

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES E DE TÉCNICAS DE REFORÇO



Humberto VARUM
Professor Auxiliar
Dep. de Eng. Civil
Universidade de Aveiro
hvarum@civil.ua.pt



Ema COELHO
Investigadora Principal
LNEC
Lisboa
ema.coelho@lnec.pt



Artur V. PINTO
Investigador
ELSA, JRC, Ispra (VA)
Itália
artur.pinto@jrc.it

SUMÁRIO

Uma vasta campanha de ensaios foi realizada sobre estruturas de betão armado representativas da prática de projecto e construção até finais dos anos 70 nos países do sul da Europa. Dois pórticos de 4 pisos à escala real foram projectados, construídos e testados para intensidades crescentes da acção sísmica. Os principais objectivos desta série de ensaios foram a avaliação da capacidade original destes edifícios, com e sem alvenaria, e ainda a validação experimental da eficiência de várias técnicas de reparação e reforço. Com esta comunicação pretende-se apresentar e comentar os resultados mais relevantes da campanha de ensaios realizada no âmbito do projecto ICONS.

1. INTRODUÇÃO

No âmbito do projecto ICONS (Tópico 2 - "*Assessment, Strengthening & Repair*", coordenado pelo LNEC) [1] [3], uma vasta campanha de ensaios foi realizada em pórticos de betão armado, de 4 pisos à escala real, representativos da prática do projecto e da construção característica nos anos 50~70, em países do sul da Europa (ver figura 1). Os principais objectivos desta série de ensaios foram o estudo de vulnerabilidades estruturais e o desenvolvimento e validação de técnicas de reparação e reforço adequadas para este tipo de estruturas. As técnicas/soluções testadas foram: a) técnicas selectivas de reforço de pilares (intervindo na resistência, rigidez e/ou ductilidade); b) aplicação de betão projectado com armadura embebida sobre as

alvenarias; c) sistemas de contraventamento com dispositivos de dissipação de energia; e, d) aplicação de fibras de carbono na reparação de pilares e nós. Um objectivo mais amplo foi o de produzir resultados experimentais que possam servir para o desenvolvimento da parte de avaliação e redimensionamento do Eurocódigo 8 [2].

Os pórticos de betão armado foram construídos e testados para várias intensidades sísmicas. Um dos pórticos em estudo foi preenchido com painéis de alvenaria de tijolo (IN) e o outro não (BF). Os materiais usados na construção dos pórticos foram os característicos da construção dos anos 50~70, ou seja, um betão de fraca resistência e armadura de aderência normal. A pormenorização da armadura foi executada de acordo com o uso corrente daquela época, ou seja, não foram adoptadas regras específicas de pormenorização, nomeadamente provisões particulares relativas à ductilidade, ou pormenorização das emendas e nós, nem estratégias de dimensionamento tendentes a desenvolver mecanismos preferenciais de dissipação de energia. Para além da avaliação do desempenho sísmico dos pórticos originais com e sem alvenaria, a campanha de ensaios prosseguiu com reparação dos danos e reforço, e subsequentes ensaios sísmicos de avaliação do desempenho destas técnicas de reforço. As soluções de reforço estudadas consistiram em: a) reforço selectivo (SR) de parte dos pilares conferindo selectivamente resistência, rigidez e/ou ductilidade adicionais; b) reforço de alguns painéis de alvenaria com aplicação de malha de aço e betão projectado (shotcrete - SC) aumentando a sua ductilidade; c) reforço dos pórticos com introdução de um contraventamento de aço em série com um elemento dissipador de energia (Shear-Link, SL).

Com esta comunicação pretende-se resumir o trabalho preparatório da campanha de ensaios, bem como fornecer uma análise global e comparativa do desempenho sísmico de pórticos de betão armado com e sem painéis de alvenaria e das várias soluções de reforço investigadas.

