do painel, tendo a fenda de rotura atravessado os tijolos.
Séries	FLI-A	FLI-B
Painel após ensaio		
Curva carga-deslocamento		
Modo de rotura	Propagação das fissuras da camada do betão para os tijolos, com rotura da rede electrossoldada.	Comportamento similar ao dos painéis FLI-A.

A média da relação força-deslocamento central, de cada série de painéis ensaiados, está representada na Figura 5. As séries FLI-A e FLI-B apresentaram comportamento similar, mostrando que a influência do arranjo dos tijolos e das barras da armadura foi marginal, principalmente na configuração de carregamento que induziu esforços de compressão nestes elementos. Nas séries FL-A e FL-B, a influência destes arranjos também foram marginais, principalmente na capacidade máxima de carga e na rigidez dos painéis. Apesar de FL-B ter menor percentagem de armadura longitudinal que a série FL-A ($A_s = 84.8 \text{ mm}^2$ na FL-B e $A_s = 100.5 \text{ mm}^2$ na série FL-A), a série FL-B apresentou maior capacidade de carga e de rigidez que a FL-A. Tal pode ser justificado pelo facto das barras longitudinais de $\phi 6\text{mm}$ terem maiores valores de tensão de cedência e de rotura. O maior número de juntas de betão na direcção longitudinal dos painéis da série FL-B também justifica a maior rigidez dos painéis da série FL-B, ver Figura 4. Além disso, nesta série o betão das juntas transversais preencheram parte dos furos dos tijolos, criando um embricamento entre tijolos e juntas transversais, enquanto na série FL-A as juntas de betão transversal ficaram em contacto com as faces lisas dos tijolos.

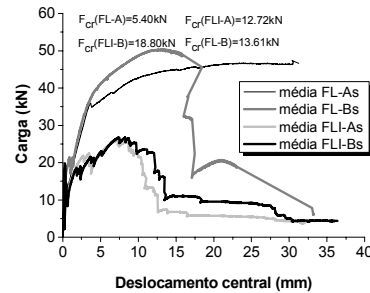


Figura 5: Gráfico média das forças-deslocamento no meio do vão das séries.

6. SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Em [8,9] mostra-se que utilizando um modelo de secção transversal, em que a secção é dividida em camadas, e se tem em consideração as leis constitutivas dos materiais constituintes e as condições cinemáticas e de equilíbrio, a resposta deformacional de elementos estruturais com rotura por flexão pode ser determinada por intermédio da relação momento-curvatura ($M-\chi$) das secções representativas desses elementos, e utilizando o algoritmo descrito na Figura 6.

Neste artigo são simulados os painéis FL-3A e FLI-3A. Na simulação o painel foi discretizado por elementos de viga de dois nós de *Euler-Bernoulli*. As secções tipo representadas na Figura 7 são as que governam o comportamento destes painéis: secção da interface junta de betão-tijolo; secção que atravessa os tijolos. O painel FLI-3A tem secções transversais iguais às do painel FL-3A, mas a camada de betão está agora na parte inferior do painel. As secções transversais foram discretizadas em camadas de 1 mm de espessura. Na tabela 3 incluem-se os valores das propriedades utilizadas na simulação numérica. Os valores indicados nesta tabela têm em conta o facto do betão da casca ter sido aplicado sob condições distintas do betão dos provetes, com os quais se determinaram as propriedades do betão. Na casca o betão foi aplicado sem nenhuma compactação, resultando um betão de menor compactidade e rigidez. Para simular a quebra de rigidez motivada pela ocorrência de microfissuras prematuras da camada de betão foi utilizado um diagrama bilinear para modelar o comportamento em tracção até à resistência deste material. O comportamento pós-fendilhado do betão e dos tijolos foi simulado por meio de um diagrama de amolecimento trilinear, definido pelos parâmetros de fractura destes materiais [9]. A influência das armaduras no comportamento do betão fendilhado foi simulada por meio de um modelo de *tension-stiffening* [10].

