

14_24 REABILITAÇÃO DE ALVENARIA DE TIJOLO

FISSURAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA DE TIJOLO

Manuel Paulo Pereira
e José Barroso Aguiar
Departamento de Engenharia Civil
da Universidade do Minho

Procurou-se no presente trabalho avaliar a estabilidade das paredes de alvenaria de tijolo furado sem função estrutural no que concerne aos estados limites de utilização, analisando sob o ponto de vista das deformações a interacção destas com a estrutura de suporte.

As paredes de alvenaria, sobre as quais este estudo incidiu, foram as paredes simples em alvenaria de tijolo furado, tendo sido considerado para tal o tijolo furado 30x20x11cm, usando dois tipos distintos de argamassa de assentamento dos elementos cerâmicos: uma argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico de 1:5 e uma argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9.

As principais características dos materiais utilizados, foram avaliadas experimentalmente em laboratório e teórico-experimental mediante a aplicação de expressões do E66.

O estudo consistiu na realização de ensaios com modelos à escala real, no sentido de comparar o comportamento, em termos de deformações, das paredes simples de tijolo furado, usando os dois tipos de argamassa de assentamento, assim como, propor técnica de reparação da zona fissurada e verificar experimentalmente o respectivo comportamento após a intervenção reparadora.

Os resultados dos ensaios, permitiram concluir que os valores da deformação apresentados na regulamentação existente, para estruturas de betão armado, são incompatíveis com a deformabilidade das paredes de alvenaria.

A solução usada na reabilitação da parede, dotou-a de um funcionamento estrutural análogo a uma viga-parede armada, o que lhes conferiu melhor comportamento ao nível da capacidade resistente e da deformação, relativamente às paredes íntegras.

1. INTRODUÇÃO

A construção civil é uma das actividades mais importantes da economia portuguesa, representando actualmente, segundo vários estudos, cerca de 7% do Produto Interno Bruto e empregando cerca de 9% da força de trabalho nacional. Neste sector, a construção de edifícios, corresponde a cerca de 63% do conjunto total das actividades ligadas à construção civil [1].

As paredes de alvenaria são um subsistema onde são englobados elementos de custo elevado, tais como: revestimentos e esquadrias. Representam o maior volume de materiais, cerca de 0.3 m³/m² de área em planta, correspondendo a cerca de 35% do peso do edifício. Interagem com a produção de praticamente todos os demais subsistemas, impondo o cronograma de trabalhos e a sequência de execução das demais tarefas [2].

O custo dos trabalhos em alvenarias, representa em Portugal cerca de 8.5 a 10.5% do custo global dos edifícios [3], o que permite situar o valor anual desses trabalhos em cerca de 1275x10⁶ €. Dado englobarem e interagirem de uma forma directa com subsistemas de custo elevado, tais como, revestimentos e esquadrias, será lícito considerar que directa e indirectamente representam anualmente cerca de 3825x10⁶ € [3].

Por outro lado, podemos facilmente constatar que as alvenarias têm grande influência no desempenho do edifício, nomeadamente quanto à habitabilidade, segurança e durabilidade.

2. DEFORMAÇÃO DOS SUPORTES

O avanço da tecnologia das estruturas de betão armado e de aço e o conseqüente aumento dos vãos entre pilares e do número de pisos, assim como, da rapidez de execução dos edifícios,

torna indispensável um grande cuidado ao projectar as paredes de alvenaria, tanto exteriores como interiores. Neste processo, onde se pretende compatibilizar dois subsistemas da construção, estrutura e alvenaria, surgem várias interferências, nomeadamente ao nível das deformações, pois os valores previstos para a flecha das estruturas geralmente interferem nas alvenarias.

Vigas e lajes deformam-se naturalmente sob acção do peso próprio, das demais cargas permanentes e acidentais e mesmo sob efeito da retracção e da deformação lenta do betão. Os componentes estruturais admitem flechas que podem não comprometer em nada a sua própria estética, a estabilidade e a resistência da construção. Tais flechas, entretanto, podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação de paredes ou outros componentes que integram os edifícios [4].

Ao que tudo indica, as alvenarias são os componentes da obra mais susceptíveis à ocorrência de fissuras pela deformação do suporte. Pfeiffermann [5, 6] realizou estudos com alvenarias de tijolos de barro, paredes com 7,50 m de comprimento e 2,50 m de altura, constatando o aparecimento das primeiras fissuras na alvenaria quando a flecha da viga suporte era de apenas 6,54 mm, ou seja, L/1150. O autor cita ainda que tem constatado o aparecimento de fissuras nas alvenarias mesmo com flechas da ordem de L/1500.

O REBAP [7] condiciona a flecha máxima ao menor dos valores: L/400 (longo prazo) e 1.5

cm no caso da existência de paredes divisórias inferiormente. As prescrições belgas, bastante severas, recomendam que a flecha relativa instantânea de lajes sobre as quais se apoiam paredes não ultrapasse L/2500. Mathez, da "Comissão de Deformações Admissíveis" do Conseil International du Bâtiment, citado por Pfeiffermann [8], recomenda que a flecha máxima em lajes de piso não ultrapasse L/1000.

Não existe um consenso sobre os valores admissíveis das flechas, para vigas ou lajes onde serão apoiadas alvenarias. Os valores anteriormente comentados são, contudo, muito inferiores aos de flechas admitidas pelo REBAP [7]. Existe, na realidade, a necessidade de que sejam efectuados prolongados estudos práticos, através dos quais se possam compatibilizar as deformações das estruturas com as dos demais componentes da construção.

3. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL

Em primeiro lugar obtiveram-se as características dos componentes da alvenaria e de provetes tipo "murete":

- > **Agregados:** análise granulometria e baridade [9, 10];
- > **Argamassas frescas:** consistência e teor de ar [11, 12];
- > **Argamassas endurecidas:** resistência à compressão e à tracção [13];
- > **Tijolos:** dimensões, absorção de água e resistência à compressão [14, 15, 16];
- > **Provetes tipo "murete" de alvenaria de**

tijolo: resistência à compressão e o módulo de elasticidade [17].

Foi também, efectuada uma avaliação teórico-experimental mediante a aplicação de expressões do EC6 [18], a partir do conhecimento experimental das características mecânicas dos componentes das paredes.

O resumo dos resultados obtidos nestas duas avaliações é apresentado nos quadros 1 e 2. A avaliação experimental "in situ" foi realizada no estaleiro de um empreendimento habitacional situado em V. N. de Gaia, em condições ambientais do exterior e teve como finalidade analisar o comportamento das paredes simples em alvenaria de tijolo furado, sob o ponto de vista da deformação máxima até ao aparecimento da primeira fissura. Pretende-se comparar estas deformações com as deformações máximas regulamentares permitidas ao componente estrutural de suporte. Para este tipo de paredes, propor técnica de reparação da zona fissurada e verificar experimentalmente o respectivo comportamento após a intervenção reparadora.

As paredes de alvenaria de tijolo consideradas na presente investigação, foram construídas com as dimensões de 4.00 m de comprimento e 2.00 m de altura e com um peso próprio estimado de 8 kN, sendo de dois tipos quanto aos componentes constituintes:

- > "PD11M01" em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x11 cm e as juntas

Designação da característica mecânica medida	Unidades	Argamassa		Tijolos	Alvenaria	
		M01	M02	30x20x11	PM11M01	PM11M02
Ensaio de espalhamento	mm	141	150			
Teor de ar	%	30,4	20,4			
Tracção, f	N/mm ²	1,3	0,5			
Compressão, f	N/mm ²	3,5	1,6			
Absorção de água	%			14,8		
Compressão, f _b	N/mm ²			2,1		
Compressão, f _k	N/mm ²				0,8	0,5
Módulo de elasticidade, E	N/mm ²				2006	879

Nota: PM11M01 – Parede em alvenaria de tijolo furado 30x20x11 cm com argamassa de assentamento do tipo "M01".

Nota: PM11M02 – Parede em alvenaria de tijolo furado 30x20x11 cm com argamassa de assentamento do tipo "M02".

> Quadro 1: Resumo das características mecânicas determinadas em laboratório.

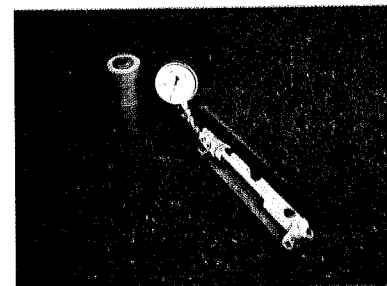
Designação da característica mecânica	Unidades	Tipo	Alvenaria	
			PM11M01	PM11M02
Resistência característica à compressão, f_k	[N/mm ²]	E	0,8	0,5
		T	0,8	0,6
Módulo de elasticidade, E	[N/mm ²]	E	2006	879
		T	800	600
Módulo de distorção, G	[N/mm ²]	E		
		T	320	240
Resistência característica ao corte, f_{kv}	[N/mm ²]	E		
		T	0,1	0,1

Nota: E – Valores experimentais; T – Valores teórico-experimentais

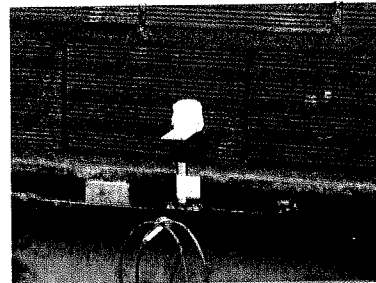
> Quadro 2: Principais características mecânicas obtidas por análise teórico-experimental para a alvenaria.



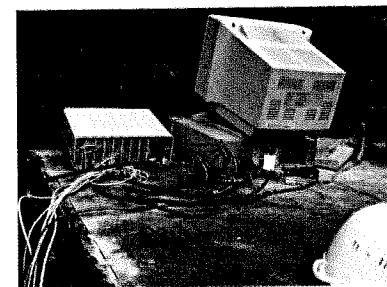
> 1



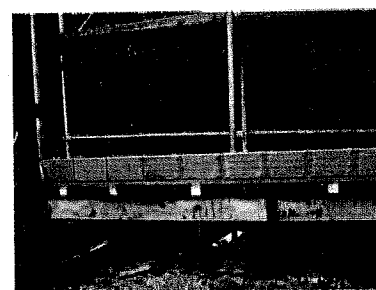
> 2



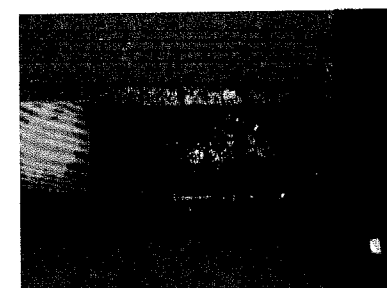
> 3



> 4



> 5



> 6

> Figura 1: Vista geral do pórtico pré-montado na serralharia.

> Figura 2: Imagem do macaco hidráulico usado nos ensaios.

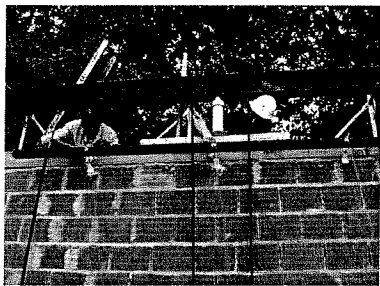
16_cm

> Figura 3: Equipamento para medição de deformações.

