

Ensaio em mesa sísmica de edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de enchimento

João Leite¹

**Manuel Paulo-
Pereira²**

Paulo Candeias³

Alfredo Campos Costa⁴

Paulo B. Lourenço⁵

RESUMO

A influência das paredes de alvenaria de enchimento nas estruturas porticadas de betão armado pode ser visto como algo já estudado exaustivamente, mas as atividades sísmicas recentes, como em 2009 em Itália, mais concretamente em Aquila, demonstraram que as soluções adotadas pelos projetistas ainda são ineficientes. Paredes de alvenaria de enchimento em edifícios construídos nas últimas duas décadas, com base em regulamentos modernos, tiveram um comportamento indesejado, colapsando para fora do plano do pórtico, não cumprindo por isso os estados limite de utilização.

Com o acima descrito, e assumindo que a NP EN 1998-1 não fornece elementos suficientes ao projetista para um correto dimensionamento destes elementos não estruturais, realizou-se um programa experimental no Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, fruto de uma parceria com a Universidade do Minho, onde foram ensaiados na mesa sísmica três modelos à escala 1:1.5 de estruturas porticadas em betão armado preenchidas por diferentes soluções para paredes de alvenaria de tijolo exteriores, com e sem armadura. No presente trabalho são detalhadas as soluções construtivas utilizadas e apresentados os resultados dos ensaios experimentais, com base na observação do comportamento estrutural e padrão de dano, mais especificamente da influência da alvenaria no comportamento global da estrutura, das alterações na interação entre a alvenaria e o pórtico de betão armado mediante a presença ou não de armadura e os modos de colapso dos panos.

Palavras-chave: alvenaria de enchimento, mesa sísmica, armadura de junta, armadura de reboco

1. INTRODUÇÃO

A análise de edifícios construídos nas duas últimas décadas e dimensionados segundo regulamentos modernos pode levar a conclusões preocupantes pois imagens de atividades sísmicas recentes mostram expulsões para fora do plano e danos elevados no plano dos panos de enchimento em edifícios porticados de betão armado, lembrando os projetistas das consequências de soluções e dimensionamentos inadequados, assim como de más práticas construtivas.

¹ ISISE, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. joaoleite@civil.uminho.pt

² ISISE, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. pp@ppsec.pt

³ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal. pcandeias@lnec.pt

⁴ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal. alf@lnec.pt

⁵ ISISE, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. pbl@civil.uminho.pt

A [4] define no ponto 4.3.6 as medidas adicionais a serem tomadas no dimensionamento sísmico de estruturas porticadas com enchimentos de alvenaria, impondo medidas adequadas para evitar a rotura frágil, a desintegração prematura e o colapso parcial ou total para fora do plano dos enchimentos, nomeadamente redes electrosoldadas ligeiras amarradas nas faces das paredes e cintas fixas aos pilares e dispostas nas juntas de assentamento. No entanto, o regulamento não propõe um método de dimensionamento para estas medidas adicionais nem apresenta detalhes construtivos que possam auxiliar o projetista.

Com esta lacuna regulamentar em vista, realizou-se um programa experimental no Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas (N.E.S.D.E.) do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (L.N.E.C.), fruto de uma parceria com a Universidade do Minho, onde foram ensaiados na mesa sísmica três modelos à escala 1:1.5 de estruturas porticadas em betão armado preenchidas por diferentes soluções para paredes de alvenaria de tijolo exteriores, com e sem armadura.

2. ESQUEMA DE ENSAIO

Seguidamente será apresentando o programa experimental realizado no N.E.S.D.E. do L.N.E.C., mais especificamente a geometria dos modelos, as soluções construtivas, as fases de ensaio e a instrumentação.

2.1 Geometria, lei de similaridade e soluções ensaiadas

A geometria dos modelos ensaiados (número de pórticos por direção, número de pisos, dimensões das aberturas nas alvenarias) definiu-se com base num compromisso entre o que habitualmente se constrói em Portugal e as limitações da mesa sísmica, ver Figura 1.