2. PROJECTO E CONSTRUÇÃO DOS MODELOS DE ENSAIO

Como representado no esquema geral da figura 1 (ver fotos na figura 2), o pórtico de betão armado tem quatro pisos e três vãos; dois de 5 m e um de 2.5 m. A altura entre pisos é de 2.7 m e as lajes maciças (dois metros de largura, contados a partir do eixo da viga), tem uma espessura de 0.15 m. Foram adoptadas vigas com igual geometria e armadura em todos os pisos. A geometria dos pilares é igual em altura, excepto para o pilar forte que possui uma secção transversal 0.60 m x 0.25 m no primeiro e segundo pisos com redução para 0.50 m x 0.25 m nos dois pisos superiores. As vigas, na direcção do carregamento horizontal (direcção de ensaio), possuem uma secção de 0.25 m x 0.5 m, e as vigas transversais possuem uma secção de 0.25 m x 0.5 m. Relativamente ao aço utilizado e à pormenorização das armaduras deve salientar-se o seguinte: a) o aço utilizado é um aço de aderência normal (varão redondo liso) com amarrações em gancho; b) as emendas são todas feitas na base dos pilares (com 0.70 m de sobreposição de armadura); e, c) os estribos são dobrados a 90° e não respeitam o espaçamento mínimo de acordo com a filosofia da regulamentação actual. No dimensionamento dos pórticos foi especificado um betão da classe C16/20 e para a armadura um aço da classe FeB22K, segundo a classificação das normas italianas, que prescrevem os seguintes valores nominais: $f_{sy}=250$ MPa, $f_{su}=365$ MPa. Ensaio sobre provetes de betão e varões de aço foram realizados após a construção dos modelos e foram obtidos os seguintes

resultados (valores médios): para o betão - $f_{cm}=15$ MPa; para o aço - $f_{sym}=350$ MPa, tensão última, $f_{sum}=453$ MPa, deformação última, $\epsilon_{sum}=24\%$.

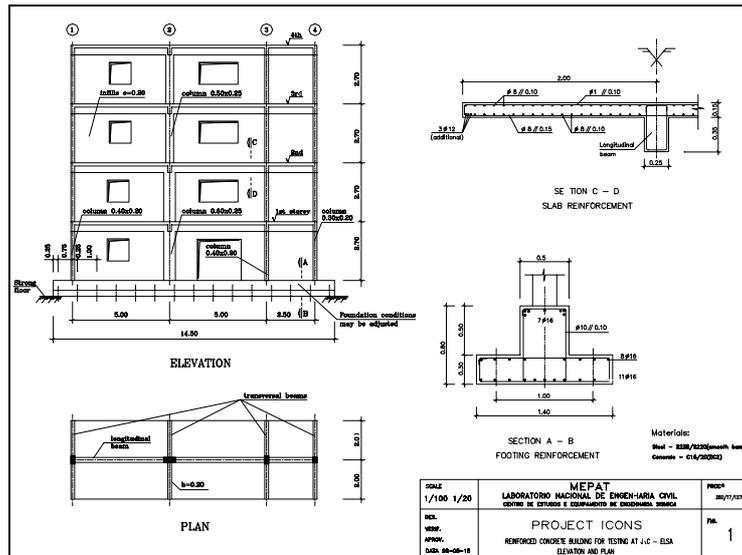


Figura 1 : Planta e alçado do pórtico (com painéis de alvenaria)

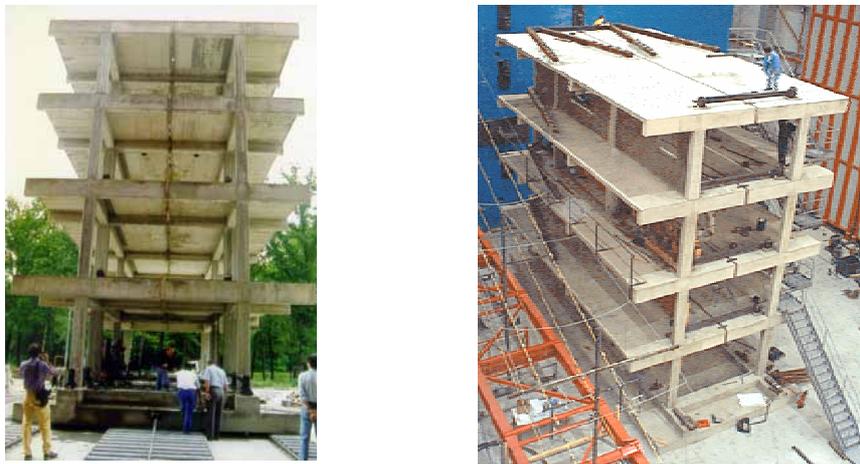


Figura 2 : Modelo no laboratório ELSA: a) transporte, b) montagem dos dispositivos de solicitação e construção dos painéis de alvenaria num dos pórticos

As cargas verticais foram definidas de forma a simular as acções permanentes, para além do peso próprio (revestimentos, divisórias e sobrecarga). A acção sísmica foi definida como sendo representativa de um cenário de casualidade sísmica correspondente a uma zona de média-alta sismicidade na Europa. Foram gerados acelerogramas, com duração de 15 segundos para

diferentes períodos de retorno. Os ensaios foram realizados considerando três acelerogramas de referência correspondentes aos períodos de retorno de 475, 975 e 2000 anos, aos quais correspondem acelerações máximas de 218, 288 e 373 cm/s^2 , respectivamente.