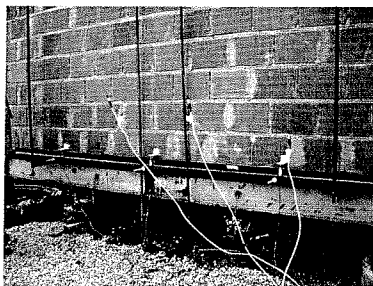
> Figura 4: Equipamento para a aquisição de dados e tratamento informático.

> Figura 5: Viga inferior destinada à sustentação indirecta da parede e respectiva chapa de apoio.

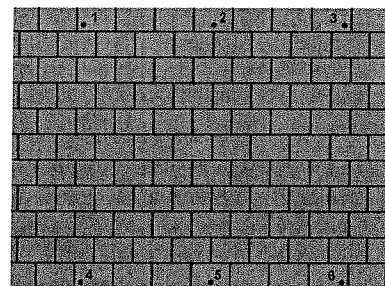
> Figura 6: Apoios metálicos.



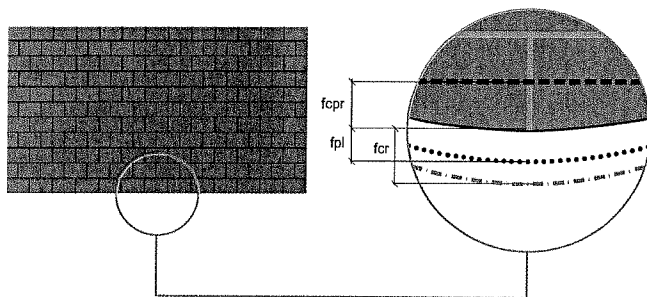
> 7



> 8



> 9



> 10

- de assentamento em argamassa de cimento e areia ao traço 1:5;
- > "PD11M02" em alvenaria com os elementos em tijolo furado 30x20x11 cm e as juntas de assentamento em argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço 1:2:9.

3.1 Equipamentos

Para a realização do ensaio "in situ" foram necessários os seguintes equipamentos específicos:

- > Um pórtico (figura 1), para montagem do pano de parede;
- > Um macaco hidráulico com manómetro para leitura da pressão aplicada (figura 2);
- > Equipamento para medição de deformações (figura 3);
- > Equipamento para a aquisição de dados e tratamento informático dos mesmos (figura 4).

O pórtico, como já referido, foi projectado de modo a ser possível montar a parede e dotá-la das condições de apoio pretendidas na data do ensaio. Assim sendo, este foi constituído por:

- > Pilares laterais com vinculação ao solo por intermédio de sapatas em betão armado;
- > Viga inferior destinada à sustentação indirecta da parede desde o período de montagem até à realização do ensaio, assim como, ao suporte da estrutura secundária destinada à instalação do equipamento de leitura de deformações (figura 5);
- > Chapa de montagem da parede, apoiada sobre cunhas em madeira e estas sobre a viga inferior. Esta chapa garante as condições de continuidade de apoio, sendo retirada antes do ensaio, para que a parede fique apoiada nos extremos (figura 5);
- > Apoios metálicos para assimilar o previsto na modelação estrutural (figura 6);

- > Viga superior destinada a mobilizar a reacção do macaco hidráulico para permitir a aplicação da carga na parede. Na zona de aplicação do macaco, a viga foi ligada por meio de 4 tirantes, a uma sapata em betão armado (figura 7);
- > Estrutura secundária, executada em perfis metálicos, destinada ao suporte do equipamento de leitura de deformações (figura 8).

O equipamento destinado à medição de deformações, ligado a um sistema para a aquisição de dados e respectivo tratamento informático, foi colocado na estrutura secundária, sendo definido o seu posicionamento, de modo, a ser possível a realização de leituras a meio vão e a quartos de vão, tanto no topo como na base da parede.

3.2 Descrição do ensaio

A parede foi construída sobre uma chapa, apoiada em cunhas em madeira e estas sobre a viga inferior do pórtico. Tendo sido tomadas

> Figura 7: Viga superior destinada a mobilizar a reacção do macaco hidráulico. Tirantes na zona de aplicação do macaco.

> Figura 8: Estrutura secundária destinada ao suporte do equipamento de leitura de deformações.

> Figura 9: Posições de leitura das deformações.

> Figura 10: Evolução das deformações.

as medidas apropriadas de modo a impedir a dessecação dos provetes durante os três primeiros dias seguintes à sua construção, cobrindo-os para tal, com filme de polietileno, deixando-os de seguida descobertos, nas condições ambientais do exterior.

Foi efectuada uma regularização da superfície superior da parede, recorrendo para tal a uma argamassa, cuja resistência à compressão foi igual à da argamassa de assentamento da alvenaria.

A parede foi ensaiada aos 28 dias. Para tal, foram colocadas no seu topo duas vigas de madeira, no sentido de se obter sobre a parede, uma carga vertical variável com o máximo a meio vão. Entre essas vigas de madeira e a viga superior do pórtico foi interposto o macaco hidráulico (figura 7).

A primeira fase do ensaio consistiu em solicitar a parede à acção do seu peso próprio, considerando nesta fase que o suporte já se encontrava com deformação excessiva, ficando esta apoiada nos seus extremos. Para que isto fosse concretizado em termos de ensaio, foi retirada a chapa de montagem e medida a deformação. As deformações medidas nesta fase foram restringidas à posição 5, (figura 9) e foram efectuadas com recurso a uma craveira, sendo obtidas mediante leitura da distância entre dois pontos considerados, antes e após a primeira fase do ensaio, correspondendo ao meio vão da base da parede. Este procedimento teve como motivo, a vibração excessiva provocada pela retirada da chapa de montagem, vibração essa que poderia danificar o equipamento electrónico de leitura.