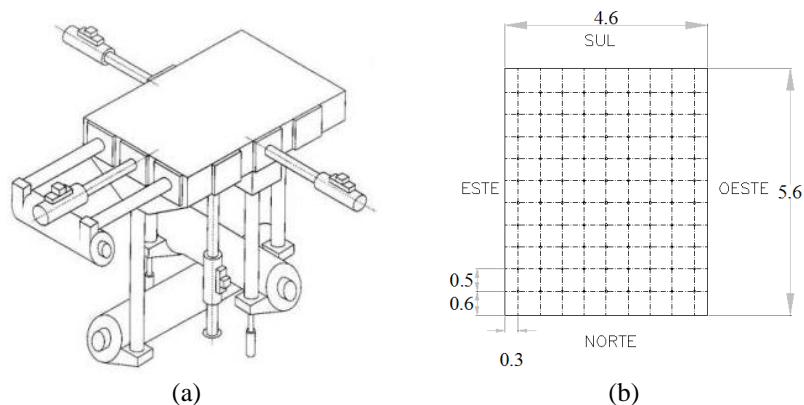


Figura 1. Mesa sísmica do N.E.S.D.E. do L.N.E.C.: (a) esquema geral; (b) dimensões e furação da superfície da mesa (em metros).

A relação entre os protótipos idealizados para o conjunto de ensaios experimentais e os modelos em escala efetivamente ensaiados é definida através de uma lei de similaridade. Tendo em consideração a resposta dinâmica não linear da estrutura durante o ensaio experimental, optou-se pela lei de similaridade de Cauchy-Froude [1], ver Quadro 1.

Quadro 1. Lei de similaridade de Cauchy-Froude.

<i>Parametro</i>	<i>Fator de Escala</i>	<i>Parametro</i>	<i>Fator de Escala</i>
Comprimento (L)	$L_p/L_m = \lambda$	Massa (m)	λ^2
Módulo de Young (E)	$E_p/E_m = 1$	Peso (w)	λ^2
Massa Específica (ρ)	$\rho_p/\rho_m = \lambda^{-1}$	Força (F)	λ^2
Área (A)	λ^2	Momento (M)	λ^3
Volume (V)	λ^3	Tensão (τ)	1
Deslocamentos (d)	λ	Extensão (ϵ)	1
Velocidade (v)	$\lambda^{1/2}$	Tempo (t)	$\lambda^{1/2}$
Aceleração (a)	1	Frequencia (f)	$\lambda^{-1/2}$

Atendendo à lei de similaridade e considerando uma escala de 1:1.5 ($\lambda=1.5$), a geometria dos modelos ensaiados encontra-se na Figura 2. Trata-se de uma estrutura porticada em betão armado com dois pisos, lajes armadas em ambas as direções, pórticos de vão único nas fachadas Norte e Sul e vão duplo nas fachadas Este e Oeste. Todos os pórticos são preenchidos por alvenaria de enchimento e apenas a fachada sul não apresenta aberturas.

A lei de similaridade de Cauchy-Froude obriga à utilização de massas adicionais no modelo escalado e no presente conjunto de ensaios estas massas aplicaram-se em dois locais distintos: nas lajes de betão armado e nas paredes de alvenaria. A cada uma das lajes acopolaram-se, através de carotes e parafusos de grandes dimensões, 6 massas de 1200 kg cada, enquanto nas paredes de alvenaria aplicaram-se 334 massas de 7,2 kg cada, segundo o esquema na Figura 2, que se repete também na face interior dos panos.

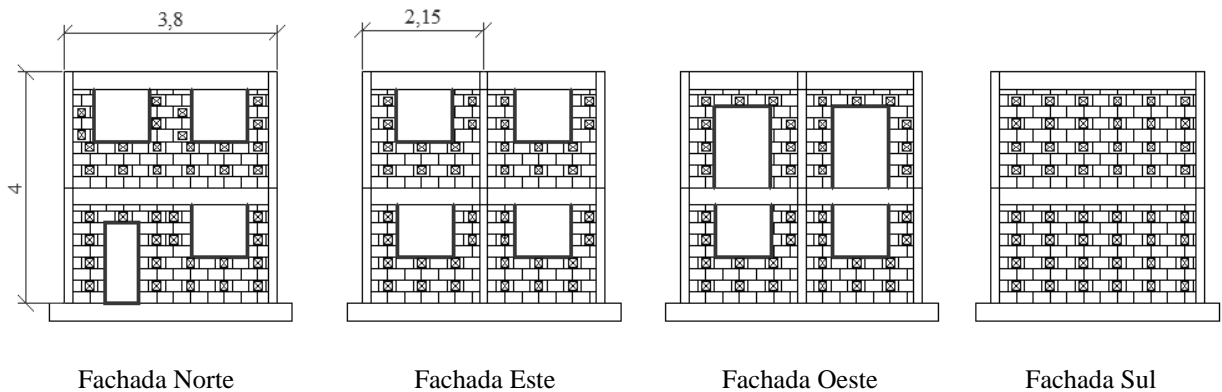


Figura 2. Fachadas e dimensões (em metros) dos modelos ensaiados.