3. ENSAIOS DO PÓRTICO SEM ALVENARIA (BF)

Como referido, foram construídos dois pórticos idênticos. O pórtico sem alvenaria foi sujeito a um ensaio sísmico pseudo-dinâmico (PsD) correspondente ao período de retorno de 475 anos (475-yrp) e subsequentemente a um ensaio PsD considerando o sismo correspondente a 975 anos de período de retorno (975-yrp). Os resultados destes ensaios são apresentados na figura 3, em termos de diagramas deslocamento relativo entre pisos versus o esforço de corte nos pisos. De notar que o ensaio de maior intensidade foi interrompido aos 7.5 segundos para evitar o colapso da estrutura previsto, evidenciado por forte desenvolvimento de danos no terceiro piso. A concentração dos danos no terceiro piso deve-se a uma redução importante de rigidez e resistência neste piso. Outros factores que contribuíram para esta acentuada concentração do dano no terceiro piso são as emendas das armaduras localizadas na base dos pilares do terceiro piso, bem como a insuficiente armadura de esforço transverso, especialmente no pilar central que atrai grande parte do esforço desenvolvido no piso. A combinação destas deficiências originou o aparecimento de danos em três níveis do pilar forte (três rótulas plásticas), que conduziu a um invulgar mecanismo de colapso no terceiro piso. O perfis de máximo deslocamento relativo entre pisos são representados na figura 4, sendo os valores máximos dos deslocamentos e corte ao nível do piso, para os dois ensaios PsD, apresentados no quadro 1.

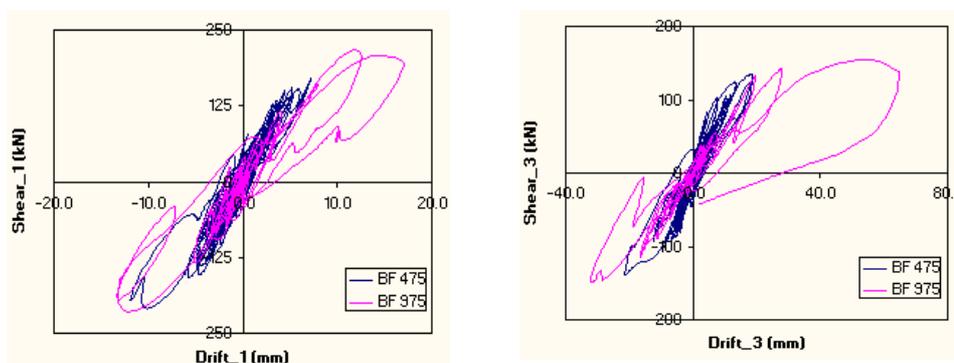


Figura 3 : Diagramas de piso força-deslocamento - ensaios do pórtico sem alvenaria: 475-yrp e 975-yrp

4. PÓRTICO COM REFORÇO SELECTIVO (SR)

Após os dois ensaios sísmicos efectuados no pórtico original sem alvenaria, as zonas mais danificadas foram reparadas (pilar principal do terceiro piso), tendo-se removido o betão de recobrimento nas zonas danificadas, as fendas foram seladas com resina epoxy. Posteriormente foi efectuada a limpeza e preparação das superfícies para aplicação do reforço da estrutura. A

solução de reforço adoptada foi proposta pelo grupo de investigação do Imperial College of London [4] [5] e basicamente intervêm no pilar principal ao nível de todos os pisos. A filosofia de reforço é baseada nos seguintes conceitos: a) reforço em resistência aplicada no terceiro e quarto pisos, no sentido de uniformizar a resistência em altura; e, b) reforço em ductilidade aplicado nos três pisos inferiores onde importantes exigências de ductilidade eram previstas. O aumento da ductilidade das secções foi conseguido pela aplicação de cintas em aço externas aplicadas nas zonas críticas dos pilares (base e topo). Adicionalmente, e para minimizar o risco de rotura por corte dos pilares reforçados foram também aplicadas cintas na parte central destes pilares.

