

COMPORTAMENTO CÍCLICO DE PAREDES DE FRONTAL POMBALINO

HELENA MEIRELES
Estudante Doutoramento
ICIST, Instituto Superior
Técnico
Lisboa - Portugal

RITA BENTO
Prof. Associado,
ICIST, Instituto Superior
Técnico
Lisboa - Portugal

RESUMO

Os edifícios Pombalinos mistos de alvenaria e madeira do século XVIII da baixa de Lisboa têm um reconhecido valor patrimonial tanto nacional como internacional. Uma das suas principais especificidades é a existência das chamadas paredes de frontal, paredes interiores, que constituem um contributo adicional de resistência a forças sísmicas. Estas compõem-se de uma treliça de madeira no plano preenchida nos espaços vazios por uma alvenaria de fraca resistência. Este artigo descreve uma campanha experimental com o intuito de obter o comportamento histerético das paredes de frontal à escala real. Foram realizados ensaios estáticos cíclicos com imposição de deslocamentos horizontais. As cargas verticais aplicadas à estrutura assumem que as paredes estão localizadas no primeiro piso suportando os pisos superiores. Optou-se por usar um protocolo já existente de aplicação de história de deslocamentos à estrutura neste tipo de ensaios, o protocolo CUREE. Este foi desenvolvido especificamente para estruturas de madeira e é baseado na resposta histerética de estruturas porticadas de madeira. Um total de 3 ensaios foram efectuados em 3 paredes idênticas. O comportamento histerético destas paredes sujeitas a cargas cíclicas exhibe uma forte não linearidade na resposta força-deslocamento e uma elevada ductilidade. Os resultados obtidos são bastante importantes para trabalhos futuros na modelação do comportamento sísmico destas paredes; por outro lado, são também cruciais já que os ensaios efectuados nestes elementos estruturais até ao momento são muito limitados.

1. INTRODUÇÃO

Os edifícios Pombalinos da baixa de Lisboa, mistos de alvenaria e madeira, são estruturas do século XVIII com um reconhecido valor patrimonial tanto a nível nacional como a nível internacional. Em 1755 um catastrófico terramoto seguido de um considerável maremoto atingiu a capital de Portugal causando danos severos à cidade. O desastre destruiu completamente o coração da cidade de Lisboa, a sua baixa. Esta está localizada num vale rodeado por três colinas e a sul pelo rio Tejo e a sua composição é de material aluvião relativamente pouco espesso (com cerca de ~30 metros de espessura). O desastre requeria uma solução urgente. O Primeiro Ministro de então, Marquês de Pombal, teve a seu cargo a reconstrução da cidade e a responsabilidade de trazer a vida das pessoas de volta à normalidade o mais rapidamente possível. Delegou assim a um grupo de engenheiros o desenvolvimento de uma solução estrutural para novas construções que garantisse a resistência sísmica em futuros cataclismos. Baseados nos conhecimentos construtivos da época e na análise empírica dos edifícios que sobreviveram ao terramoto, foi criada uma nova construção tipo à qual se dá o nome de *construção Pombalina*. Um exemplo dos componentes construtivos deste tipo de edificação pode ser visto na figura 1 a).

Este tipo de construção pode ser descrito da seguinte forma, baseado em [1]. Os edifícios foram construídos em quarteirões incluindo cada quarteirão uma média de 10 edifícios. O sistema de fundações era engenhoso; é constituído por um sistemas de micro-estacas sobre as camadas de aluvião. As micro-estacas são repetidas e similares, em média com 15 cm de diâmetro e 1,5 m de comprimento. Estas formam duas fileiras paralelas na direcção das paredes principais e estão ligadas no topo a elementos horizontais de madeira por pregos de ferro forjado. No piso térreo a construção consiste em paredes maciças e pilares ligados entre si por um sistema de arcos com função de vigamento. Em casos mais elaborados, espessos arcos quadripartidos eram construídos; estes protegiam os andares superiores da eventual propagação de fogo que começasse no piso térreo (animais e mantimentos eram aqui guardados). Do primeiro piso ao último piso o sistema era constituído por uma estrutura tridimensional de madeira chamada *gaiola Pombalina*. A *gaiola Pombalina* é composta por pisos de madeira tradicionais e lateralmente por paredes resistentes mistas de madeira e alvenaria (chamadas paredes de frontal).

Estas suportam não só cargas verticais devidas aos pisos mas também funcionam como elemento resistente às forças horizontais sísmicas. Este é um sistema melhorado baseado em construções existentes anteriormente, em construções pré-Pombalinas onde já se construam paredes mistas de madeira e alvenaria de fraca resistência, no entanto, eram efectuadas de uma forma bastante mais rudimentar e muito menos sistemática. Estas paredes anti-sísmicas são uma das mais relevantes especificidades destes edifícios. Elas são compostas por uma treliça de madeira no plano preenchida nos espaços vazios por uma alvenaria de fraca qualidade. Na figura 1 b) podemos ver uma fotografia de uma parede de frontal real *in-situ*.