Os três modelos construídos e ensaiados partilhavam as dimensões e geometria acima descritas, contudo dimensionaram-se com base em regulamentos e classes de betão e aço distintos. As soluções construtivas das paredes de alvenaria de enchimento de cada modelo foram também distintas.

2.2.1 Modelo 1

O modelo 1 representa o património edificado em Portugal desde a década de 80. A estrutura de betão dimensionou-se seguindo o [6] e o [5], tendo sido escolhidos betão da classe C20/25 e aço da classe S400. Relativamente à alvenaria de enchimento, optou-se pela solução tradicional com dois panos de espessuras diferentes, 7 cm no interior e 9 cm no exterior, separados por uma caixa de ar com 2 cm, ver Figura 3. Às faces exteriores das vigas e dos pilares aplicou-se uma forra com 3 cm de espessura, e como acabamento aplicou-se 1,5 cm de reboco pelo exterior e espessura semelhante de gesso projetado pelo interior. Foi utilizada uma argamassa pré-doseada da classe M5 da Secil Martigança nas juntas de alvenaria e no reboco.



(a) Pano exterior



(b) Detalhe numa zona com abertura

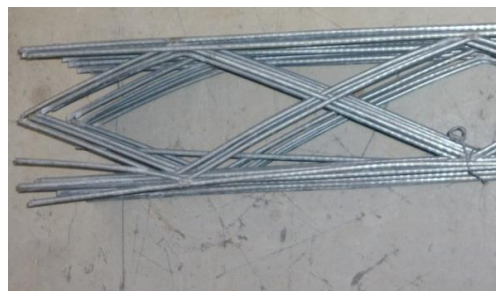
Figura 3. Alvenaria de enchimento no modelo 1.

2.2.2 Modelo 2

O modelo 2 representa uma possível solução para o futuro. Posto isto, o dimensionamento estrutural baseou-se na [3] e na [4] utilizando materiais de uma classe superior: C30/37 para o betão e S500 para o aço. No que respeita à alvenaria de enchimento, a solução adotada foi o pano simples com 15 cm de espessura e com armadura de junta aplicada a cada duas fiadas. Esta armadura da Bekaert, Murfor Rnd .4/100, ver Figura 4(a), em forma de treliça ligou-se ao pórtico de betão armado através de varões metálicos presos às armaduras longitudinais dos pilares, ver Figura 4(b). Desta forma a armadura de junta sobrepôs-se aos conectores metálicos, ficando ambos embebidos na argamassa da junta de assentamento, ver Figura 4(c).



(b) Conectores metálicos ligados à armadura longitudinal dos pilares



(a) Armadura de junta Murfor Rnd .4/100



(c) Ligação entre conector metálico e a armadura de junta

Figura 4. Alvenaria de enchimento no modelo 2.

2.2.3 Modelo 3

O modelo 3 apenas difere do modelo 2 nas alvenarias de enchimento. Neste modelo construíram-se panos simples com 15 cm de espessura, seguidamente envolvidos com Armanet $\varnothing 1.05$ mm 12.7x12.7mm, ver Figura 5 (a). A armadura foi pregada ao pórtico de betão armado com recurso à tecnologia fulminante da Hilti e pregos X-M8H10-37-P8, ver Figura 5 (b). Não foram aplicados pregos diretamente no pano de alvenaria devido à utilização de massas adicionais que, ao contrário dos modelos anteriores, foram separadas através de anilhas metálicas com 1 cm de espessura e área similar aos pregos da Hilti de forma a simular essas mesmas pregagens, ver Figura 5 (c). Após aplicação da armadura, ambas as faces do modelo foram rebocadas com 1.5 cm de argamassa pré doseada da classe M5, ver Figura 5 (d).



(a) Armanet $\varnothing 1.05$ mm 12.7x12.7mm



(b) Pregos X-M8H10-37-P8 da Hilti



(c) Massas adicionais para alvenaria com as anilhas

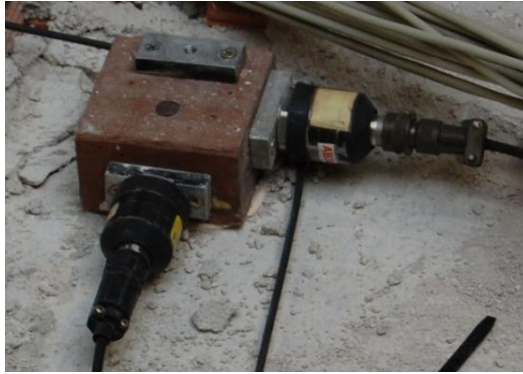


(d) Aplicação de reboco.