O programa de ensaios do pórtico reforçado (SR) seguiu o estabelecido para o pórtico original (BF), tendo como principal objectivo comparar directamente os desempenhos das duas estruturas. No entanto, após ter sido verificado um comportamento satisfatório por parte do pórtico reforçado durante o sismo correspondente a 975 anos de período de retorno, o qual provocou apenas deformações limitadas e pequenos danos, foi decidido submeter o pórtico reforçado a um ensaio adicional de maior intensidade sísmica. Com este ensaio pretendeu-se provocar danos maiores na estrutura, sem no entanto provocar o colapso da mesma. Assim, foi então adoptado um sismo com um período de retorno de 2000 anos para este ensaio. Os resultados mais expressivos das respostas são resumidos no quadro 1 e na figura 4 são representados os perfis de máximo deslocamento relativo entre pisos para os três ensaios sobre a estrutura reforçada.

5. PÓRTICO ORIGINAL (BF) VS PÓRTICO REFORÇADO (SR)

Neste ponto é feito o confronto entre os resultados experimentais obtidos para a estrutura original e reforçada, sublinhando os aspectos inerentes à eficiência do reforço aplicado.

Os ensaios realizados sobre o pórtico original mostraram uma forte concentração de deformação no terceiro piso que sofreu danos consideráveis. O mecanismo de colapso desenvolvido nesta estrutura é consequência da irregularidade em altura, em termos de rigidez e resistência, que por sua vez é uma consequência directa da redução brusca da secção do pilar principal. O reforço da estrutura corrigiu o problema da irregularidade e consequentemente as exigências de deformação nos ensaios do pórtico reforçado apresentam uma distribuição uniforme. Para além de corrigir a irregularidade, o reforço adoptado para a estrutura conferiu-lhe uma maior capacidade de deformação. Pois a estrutura não só resistiu ao sismo 975-yrp com deformações relativas entre pisos da ordem de 1%, como quando foi sujeita ao sismo 2000-yrp (com aceleração de pico 1.8 vezes maior em comparação com o sismo 475-yrp) apresentou um comportamento estável, conseguindo acomodar deformações relativas de piso da ordem dos 3%, sem evidenciar o aparecimento de mecanismos de colapso, e com danos passíveis de reparação. De facto, a estrutura reforçada apresentou exigências de deformação de certo modo proporcionais à intensidade da acção sísmica para os três níveis de acção, o que expressa um comportamento regular e estável. Refira-se que para o pórtico reforçado foi observado um 'drift' máximo de 2.8% ao nível do primeiro piso, que é sensivelmente o dobro do valor de deformação última identificada nos ensaios sobre o pórtico original. Este facto

permite concluir que o reforço com as cintas de aço, no mínimo, duplicou a capacidade de deformação dos pisos.

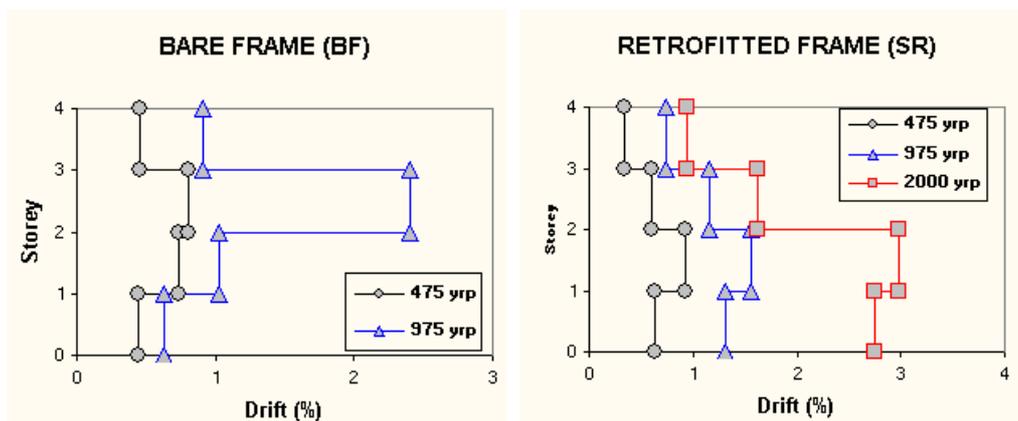


Figura 4 : Exigências máximas de deslocamento relativo entre pisos ('drift') para os pórticos sem alvenaria: pórtico original (BF); pórtico reforçado (SR)