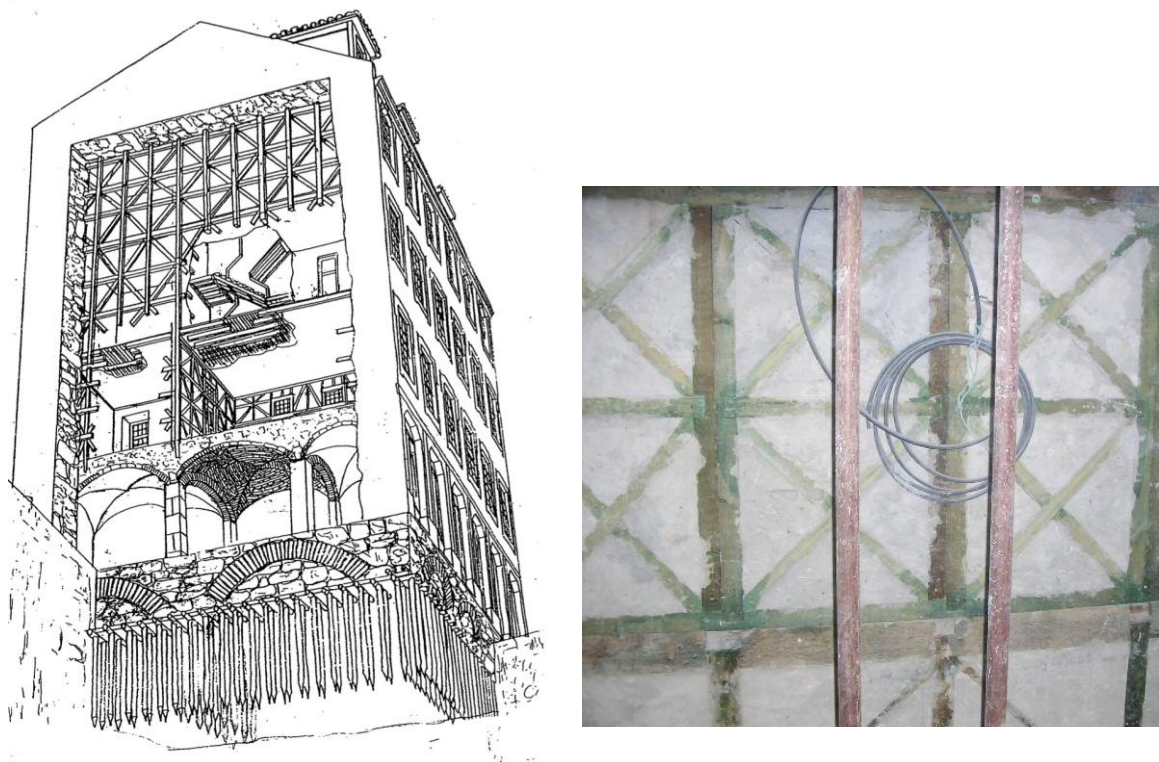


Figura 1: a) Exemplo de um edifício de construção Pombalina [1], b) Foto de uma parede de frontal *in-situ*.

Muita pouca informação existe em termos analíticos ou experimentais que caracterizem o comportamento destas paredes internas. Antes de realizar estudos analíticos é essencial efectuar estudos experimentais que permitam fornecer informação crucial para calibrar ou validar os modelos analíticos. Ensaio experimentais poderão ser efectuados em elementos representativos destas paredes. Até ao momento, os únicos ensaios experimentais efectuados neste tipo de paredes foram os de Pompeu Santos [2] em 1997 e os de Cruz *et al.* [3] em 2001. No primeiro estudo citado, três paredes reais, não exactamente com as mesmas configuração e dimensões, retiradas dum edifício da baixa Pombalina, foram transportadas para o laboratório nacional de engenharia civil (LNEC) e posteriormente testadas em ensaios cíclicos estáticos com imposição de deslocamentos horizontais. O estudo foi o primeiro a testar estas paredes em cargas cíclicas e estáticas horizontais e as curvas histeréticas que se obtiveram as primeiras a serem conseguidas também. Apesar de o estudo experimental ter a vantagem de usar espécimes reais retirados de um edifício também há desvantagens associadas a esta situação, nomeadamente no que toca ao transporte das peças para o laboratório e na reprodução das condições de apoio reais aquando dos ensaios. Para o transporte uma gaiola de aço foi construída de modo a minimizar eventuais choques e deformações na estrutura; para as condições fronteira (apoios) foi construída uma sapata de betão armado de modo a encastrar o elemento horizontal inferior da parede, como se pode ver no esboço da figura 2. No entanto, de modo a encastrar o elemento inferior da parede, as ligações inferiores ficaram cobertas pelo betão da sapata. Parece aos autores deste artigo que esta solução, ainda que a mais simples de efectuar neste caso, tem a desvantagem de pôr a coberto as ligações inferiores da parede com o betão da sapata. Isto fará com que muito provavelmente a rigidez e a resistência da estrutura aumente quando comparado com as condições reais de apoio no local, em que estas ligações estão a descoberto.