Figura 5. Alvenaria de enchimento no modelo 3.

2.3 Instrumentação e fases de ensaio

Tendo em consideração os objetivos do ensaio, a instrumentação dos modelos destina-se a adquirir tanto o comportamento global da estrutura de betão armado como o comportamento dos vários panos de alvenaria. O comportamento global registou-se com recurso a acelerómetros colocados em dois cantos opostos de ambas as lajes, um em cada direção principal, ver Figura 6 (a), e com câmaras Hamamatsu capazes de registar o movimento ao longo do tempo de um determinado ponto num plano. Estas últimas foram colocadas nos cantos das lajes, pelo exterior, que não tinham acelerómetros. O comportamento das paredes de alvenaria registou-se com recurso a acelerómetros apenas, ver Figura 6 (b). No caso do modelo 1, devido à existência de dois panos, colocaram-se acelerómetros pelo interior e pelo exterior.



(a) Acelerómetros nos cantos das lajes



(b) Acelerómetros nas paredes de enchimento

Figura 6. Instrumentação dos modelos.

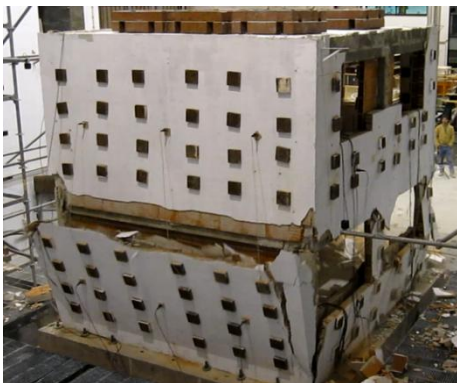
O ensaio dos modelos realizou-se em quatro fases distintas, ver Quadro 2, e para cada uma geraram-se dois acelerogramas distintos, um para cada direção principal da mesa, com base nos espectros de resposta para a zona de Lisboa e um solo tipo A da [4]. Os acelerogramas das três primeiras fases foram gerados a partir dos espectros associados aos três estados de dano definidos no [2], enquanto a quarta fase representa o limite da mesa tendo em consideração a massa do modelo a ensaiar.

Quadro 2. Fases de ensaio.

<i>Fase</i>	<i>Período de retorno</i>
1	225 anos
2	475 anos
3	2475 anos
4	1.5 x fase 3

3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Apenas o modelo 1 colapsou na última fase do ensaio, imediatamente após o colapso para fora do plano de todos os panos de alvenaria do piso inferior. Os panos de alvenaria sem aberturas destacaram-se do pórtico de betão armado e rodaram sob a forma de corpo rígido segundo um eixo na base ou na base e topo, ver Figura 7 (a) e (b). Os panos de alvenaria do segundo piso apresentaram apenas dano ligeiro. Relativamente à estrutura de betão armado, o colapso deveu-se ao rompimento por corte e torção a meia altura de todos os pilares do primeiro piso da fachada Este e da formação de rótulas no topo dos pilares do primeiro piso da fachada Oeste, ver Figura 7 (c) e (d). As aberturas nas paredes de alvenaria de enchimento contribuíram significativamente para este modo de colapso, principalmente na fachada Este.



(a) Colapso de um pano exterior



(b) Colapso de um pano interior



(c) Rótulas no topo dos pilares do primeiro piso a fachada Oeste



(d) Pilar Noroeste do primeiro piso

Figura 7. Dano no modelo 1.

Nenhum pano de alvenaria colapsou para fora do plano no modelo 2, ver Figura 8 (a) e (b), devido à ligação da armadura de junta ao pórtico de betão armado através de conectores metálicos, ver Figura 4 (b), no entanto o reboco colocado nas faces exteriores das vigas e pilares destacou-se na última fase de ensaio, essencialmente na zona dos cantos, ver Figura 8 (b) e (c). Os panos de alvenaria do segundo piso apresentaram apenas dano ligeiro. A estrutura de betão armado do modelo 2, dimensionado segundo a [4] teve um comportamento sísmico melhor que o expectável com a ajuda das paredes de alvenaria de enchimento. No entanto, desenvolveu um modo de rotura indesejável e potencialmente frágil, com o aparecimento de rótulas no topo dos pilares do piso 1, ver Figura 8 (d), e fendas de corte a meia altura em todos os pilares do piso 1, ver Figura 8 (e). À semelhança do modelo 1, as aberturas nos panos de enchimento contribuem substancialmente para este modo de rotura.