A segunda fase do ensaio consistiu em solicitar a parede, devido à acção da deformação do componente estrutural superior, considerando nesta fase, tal como na fase anterior, que o suporte já se encontrava com deformação excessiva. Esta simulação foi efectuada, mediante a aplicação de uma carga de forma contínua, por intermédio do macaco hidráulico, sobre as vigas de madeira, que devido à sua rigidez, permitiram distribuir a carga de forma variável com um máximo a meio vão e um mínimo nos extremos.

Efectuaram-se os seguintes registos:

- > Dimensões da parede sujeita à carga;
- > Cotação dos diversos pontos de leitura das

deformações;

- > Evolução das cargas ao longo do tempo;
- > Evolução das deformações, ao longo do tempo, nos seis pontos considerados.

3.3 Considerações gerais

Como já foi referido o REBAP [7], impõe, para os componentes estruturais, uma flecha, presumivelmente a longo prazo de:

$$f_{lp} = \frac{L}{400}$$

Admitindo, que em termos médios a flecha a longo prazo é dada por:

$$f_{lp} = 2.5 \times f_{inst} = \frac{L}{400}$$

onde:

- f_{lp} flecha a longo prazo do componente estrutural;
- f_{inst} flecha instantânea do componente estrutural.

Resulta:

$$f_{inst} = \frac{L}{1000}$$

Quando a parede é construída, o suporte e o componente estrutural superior, já se encontram deformados, pelo que o assentamento desta acompanhará, ao longo do seu plano, o desenvolvimento das deformações já introduzidas nos componentes adjacentes. Essas deformações iniciais, f_{cpr} , são resultantes dos pesos próprios dos elementos estruturais, que nos casos correntes, equivalem a cerca de 45 % da aplicação do carregamento total, isto é, correspondem a uma mobilização de 45 % da flecha instantânea do suporte. Com a totalidade do carregamento do edifício é mobilizada a restante parte da flecha instantânea do suporte, isto é, 55 % da flecha instantânea, que corresponde a uma flecha, f_{cr} (ver figura 10).

Assim teremos:

$$f_{inst} = f_{cpr} + f_{cr}$$

Onde:

$$f_{cpr} = 0.45 \times f_{inst} = \frac{L}{2222}$$

$$f_{cr} = 0.55 \times f_{inst} = \frac{L}{1818}$$

Para este tipo de parede, o restante valor da flecha, f_{cr} , a ser mobilizada pelo suporte, após a mobilização da flecha inerente ao peso próprio dos elementos estruturais, é sensivelmente igual ao obtido para a flecha na base da parede, f_{pi} . Esta conjuntura poderá significar, que as anomalias provavelmente só ocorrerão após a conclusão da obra, com o aparecimento nos componentes estruturais, dos fenómenos decorrentes da deformação lenta do betão.

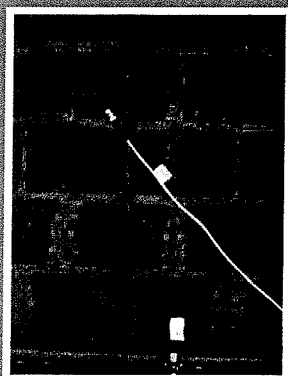
Atendendo a que, na acepção do EC6 [18], o coeficiente de fluência a tempo infinito, para as unidades de alvenaria cerâmicas, é igual a 1 e no sentido de eliminar as anomalias resultantes da deformação dos suportes, as flechas a longo prazo, f_{lp} , do suporte deveria ser considerada, no caso das paredes tipo "PD11M01", com o seguinte valor:

$$f_{lp} \leq f_{cpr} + f_{pi}$$

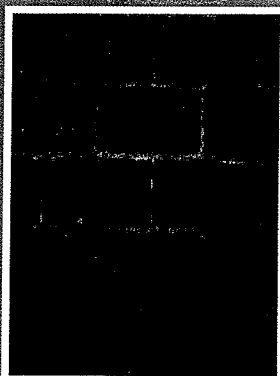
3.4 Parede tipo "PD11M01"

3.4.1 Ensaio de carga sobre a parede íntegra

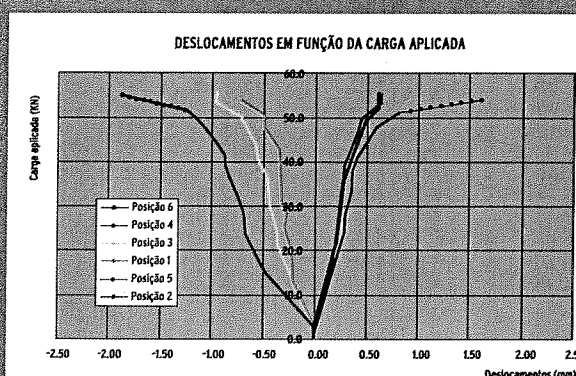
Este ensaio foi efectuado 28 dias após a montagem da parede. O procedimento de ensaio foi de acordo com o descrito em 3.2., tendo sido realizadas as duas fases de carregamento. Na primeira não ocorreu qualquer tipo de fissuração. Na segunda fase o ensaio foi interrompido após o apa-



> 11



> 12



> 13

Tempo (s)	Força (kN)	Deformações (mm)						Observações
		1	2	3	4	5	6	
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
30	13.25	0.188	0.446	0.163	0.132	0.168	0.141	
60	22.97	0.285	0.649	0.350	0.233	0.317	0.227	
90	32.25	0.304	0.780	0.424	0.282	0.385	0.275	
120	44.18	0.370	1.002	0.553	0.356	0.540	0.439	
150	55.23	0.724	1.868	0.935	0.650	1.622	0.636	Rotura

> Quadro 3: Valores significativos obtidos nos ensaios relativos à força e aos deslocamentos. Parede íntegra "PD11M01".

recimento da primeira fissura.