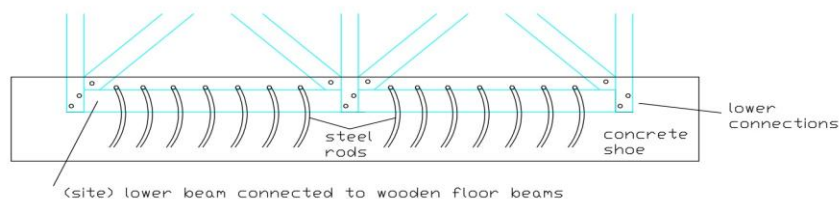


Figura 2: Esquema da sapata usada para encastrar o elemento inferior da parede no estudo experimental de Pompeu Santos [2].

No segundo artigo referido [3] o objectivo era o de verificar a possibilidade de usar elementos de FRP e fibra de vidro, juntamente com adesivos de epoxy, no reforço de paredes de frontal danificadas. Relativamente a este artigo, o que vale a pena salientar é que foram usados modelos à escala reduzida (escala 1:3) e estes foram testados em compressão diagonal com cargas não cíclicas mas monotónicas. Ainda que estes testes sejam mais simples e bastante mais rápidos de efectuar, a informação obtida com ensaios monotónicos é bastante mais reduzida e limita-se à curva da envolvente da relação força-deslocamentos de modelos reduzidos. No presente estudo é desejável obter mais informação do que somente a curva da envolvente força-deslocamentos e, por isso, é necessário testar novas paredes de frontal ciclicamente de modo a obter o seu comportamento histerético.

O objectivo do estudo experimental desenvolvido e apresentado aqui é pois o de obter o comportamento cíclico das paredes de frontal à dimensão real. As propriedades obtidas são úteis no desenvolvimento de modelos analíticos que prevejam o comportamento da estrutura em análise aos sismos. Os espécimes, construídos em laboratório, tentam imitar os pormenores de construção e de condições de apoio encontrados na realidade nestes edifícios. Um total de três paredes de frontal foram construídas no laboratório e ensaiadas sob as mesmas condições. Em resumo os objectivos deste estudo são os de obter, através de ensaios cíclicos estáticos com imposição de deslocamentos horizontais, curvas histeréticas que caracterizem a parede de frontal.

2. DESCRIÇÃO DOS ESPÉCIMES

Um desenho esquemático dos pormenores de construção dos espécimes de parede de frontal pode ser vistos na figura 3. A ideia foi construir em laboratório três espécimes que se assemelhassem às paredes reais testadas no LNEC [2] no que toca às dimensões dos elementos de madeira, às dimensões dos módulos (cruzes) e ao tipo de ligações usadas. A espécie usada nestes ensaios foi pinho bravo (*Pinus Pinaster Ait.*) encomendada à serração. Uma das razões para escolher esta espécie é que pode ser encontrada nos edifícios Pombalinos. Nos edifícios Pombalinos as espécies encontradas variam e pode encontrar-se desde carvalhos, castanheiros a diferentes tipos de pinhos. A escolha do pinho bravo é também devido ao facto de esta espécie ser usada normalmente em construções novas de madeira sendo portanto bem conhecidas as suas propriedades físicas e mecânicas, além disso encontra-se em grande quantidade nas serrações visto ser uma espécie tipicamente portuguesa. As madeiras foram encomendadas secas a 12% de humidade (esta é a humidade encontrada na madeira a uma temperatura ambiente de 20° e uma humidade relativa ambiente de 65%), dado que se imagina que in-situ as madeiras Pombalinas estejam completamente secas. As secções usadas são limitadas às encontradas na serração 16x8 cm²; 12x8 cm² e 10x7 cm². Posteriormente os barrotes de madeira foram enviados à carpintaria para serem cortados e foram de seguida transportados para o laboratório. Em relação às ligações, (número de pregos, dimensões e seu posicionamento) estas foram imitadas em pormenor mas de acordo com o que era possível tendo em conta os pregos de ferro forjado que se encontraram existentes comercialmente. Os pregos e dimensões usadas podem ser vistos na figura 3. Os pregos usados são piramidais de 12,5 cm em comprimento por secção na base de 10x6 mm². Os pregos usados para ligar os diagonais entre elas são mais pequenos de dimensões 7,5 cm em comprimento por secção na base de 5x5 mm². De notar que os pregos foram os únicos encontrados comercialmente que eram feitos de ferro forjado e feitos manualmente; deste modo são uma boa imitação do que existia no passado, estando limitados, no entanto, às dimensões que foram referidas. Por esta razão também os pregos variam ligeiramente nas suas dimensões, por exemplo até 0,5 cm em comprimento e/ou 0,5 mm em secção.