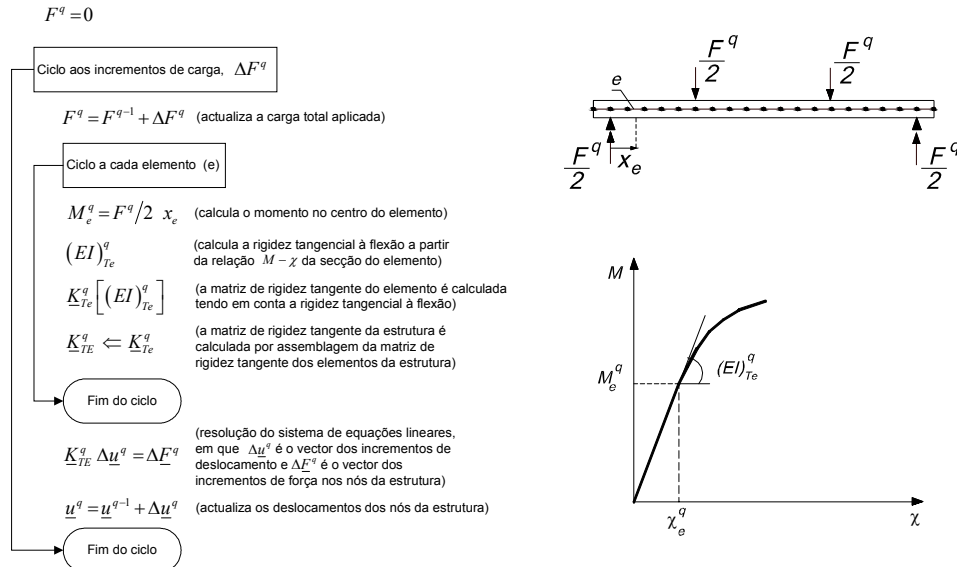
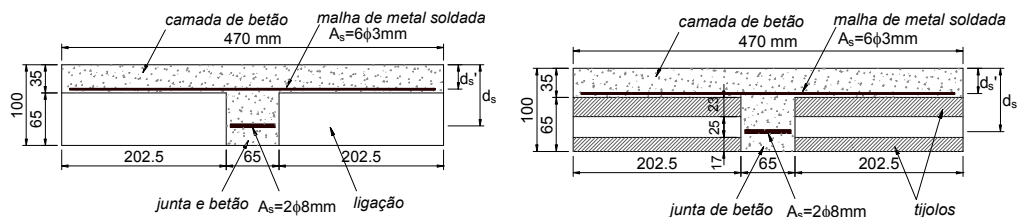


Figura 6: Algoritmo para simulação da resposta deformacional de elementos com rotura por flexão.



S1 - Interface junta de betão-tijolo

S2 - Atravessa os tijolos

Figura 7: Secções representativas do painel FL-3A.

A Figura 8 revela que a estratégia numérica desenvolvida permite simular, com rigor suficiente, a resposta deformacional deste tipo de elementos estruturais.

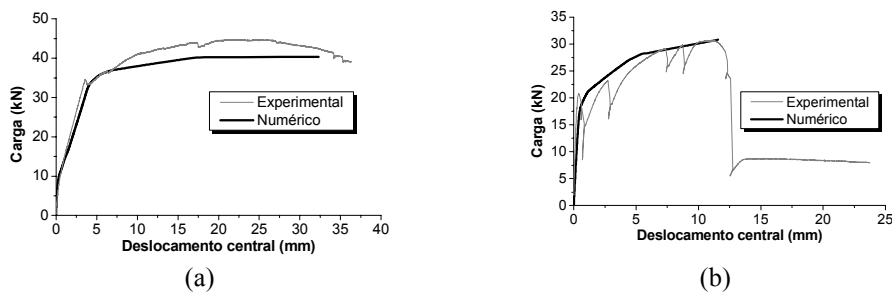


Figura 8: Gráfico deslocamento central-carga. Resultados experimentais x numéricos: FL-3A (a); FLI-4A (b).

Tabela 3 - Valores das propriedades dos materiais utilizados para simulação numérica.