Após ter sido retirada a chapa de montagem, a parede ficou solicitada ao seu peso próprio, nas condições definidas no seu modelo estrutural. A deformação obtida na posição 5 foi de 0.3 mm.

Na segunda fase do ensaio foi efectuado o carregamento, tendo ocorrido a primeira fissura para uma carga de cerca de 55 kN. Esta fissura situou-se a meio vão da parede e com desenvolvimento vertical da base da parede para o topo (figuras 11 e 12).

A carga que provocou o aparecimento da primeira fissura na parede, conduziu a uma deformação máxima na posição 5, de 1.622 mm.

Os resultados mais significativos encontram-se indicados no quadro 3, estando representado na figura 13 os deslocamentos em cada uma das posições função da força aplicada.

Na primeira fase de carregamento a parede manteve-se sem qualquer anomalia. Na segunda fase, foi necessário forçar o aumento do deslocamento vertical da parede, até ao aparecimento da fissuração, mediante a deformação do componente estrutural superior. Esta deformação foi simulada através da aplicação de uma carga vertical variável com o máximo a meio vão, obtida a partir da colocação de duas vigas de madeira, no topo da parede, sobre as quais foi aplicada uma carga concentrada máxima de 55 kN.

A deformação da parede na posição 5 foi de 1.622 mm que adicionada à da primeira fase, resulta uma deformação total de 1.922 mm, correspondendo a flecha, f_{pi} , dada por:

$$f_{pi} = \frac{L}{2081} = \frac{4000}{2081} = 1.922 \text{ mm},$$

sendo este, o valor da deformação máxima que a parede pode suportar sem que ocorram anomalias.

Pelas considerações válidas em 3.2. relativas à evolução das deformações no período de execução dos componentes e ao efeito de fluência, a flecha a longo prazo, f_{lp} , do suporte deveria ser considerada, no caso das paredes tipo "PD11M01", com o seguinte valor:

$$f_{lp} \leq f_{cpr} + f_{pi}$$

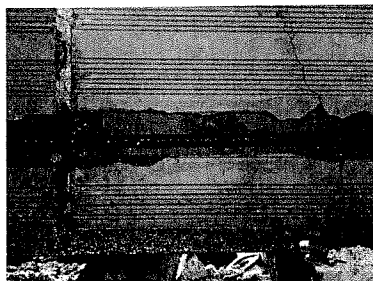
Donde resulta:

$$f_{lp} \leq \frac{L}{2222} + \frac{L}{2081} = \frac{L}{1073}$$

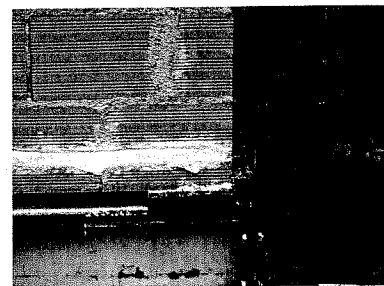
> Figura 11: Aspecto geral da fissura situada a meio vão da parede entre a 1.ª e a 4.ª fiada.

> Figura 12: Aspecto geral da fissura situada a meio vão da parede entre a 4.ª e a 8.ª fiada.

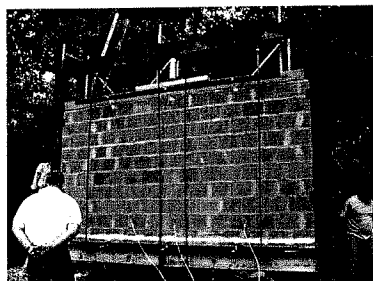
> Figura 13: Gráfico dos deslocamentos em função da carga aplicada. Parede íntegra "PD11M01".



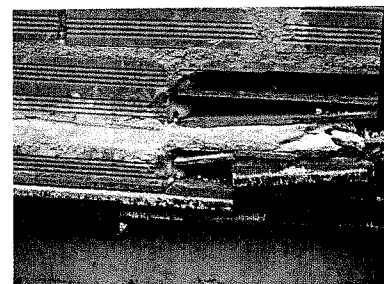
> 14



> 15



> 16



> 17

Tempo (s)	Força (kN)	Deformações (mm)						Observações
		1	2	3	4	5	6	
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
30	17.67	0.099	0.207	0.188	0.106	0.112	0.166	
60	35.34	0.255	0.429	0.273	0.200	0.231	0.261	
90	53.02	0.346	0.565	0.357	0.245	0.316	0.342	
120	70.69	0.441	0.699	0.488	0.350	0.478	0.449	
150	77.32	0.466	0.784	0.566	0.412	0.550	0.540	
180	83.94	0.521	0.880	0.640	0.486	0.654	0.634	
210	89.24	0.597	1.025	0.741	0.547	0.749	0.734	
224	92.78	0.635	1.121	0.782	0.631	0.812	0.834	Rotura

> Quadro 4: Valores significativos obtidos nos ensaios relativos à força e aos deslocamentos. Parede reabilitada "PD11M01".