No laboratório, as paredes foram montadas como se descreve de seguida. Primeiro, os barrotes principais (todos à excepção dos elementos diagonais) foram colocados na horizontal e pregados entre si. Nos elementos principais foi feita uma pré-furação de 7,5 mm em diâmetro só no elemento superior de modo a não haver fissuras na madeira aquando da pregagem. Os pregos foram pregados manualmente. Posteriormente, as diagonais foram pregadas aos elementos principais com os pregos maiores e entre elas com os pregos menores, tentando sempre que possível diminuir as folgas entre os elementos. De seguida, as paredes foram postas na vertical para serem preenchidas com a alvenaria.

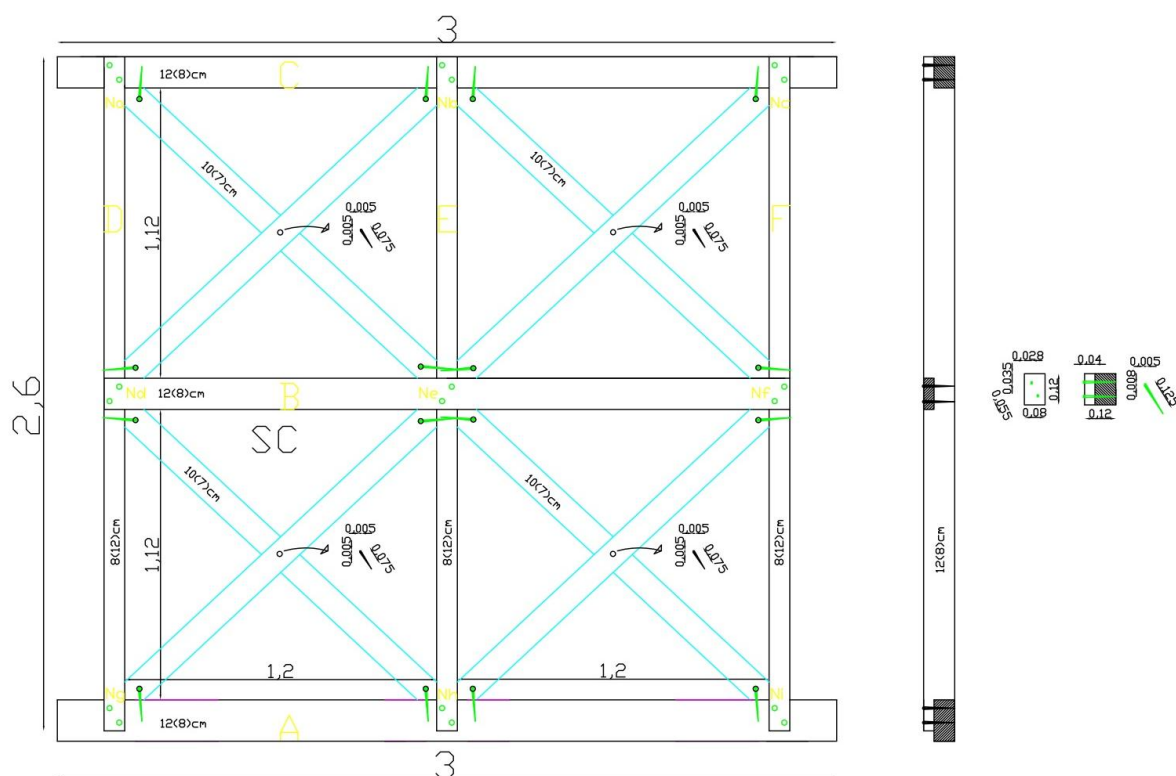


Figura 3: Espécime parede de frontal (unidades em metros ou de outra forma especificado).