Painel		FL-3A	FLI-4A
Betão	f_{cm} (N/mm^2)	37.90	36.37
	f_{ctm} (N/mm^2)	2.90	2.10
	E_c (N/mm^2)	33500	29700
Interface junta de betão-tijolo	f_t (N/mm^2)	0.60	
	E (N/mm^2)	10000	
Tijolo	f_c (N/mm^2)	32.80	
	f_t (N/mm^2)	2.00	
	E (N/mm^2)	10000	
Barra de aço (ϕ 8mm)	f_y (N/mm^2)	524	
	f_s (N/mm^2)	614	
Malha de aço	f_y (N/mm^2)	545	
	f_s (N/mm^2)	824	

7. CONCLUSÕES

Para determinar o comportamento em flexão de um sistema estrutural em casca de alvenaria cerâmica com nervuras e capeamento em betão armado, foram efectuados ensaios de flexão sob quatro pontos em painéis representativos deste sistema estrutural. O programa experimental inclui séries por forma a ser possível avaliar o efeito da ortotropia introduzida pelos possíveis arranjos dos elementos cerâmicos e das armaduras de reforço (séries FL-A versus séries FL-B). Foram efectuadas séries de ensaios com a camada de betão na parte superior e outras com a camada na parte inferior com o objectivo de determinar a resistência à flexão para momentos positivos e negativos (séries FL versus séries FLI). Nas séries FL a maior rigidez e capacidade de carga ocorreram nos painéis com maior número de juntas longitudinais de betão, e em que as armaduras tinham maior tensão de cedência e de rotura. Nos painéis com os furos dos tijolos na direcção longitudinal do painel, o embricamento devido à penetração de betão das juntas para as extremidades desses furos aumentou a resistência à propagação das fendas nas interfaces betão-tijolo, resultando a ocorrência de fendas a atravessar os tijolos. Todas as séries apresentaram modo de rotura dúctil por flexão.

Como o betão das juntas foi aplicado sem energia de compactação externa, ocorreram deslizamentos entre as armaduras das juntas e o betão envolvente.

Os painéis ensaiados com a camada de betão na parte superior (FL) tiveram capacidade de carga aproximadamente dupla dos correspondentes painéis testados com a camada na parte

inferior (FLI). Os painéis das séries FLI tiveram rotura mais frágil que os painéis das séries FL, dado que os fios de aço da rede electrossoldada que reforçava a camada de betão dos painéis das séries FLI romperam após determinada abertura de fenda. Para simular a resposta deformacional deste tipo de sistema estrutural foi desenvolvido uma estratégia numérica composta por um modelo de secção e pela aplicação do método dos deslocamentos. Esta estratégia permitiu prever a relação força-deslocamento obtida nos ensaios experimentais.

8. AGRADECIMENTOS

A investigação apresentada faz parte do projecto Craft “Industrialized Solutions for Construction of Masonry Shell Roofs”, sendo parcialmente financiada pela comissão Europeia. Agradece-se o apoio concedido pela SECIL, Pedreira Bezerras e Bettor MBT Portugal. Os primeiro e terceiro autores agradecem a bolsa de doutoramento concedida pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT). Agradecem também ao Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho, especialmente aos técnicos do laboratório, Marco Jorge e António José Matos.

9. REFERÊNCIAS

- [1] Junta de Andalucía, Eladio Dieste 1943-1996. – Montevideo, November, 1996.
- [2] Oliveira *et al.* – “Contribution for a full prefabrication approach of masonry shells”, *Report n° 03-DEC/E-05*, Universidade do Minho, Portugal, 2003a. p. 17.
- [3] CEN EN 1052-2 – “European norm for methods of test for masonry - Part 2: Determination of flexural strength”, *European Standard*, 2000.
- [4] CEN EN 772-1 – “European norm for methods of test for masonry units - Part 1: Determination of compressive strength”, *European Standard*, 2000.
- [5] Lourenço *et al.* – “Shear testing of stack bonded masonry”, *Construction and Building Materials*, 18, 2004, p.125-132.
- [6] Oliveira *et al.* – “Flexural behavior of reinforced masonry panels”, *Report n° 03-DEC/E-12*, Universidade do Minho, Portugal, 2003b. p. 76.
- [7] CEN EN 10002-1 – “Tensile testing, Part 1: method of test”, *European Standard*, 1990.
- [8] Barros, J.A.O., Sena-Cruz, J.M. – “Fracture energy of steel fibre reinforced concrete”, *Journal of Mechanics of Composite Materials and Structures*, Vol. 8, No. 1, Jan.-Mar. 2001, p.29-45.
- [9] Barros *et al.* – “Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete” accepted to be published in the *RILEM Materials and Structures Journal* in 2004.
- [10] Barros, J.A.O. – “Comportamento do betão reforçado com fibras - análise experimental e simulação numérica”, *Tese de Doutoramento*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pp. 502, Dezembro 1995.