3.4.2 Ensaio de carga sobre a parede reabilitada

Após a realização do ensaio da parede íntegra, esta foi calçada e procedeu-se à sua reabilitação, que consistiu no seguinte:

- > Remoção completa do septo vertical exterior de um dos furos dos tijolos da primeira fiada;
- > Colocação de um varão de 10 mm de diâmetro em aço da classe A400NR, no espaço do furo (figura 14);

> Aplicação de argamassa do tipo "M01", à qual foi adicionada um acelerador de presa, envolvendo o varão e refecimento completamente o espaço pelo intervencionado (figura 15);

> No dia seguinte, foi efectuada idêntica operação para o furo situada no lado oposto.

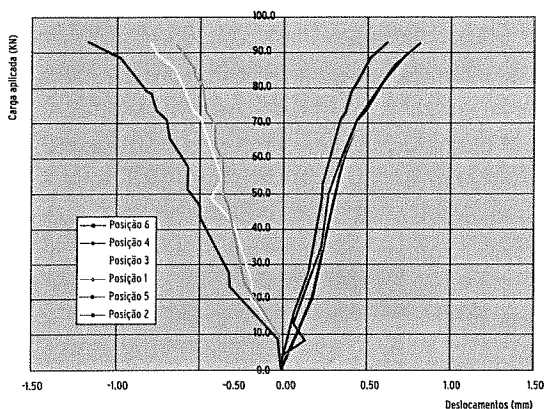
Este ensaio de carga foi realizado em 2004.07.19, foi efectuada 28 dias após a realização da operação atrás descrita. O procedimento de

> Figura 14: Remoção completa do septo vertical exterior de um dos furos dos tijolos para aplicação da armadura.

> Figura 15: Aspecto exterior dos tijolos após o refecimento do espaço intervencionado com argamassa.

> Figura 16: Aspecto geral da parede antes do ensaio.
> Figura 17: Rotura por esmagamento dos septos verticais limítrofes do primeiro nível de furos do tijolo.

DESLOCAMENTOS EM FUNÇÃO DA CARGA APLICADA



> 18

ensaio foi de acordo com o descrito em 3.2. Na figura 16 é possível verificar o aspecto geral da parede montada no pórtico de ensaio. Como não foi possível garantir um apoio indeformável, no período de tempo compreendido entre a reabilitação e o ensaio, só foi considerada a segunda fase de carregamento.

O ensaio foi interrompido após rutura por esmagamento dos septos verticais limítrofes do primeiro nível de furos do tijolo, situados sobre o apoio direito, ficando a parede apoiada na viga inferior do pórtico, como pode ser verificado pela figura 17. Essa rutura ocorreu para uma carga próxima dos 93 kN. A carga que provocou o aparecimento da primeira fissura na parede, conduziu a uma deformação máxima de 0.812 mm na posição 5.

Os resultados mais significativos encontram-se indicados no quadro 4, estando representado na figura 18 os deslocamentos em cada uma das posições função da força aplicada.

A introdução da armadura, como forma de reabilitar a parede, conferiu-lhe:

- > Uma capacidade resistente superior à inicial, pois a carga de rutura passou de 55 kN para 93 kN;
- > As deformações da parede reabilitada, nas posições de referência, foram inferiores às obtidas na parede íntegra.

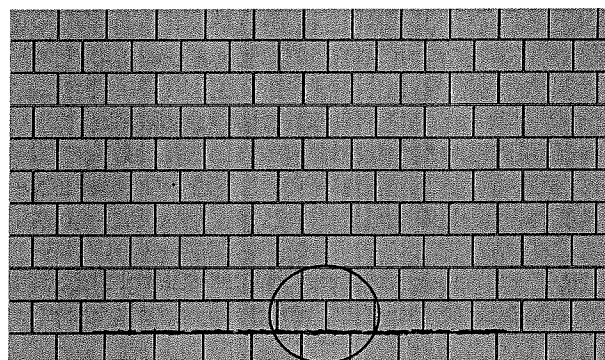
Estando em presença de uma viga parede, cuja secção é caracterizada, para este tipo de carregamento, por estar comprimida superiormente e traccionada inferiormente. É óbvio, que o aumento da capacidade resistente se deve sobretudo à armadura introduzida, pois dada a sua resistência à tracção, veio resolver a insuficiência a esta propriedade mecânica que a parede inicial detinha.

A redução das deformações, mesmo para um carregamento superior, poderá estar, também associada à introdução da armadura. Assimilando a parede a uma estrutura triangular, constituída por duas diagonais ligadas aos extremos do banzo inferior, para uma carga vertical, as diagonais estarão comprimidas e o banzo inferior estará traccionado. O aumento do módulo de elasticidade do banzo, mantendo a mesma área, provocará a diminuição do deslocamento vertical do vértice superior da estrutura triangular. Por analogia poderá ser possível afirmar que idêntico fenómeno ocorreu com a colocação da armadura.

3.5 Parede tipo "PD11M02"

3.5.1 Ensaio de carga sobre a parede íntegra

Este ensaio foi efectuado 28 dias após a montagem da parede. O procedimento de ensaio foi de



> 19

acordo com o descrito em 3.2. Só foi realizada a primeira fase do ensaio, pois a primeira fissura ocorreu com a aplicação do peso próprio.

Após ter sido retirada a chapa de montagem, a parede ficou solicitada ao seu peso próprio, tendo ocorrido simultaneamente a primeira fissura, resultante do desligamento entre a primeira e a segunda fiada de tijolos da parede (figuras 19 e 20). O peso próprio da parede correspondeu a um carregamento de 8 kN.

A deformação máxima foi de 3.4 mm, tendo sido obtida na posição 5. Os resultados mais significativos deste ensaio, encontram-se indicados no quadro 5.