A questão do preenchimento de alvenaria é importante. É previsível que os resultados experimentais variem dependendo do tipo e qualidade da alvenaria usada (que obviamente influencia na sua resistência mecânica); e por isso é importante tentar imitar o que se encontrava na realidade antigamente. No entanto, o problema não é de fácil resolução já que uma grande variedade de preenchimentos podem ser encontrados. Da observação feita por equipas em trabalhos de reabilitação e demolição, diferentes tipos de preenchimentos foram encontrados. Por exemplo, preenchimentos de argamassa com tijolos, de argamassa com telhas ou de argamassa com pequenas pedras (que se pensa serem restos do terramoto). Em relação à argamassa usada, apenas um estudo foi encontrado sobre o tipo de argamassa utilizada nestes edifícios [4]. Este estudo, baseado na recolha de argamassa do local de um edifício em reabilitação, indica que o ligante usado foi cal hidráulica; indica também que a dimensão dos inertes foi de 0,5 a 2 mm e que não foram encontradas partículas de cimento, como era expectável. Mais ainda a relação água/ligante era provavelmente superior a 1. Baseado nestas considerações foi decidido que o preenchimento de alvenaria consistiria em argamassa de cal hidráulica com intercepções de telhas e tijolo partido. De salientar que certamente também teria sido utilizada cal aérea aquando da construção destes edifícios dada a sua época de construção. A relação água/ligante usada foi de 1,75/2; a relação ligante/inerte foi de 1/3 (tipicamente usada na construção civil) e uma relação 1/1 para a areia lavada de rio versus areia de areiro. Estudos efectuados [5] indicam que a resistência mecânica em compressão de esta composição de argamassa não excede 1,3 MPa sendo aos 28 dias ou aos 195 dias, indicando que é uma argamassa de fraca resistência. O tempo de secagem da argamassa/alvenaria foi de 3 meses.

3. DESCRIÇÃO DO APARATO EXPERIMENTAL

Os espécimes testados descritos nesta secção estão ilustrados nas figuras 4 e 5. A figura 4 ilustra um esquema do aparato experimental e a figura 5 apresenta uma fotografia da mesma parede de frontal pronta a ensaiar.

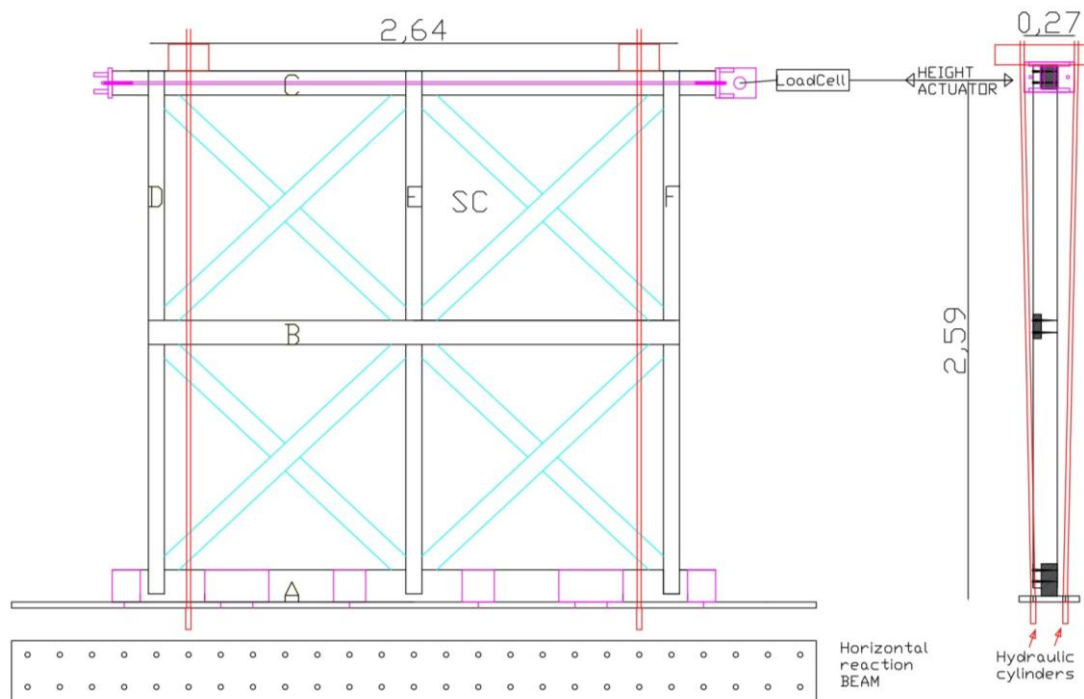


Figura 4: Aparato experimental da parede de frontal (unidades em metros ou de outra forma especificado).



Figura 5: Fotografia do espécime parede de frontal pronto a ensaiar.