(a) Alvenaria segura apenas pela armadura de junta e conectores metálicos



(b) Pano do primeiro piso com dano extremo e pano do segundo piso com dano ligeiro



(c) Destacamento do reboco nas faces de vigas e pilares, essencialmente nos cantos



(d) Rótula no topo do pilar Nordeste do primeiro piso



(e) Fenda por esforço de corte a meia altura do pilar Noroeste

Figura 8. Dano no modelo 2.

À semelhança do modelo 2, nenhuma parede de alvenaria de enchimento colapsou para fora do plano, e à semelhança de ambos os modelos anteriores apenas os panos do primeiro piso apresentaram dano considerável. Isto deveu-se ao facto de a armadura embebida no reboco interior e exterior estar pregada não só ao pórtico de betão armado, mas também aos panos de alvenaria pois como se pode ver na Figura 9, o reboco desliga-se do pórtico de betão armado. Caso o reboco estivesse apenas pregado nestas zonas, as forças geradas devido às acelerações para fora do plano seriam suficientes para destacar completamente este elemento não estrutural. O dano na estrutura de betão armado e dos panos de alvenaria torna-se impercetível com esta solução de reboco, sendo necessário proceder-se à sua remoção de forma a efetuar uma correta inspeção estrutural. A estrutura de betão armado apresentou um comportamento semelhante à do modelo 2.



(a) Destacamento do reboco no canto Sudeste



(b) Aspeto geral do modelo após o ensaio e fendilhação ao longo da viga do primeiro piso na fachada Norte



(c) Destacamento de reboco no canto Noroeste



(d) Dano na ombreira da fachada Oeste

Figura 9. Dano no modelo 3.

4. CONCLUSOES

No presente trabalho apresentaram-se os resultados, com base na observação do comportamento estrutural e padrão de dano, dos ensaios de três estruturas porticadas de betão armado dimensionadas segundo regulamentos distintos e preenchidas por diferentes soluções de alvenaria de enchimento, realizados na mesa sísmica do N.E.S.D.E. do L.N.E.C. Será necessário ainda um rigoroso tratamento de resultados para formular conclusões sólidas relativas às soluções estruturais e não estruturais ensaiadas.

Com o acima referido em mente, é possível concluir que a estrutura de betão armado dimensionada com recurso à antiga regulamentação, [6] e [5], e com panos de alvenaria duplos e sem armaduras, modelo 1, teve um comportamento sísmico claramente inferior aos modelos dimensionados segundo a nova regulamentação, [3] e [4], e com panos de alvenaria simples e reforçados, modelos 2 e 3, ainda que estes últimos tenham desenvolvido um mecanismo de

rotura indesejável e potencialmente frágil. Os panos de alvenaria armados contribuíram para o melhor comportamento sísmico da estrutura de betão armado, no entanto as aberturas contribuíram também para o desenvolvimento do mecanismo de colapso.

Todos os panos do primeiro piso do modelo 1 colapsaram para fora do plano, enquanto nenhum pano nos modelos 2 e 3 colapsaram. Para tal contribuíram as ligações entre as armaduras de junta e os pórtico de betão armado através de conectores metálicos no modelo 2, e as pregagens da armadura do reboco não só ao betão armado mas também ao pano de alvenaria no modelo 3. Caso contrário os panos de alvenaria desligar-se-iam do pórtico de betão armado, potenciando o seu derrube para fora do plano devido às forças de inércia.

REFERÊNCIAS

- [1] Carvalho, E. C. (1998) "Seismic testing of structures," *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam.
- [2] Eurocode 8. (2005). "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (EN 1998-3), European Committee of Standardization " Brussels, Belgium.
- [3] NP EN 1992-1-1. (2010). "Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Comité Europeu de Normalização" Lisboa, Portugal.
- [4] NP EN 1998-1. (2010). "Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Comité Europeu de Normalização" Lisboa, Portugal.
- [5] R.E.B.A.P. (1983). "Regulamento para Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado" Diário da República.
- [6] R.S.A. (1983). "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes" Diário da República.