A deformação na posição 5, foi de 3.4 mm, correspondendo a uma flecha, f_{pi} , dada por:

$$f_{pi} = \frac{L}{1176} = \frac{4000}{1176} = 3.4 \text{ mm}$$

Pelas considerações válidas em 3.2. relativas à evolução das deformações no período de execução dos componentes e ao efeito de fluência, a flecha a longo prazo, f_{lp} , do suporte deveria ser considerada, no caso das paredes tipo "PD11M02", com o seguinte valor:

$$f_{lp} \leq f_{epv} + f_{pi}$$

Donde resulta:

$$f_{lp} \leq \frac{L}{2222} + \frac{L}{1176} = \frac{L}{769}$$

> Figura 18: Gráfico dos deslocamentos em função da carga aplicada. Parede reabilitada, "PD11M01".

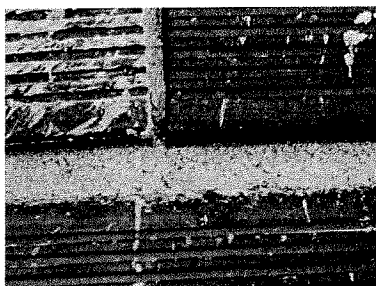
> Figura 19: Esquema da zona fissurada.

Tempo (s)	Força (kN)	Deformações (mm)						Observações
		1	2	3	4	5	6	
0	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
1	8.00	nd	nd	nd	3.0	3.4	2.6	Rotura

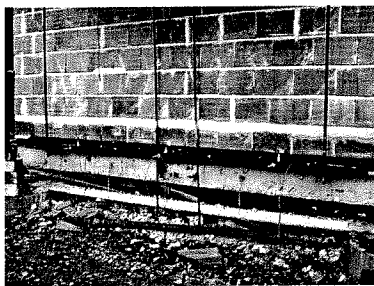
Observações:

nd – Não foi possível determinar este valor.

> Quadro 5: Valores significativos obtidos nos ensaios relativos à força e aos deslocamentos. Parede íntegra "PD11M02".



> 20



> 21



> 22

3.5.2 Ensaio de carga sobre a parede reabilitada

Após a realização do ensaio da parede íntegra, esta foi calçada e procedeu-se à sua reabilitação, usando um processo semelhante ao indicado em 3.4.2., com a excepção da posição onde foi colocada a armadura. Neste caso, atendendo ao tipo e ao local da fissura, foram removidos os septos verticais exteriores da fiada superior de furos dos tijolos, de modo a ser possível, para além da colocação da armadura, restabelecer a ligação entre a primeira e segunda fiada de tijolo da parede.

Este ensaio de carga foi efectuado 28 dias após a realização da operação anteriormente descrita. O procedimento de ensaio foi de acordo com o descrito em 3.2. Na figura 21 é possível verificar o aspecto da parede na zona onde foi efectuada a reabilitação, estando apresentado na figura 22, um detalhe da zona intervencio-

nada junto ao apoio. Como não foi possível garantir um apoio indeformável, no período de tempo compreendido entre a reabilitação e o ensaio, só foi considerada a segunda fase de carregamento. Efectuado o carregamento, o ensaio foi interrompido após o aparecimento da primeira fissura, que ocorreu para uma carga de 53 kN. Esta fissura situou-se acima da linha definida pela aplicação da armadura e com desenvolvimento a 45 graus a partir do apoio esquerdo, como pode ser verificado nas figuras 23 e 24. Em alguns tramos esta fissura tinha cerca 3 a 4 mm de espessura.

A carga que provocou o aparecimento da primeira fissura na parede, conduziu a uma deformação máxima de 0.485 mm na posição 5.

Os resultados mais significativos encontram-se indicados no quadro 6, estando representado a figura 25 os deslocamentos em cada uma das posições função da força aplicada.

A introdução da armadura, como forma de reabilitar a parede, tal como já tinha acontecido com a reabilitação da parede tipo "PD11M01", conferiu-lhe:

- > Uma capacidade resistente superior à inicial, pois a carga de rotura passou de 8 kN para 53 kN;
- > As deformações da parede reabilitada, nas posições de referência conhecidas, foram inferiores às obtidas na parede íntegra.

O funcionamento mecânico ocorrido com a reabilitação desta parede foi semelhante ao descrito em 3.4.2.2., contudo a existência de fissuração com desenvolvimento a 45 graus a partir do apoio esquerdo, poderá significar ter sido ultrapassada a resistência ao corte da parede.

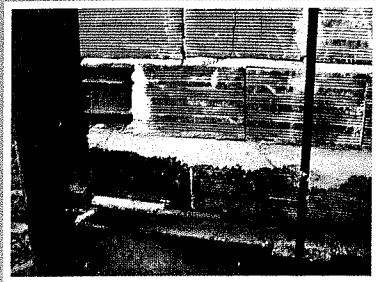
> Figura 20: Pormenor da zona fissurada.

> Figura 21: Aspecto da parede na zona onde foi efectuada a reabilitação.

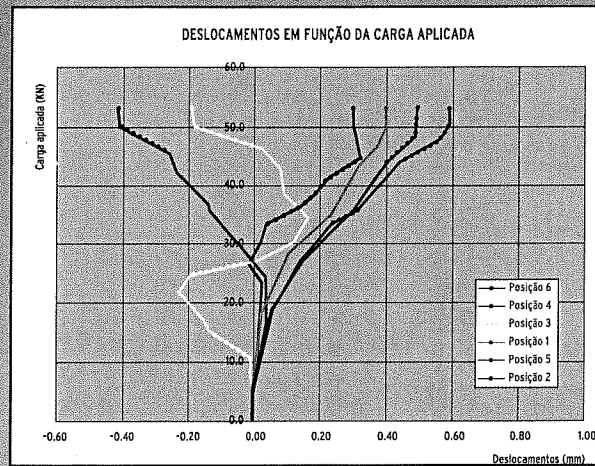
> Figura 22: Detalhe da reabilitação junto ao apoio da parede.