Nas figuras 4 a 5 pode ver-se que o espécime está ancorado à viga de reacção horizontal através de chapas de aço com a forma de ómeças. A figura 6 contém um desenho esquemático do sistema de ancoragem da parede à viga horizontal de reacção em que se podem ver estes ómeças. Estes ómeças foram desenhados e projectados especificamente para estes ensaios. Aos ómeças estão aparafusados parafusos M24 (353 mm² secção). Um total de 16 parafusos M24 foram utilizados. Este sistema de ancoragem consegue reagir às forças horizontais e de momento a serem aplicadas à estrutura, evitando que a estrutura levante. Os autores do presente artigo acreditam que este sistema de apoio tem mais vantagens em comparação ao sistema de sapata de betão armado usado em [2] já que não cobre as ligações inferiores da parede mas somente ancora a viga inferior desta. Além disso tem mais semelhanças com as condições de apoio reais destas paredes.

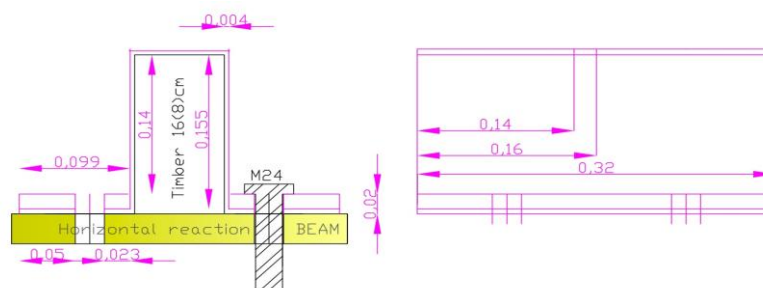


Figura 6: Sistema de ancoragem à viga de reacção horizontal (unidades em metros ou de outra forma especificado).

Os três espécimes de paredes de frontal foram testadas com a carga aplicada no topo. Um actuador com capacidade de 1000 kN e 400 mm de braço foi usado. Os dados foram recolhidos através de dois transdutores: a carga a ser aplicada foi medida com uma célula de carga colocada a seguir ao braço do actuador e o deslocamento no topo das estruturas foi medido através dum transdutor de deslocamentos (LVDT) colocado nas traseiras da estrutura (do lado oposto à célula de carga), como pode ser visto na figura 5. O sistema de aquisição incluía também um data logger e um PC com o programa Visual Basic. Os movimentos para fora do plano foram evitados por um sistema resistente lateral de rolamentos vermelhos apoiados no pórtico amarelo que se vê na figura 5. Os espécimes pesam respectivamente: parede 1 0,766 ton.; parede 2 0,756 ton.; parede 3 0,766 ton.

4. DEFINIÇÃO DA HISTÓRIA DE DESLOCAMENTOS

Existe um protocolo predefinido de aplicação da história de deslocamentos a este tipo de estruturas, o protocolo CUREE [7]. Este protocolo foi desenvolvido especificamente para estruturas de madeira e é baseado na resposta histerética de estruturas porticadas de madeira. O protocolo CUREE consiste em sequências cíclicas de deslocamentos aumentando em amplitude progressivamente; cada segmento consiste num primeiro ciclo que é múltiplo dum deslocamento de referência e mais outros ciclos que seguem o primeiro e têm amplitudes iguais a 75% do primeiro ciclo. Os segmentos variam em comprimento de 3 a 7 ciclos. A história de deslocamentos impostos nestes ensaios pode ser vista na figura 7. Todos os ensaios foram efectuados de modo a que o braço do actuador estivesse a meia distancia, permitindo o mesmo comprimento de braço na direcção positiva e negativa (170 mm). Os testes foram efectuados à razão de 0,25 mm/s. Os dados foram lidos à razão de 1 mm/amostra assim como, em termos de força, à razão não superior a 0,25kN/amostra.

Nestes ensaios o cálculo do deslocamento de referência não foi efectuado já que implicaria que um dos espécimes fosse testado somente em cargas monotónicas como sugerido no protocolo. Em vez disso, foi estimado um deslocamento máximo esperado para a estrutura igual ao obtido nos ensaios efectuado em [2], 120 mm. No entanto, as paredes reais aqui testadas são um módulo mais altas, têm cerca de 3,4 m de altura, esperando-se que o deslocamento máximo obtido para os espécimes de parede de frontal aqui ensaiados seja menor. De facto, nos primeiros dois ensaios as estruturas atingiram dano significativo para um deslocamento máximo de 90 mm e o ensaio foi parado aqui por razões de segurança; no último ensaio, a história de deslocamentos foi até aos 120 mm, estando a estrutura completamente destruída para este nível de deslocamento imposto.

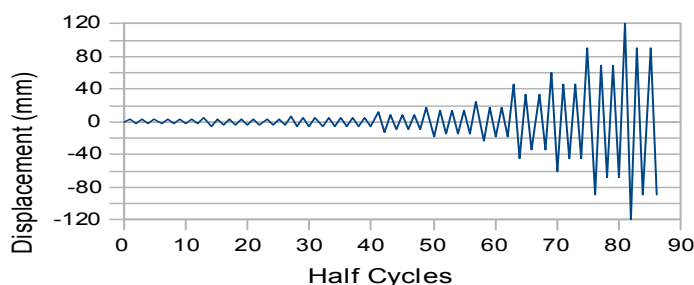


Figura 7: História de deslocamentos para os espécimes.

5. DEFINIÇÃO DO CARREGAMENTO VERTICAL

O carregamento vertical a impor à estrutura foi calculado com base no Eurocódigo 1 [8], para estados limites últimos, e é dado por $S_d = \text{cargas permanentes} + 0,3 * \text{cargas variáveis}$. Foi considerado que a parede estava colocada no primeiro piso dos possíveis três pisos mais piso térreo mais mansarda (os edifícios Pombalinos têm em geral cinco pisos). A área de influência das paredes foi considerada de quatro metros. Foi considerada uma carga variável de 2 kN/m^2 e para o cálculo das cargas permanentes foi considerado o peso das paredes divisórias ($0,1 \text{ kN/m}^2$), o peso das próprias paredes ($3,0 \text{ kN/m}$), o peso dos pisos de madeira ($0,7 \text{ kN/m}^2$) e o peso dos tectos ($0,6 \text{ kN/m}^2$). A força resultante é de 30 kN/m (por metro de parede). A carga vertical foi distribuída por quatro macacos hidráulicos tendo cada um uma força total de $19,2 \text{ kN}$.

6. RESULTADOS E CONCLUSÕES

As curvas histeréticas obtidas para os espécimes parede 1, parede 2 e parede 3 podem ser vistas nas figuras 8, 9 e 10, respectivamente. O comportamento histerético das paredes de frontal é caracterizado por uma forte não linearidade na envolvente da relação forças horizontais-deslocamentos de topo. É observado nestas três curvas o chamado efeito de aperto (*pinching*). Este efeito deverá estar associado à progressiva abertura e fecho de folgas na estrutura especialmente na ligação das diagonais aos elementos verticais/horizontais e destes últimos à alvenaria, aquando de um carregamento. Em geral ciclos com uma área grande podem ser identificados levando a uma razoável capacidade de dissipação de energia destes elementos. É também observada uma grande ductilidade na resposta assim como a degradação de resistência da estrutura. A média da resistência máxima das três paredes é de $50,8 \text{ kN}$. O deslocamento máximo (último) obtido na estrutura sem colapso foi de cerca de 90 mm , resultando num deslocamento inter-pisos (*drift*) máximo de cerca de $3,5\%$.

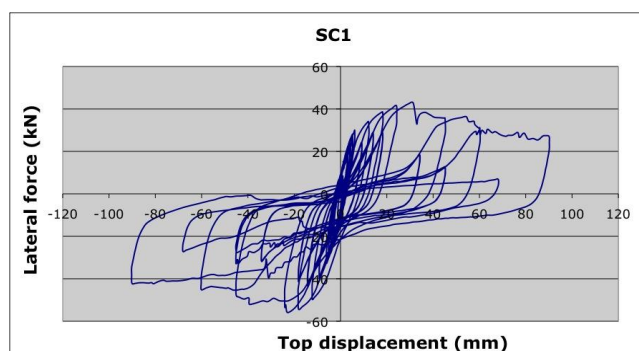


Figura 8: Curva histerética da parede 1.

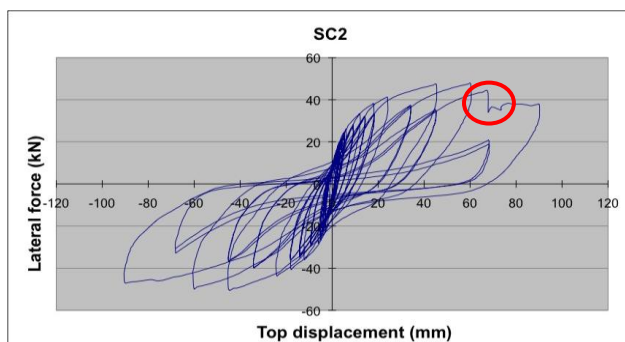


Figura 9: Curva histerética da parede 2.

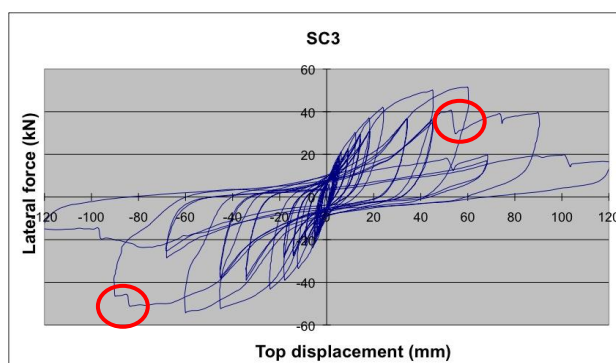


Figura 10: Curva histerética da parede 3.