> 23



> 24



> 25

Tempo (s)	Força (kN)	Deformações (mm)						Observações
		1	2	3	4	5	6	
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
30	17.7	-0.026	0.182	-0.041	0.050	0.048	0.023	
60	28.7	-0.014	-0.134	0.039	0.169	0.170	0.107	
90	44.2	-0.327	-0.025	0.262	0.447	0.400	0.316	
120	53.0	-0.308	0.180	0.399	0.571	0.485	0.375	Rotura

> Quadro 6: Parede reabilitada, "PD11M02". Valores significativos obtidos nos ensaios relativos à força e aos deslocamentos.

4. CONCLUSÕES

As flechas a longo prazo admissíveis para os suportes ou os componentes superiores das paredes de tijolo, são inferiores aos valores recomendados na regulamentação nacional. As paredes efectuadas com a argamassa mista de cimento e cal hidratada, têm melhor capacidade de acomodação às deformações.

A solução usada na reabilitação das paredes, dotou-as de um funcionamento estrutural análogo a vigas-parede armadas, o que lhes conferiu melhor comportamento ao nível da capacidade resistente e da deformação, relativamente às paredes integras.

> Figura 23: Vista geral da fissuração a 45 graus na zona esquerda da parede.

> Figura 24: Detalhe da zona fissurada junto ao apoio esquerdo.

> Figura 25: Gráfico dos deslocamentos em função da carga aplicada. Parede reabilitada "PD11M02".

REFERÊNCIAS

- [1] SOUSA H., "Alvenarias em Portugal. Situação actual e perspectivas futuras", Seminário sobre paredes de alvenaria, Porto, 2002.
- [2] SABBATINI F. H., "Tecnologias de produção de vedações verticais", EPUSP, 2002.
- [3] BEZELGA A. A., "Edifícios de Habitação. Caracterização e estimativa técnico-económica", Universidade Técnica de Lisboa, 1984.
- [4] THOMAZ E., "Trincas em Edifícios – causas, prevenção e recuperação", IPT/EPUSP/Pini, 2003.
- [5] PFEFFERMANN O., "Fissuration des cloisons en maçonnerie due a une déformation excessive du support - Parte 1", CSTC, Revue, Bruxelles, Juin, 1969.
- [6] PFEFFERMANN O., PATIGNY J.J., "Fissuration des cloisons en maçonnerie due a une deformation excessive du support - Parte 2", CSTC, Revue, Bruxelles, Décembre, 1975.
- [7] "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado", Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho.
- [8] PFEFFERMANN O., "Les fissures dans les constructions: conséquence de phénomènes

physiques naturels. Annales de L' Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics", Bruxelles, Octobre, 1968.

- [9] Instituto Português da Qualidade (IPQ), "NP 1379: 1976 - Inertes para argamassas e betões. Análise granulométrica", Lisboa, 1976.
- [10] Instituto Português da Qualidade (IPQ), "NP 955: 1973 - Inertes para argamassas e betões. Determinação da baridade", Lisboa, 1976.
- [11] European Committee for Standardization (CEN), "EN 1015-3: 1999 - Methods of test for mortar for masonry. Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table)", Bruxelles, 1999.
- [12] European Committee for Standardization (CEN), "EN 1015-7: 1998 Methods of test for mortar for masonry. Part 7: Determination of air content of fresh mortar", Bruxelles, 1998.
- [13] European Committee for Standardization (CEN), "EN 1015-11: 1999 Methods of test for masonry. Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar", Bruxelles, 1999.
- [14] Instituto Português da Qualidade (IPQ), "NP EN 772-16: 2002 - Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 16: Determinação das dimensões", Lisboa, 2002.
- [15] European Committee for Standardization (CEN), "EN 771-1: 2003 - Specification for masonry units. Part 1: Clay masonry units", Bruxelles, 2003.
- [16] Instituto Português da Qualidade (IPQ), "NP EN 772-1: 2002 - Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão", Lisboa, 2002.
- [17] Instituto Português da Qualidade (IPQ), "NP EN 1052-1: 2002 - Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão", Lisboa, 2002.
- [18] European Committee for Standardization (CEN), "prENV 1996-1-1 – Eurocode 6 - Design of masonry structures – Part 1-1: General Rules for Buildings. Rules for reinforced and unreinforced masonry", 1995.

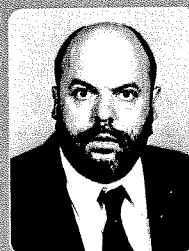
Manuel Fernando Paulo Pereira



Mestre em Engenharia Civil (Materiais e Reabilitação da Construção); Licenciado em Engenharia Civil (Estruturas) pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Actualmente exerce funções de socio-gerente da firma "PPSEC – Serviços de Engenharia Civil, Lda". Como áreas de interesse destacam-se as Estruturas de Betão Armado, a Reabilitação e Reforço de Estruturas e a Reabilitação da Construção.

pp@ppsec.net

José Luis Barroso de Aguiar



Doutorado em Engenharia Civil, especialidade de Materiais de Construção pela Universidade do Minho. Licenciado em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Actualmente é Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Como áreas de interesse destacam-se os Materiais para a Reabilitação e o Reforço da Construção e a Durabilidade da Construção.

aguiar@civil.uminho.pt