No ensaio da parede 1, o modo de ruptura foi essencialmente a abertura de fendas na madeira na zona das ligações como pode ser visto na figura 11 a). O colapso dos elementos de madeira na zona das ligações deve-se essencialmente ao facto de estes elementos não terem continuidade na direcção vertical em direcção ao próximo piso. Por outro lado deve-se também ao facto de os pregos usados, por restrições comerciais, serem ligeiramente superiores em secção aos utilizados nas paredes reais de [2]. Na realidade pode acontecer que os elementos verticais tenham continuidade em direcção ao piso superior e provavelmente os pregos usados serão também ligeiramente inferiores em dimensões. Por este motivo foi decidido evitar este tipo de ruptura nos dois ensaios subsequentes e foi decidido colocar nas ligações superiores e inferiores chapas adicionais de aço ligadas por parafusos não pré-esforçados, o detalhe pode ser visto na figura 11 b). O modo de ruptura das paredes 2 e 3 pode ser visto na figura 11 c) e é caracterizado pela encurvadura e posterior ruptura de diagonais fora do plano da estrutura. A repentina perda de resistência da estrutura quando uma diagonal rompe pode ser visto nas figuras 9 e 10 marcada com círculos vermelhos.



Figura 11: a) Colapso por abertura de fendas na ligações superiores da parede 1, b) chapas de aço nas ligações superiores e inferiores das paredes 2 e 3, c) modo de ruptura das paredes 2 e 3.

É importante referir a semelhança entre os resultados obtidos no presente estudo e os obtidos com paredes reais em [2]. Em termos de forma geral das curvas elas são idênticas e podemos observar efeito de aperto e degradação de resistência em ambas. Em termos de resistência máxima obtida os resultados variam ligeiramente sendo cerca de 65 kN em [2] (em comparação com os 50,8 kN no presente estudo). De salientar que as paredes testadas em [2] são mais altas um módulo tendo 3,4 m de altura podendo este facto ter influência. Em relação aos

deslocamento entre pisos (*drift*) os valores são idênticos sendo também 3,5 % em [2]. Estas semelhanças nos resultados são importantes pois levam a crer que os espécimes construídos em laboratório são uma boa reprodução das paredes reais.

Os resultados obtidos no presente estudo são bastante importantes e úteis para trabalhos futuros, por exemplo, na validação de modelos analíticos que caracterizem o comportamento sísmico destas paredes; por outro lado, são também cruciais já que os ensaios efectuados neste tipo de paredes até ao momento são muito limitados.

7. AGRADECIMENTOS

O primeiro autor gostaria de agradecer à Fundação para a Ciência e Tecnologia a bolsa de doutoramento que lhe foi concedida, referência SFRH/BD/41710/2007. Também merecem agradecimentos os úteis comentários de Eng. Pedro Palma, Prof. Sousa Gago, Prof. Jorge Proença e Prof. Mário Lopes.

8. REFERÊNCIAS

- [1] Jorge Mascarenhas (2005) Sistemas de Construção; V-O Edifício de rendimento da Baixa Pombalina de Lisboa, Materiais Básicos 3º Parte: O Vidro. Livros Horizonte.
- [2] Santos P. (1997), Ensaios de Paredes Pombalinas. Nota Técnica N°15/97, NCE/DE, LNEC Lisboa.
- [3] Cruz H., Moura J.P. e Sporiti Machado J. (2001) The use of FRP in the strengthening of timber reinforced masonry load-bearing walls, *Historical Constructions*, Guimarães, page 847.(em inglês).
- [4] OZ Empresa Lda, trabalho desenvolvido para Intergaup (1994) Levantamento e Apoio à Modelação estrutural dos Edifícios do BCP da Rua Augusta e Rua dos Correeiros em Lisboa (Caracterização dos materiais).
- [5] Carvalho J. (2007), Caracterização Mecânica de Paredes Resistentes em Alvenaria de Pedra Através de ensaios não destrutivos; *Tese de mestrado*, Instituto Superior Técnico (IST) .
- [6] EN1015-11- Methods of test for mortar for masonry. Part 1.1 Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar (1999) (em inglês).
- [7] Krawinkler, H., Parisi F., Ibarra L., Ayoub A. and Medina R. (2000) Development of a testing protocol for wood frame structures. CUREE-Caltech Woodframe Project Rep., Stanford University, Stanford, California (em inglês).
- [8] Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions -Densities, self-weight, imposed loads for buildings, EN 1991-1-1 (2002) Comission of the European Communities (CEN), Brussels (em inglês).