Existem outros aspectos que devem ser sublinhados e que foram verificados durante os ensaios dos pórticos BF e SR, nomeadamente: 1) Como esperado, o mecanismo de deformação/colapso tipo viga-forte pilar-fraco (mecanismo de piso) verificou-se em todos os ensaios realizados. No entanto, verificou-se um pequeno aumento das exigências de deformação nas vigas para o pórtico reforçado; 2) Verificou-se a concentração das deformações inelásticas numa extensão muito reduzida dos elementos, resultando em rótulas plásticas com comprimentos muito inferiores aos valores empíricos propostos na literatura (os valores observados são em média 40% dos valores empíricos). Isto resulta da fraca aderência das armaduras (varão liso), provocando um considerável escorregamento com maior concentração das deformações numa curta extensão das extremidades dos pilares e das vigas; 3) Os valores estimados dos ensaios para a participação das lajes são também significativamente inferiores que os valores sugeridos na regulamentação e que os valores estimados em ensaios sobre estruturas com aço de aderência melhorada. O aço liso é também aqui responsável pela fraca mobilização da laje adjacente para a resistência das vigas.; 4) Nos ensaios observou-se que a emenda das armaduras na base dos pilares, particularmente em estruturas existentes com aço de aderência normal e com amarrações em gancho e reduzida armadura de esforço transversal desenvolvem fendas de corte prematuras nas emendas para valores de deslocamento relativo entre pisos de 0.4%. Estas fendas diagonais tendem a desenvolver um mecanismo local de colapso por corte nos pilares para valores de drift da ordem dos 1.3~1.8%.

6. PÓRTICO COM ALVENARIAS (IN)

O pórtico de betão armado com painéis de alvenaria de tijolo (IN) foi também sujeito a uma série de ensaios sísmicos de intensidade crescente. A estrutura de betão armado é nominalmente semelhante (em geometria, materiais utilizados e disposições construtivas) à

estrutura BF. A configuração geral das aberturas é esboçada na figura 1. As paredes de alvenaria foram construídas em tijolo furado (com furos horizontais) com as seguintes dimensões: 0.12 m de espessura, 0.245 m de base e 0.245 m de altura. Em cada face das paredes foi aplicada uma camada com 15 mm de espessura de reboco em argamassa com uma composição tipo 1:4.5.

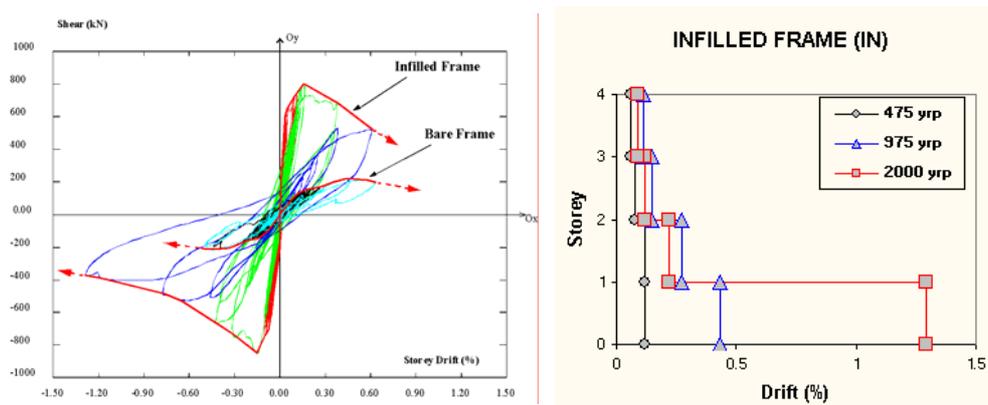


Figura 5 : Resultados dos ensaios da estrutura com painéis de alvenaria (IN): a) diagramas 'shear-drift' do piso 1 e curvas envolventes, b) Máximas exigências de deformação (desl. relat. entre pisos)

A estrutura com alvenaria foi sujeita a três ensaios PsD considerando ainda os mesmos acelerogramas, correspondentes aos períodos de retorno de 475, 975 e 2000 anos. Durante o ensaio 2000-yrp os painéis do primeiro piso atingiram danos severos (colapso) e o ensaio foi interrompido aos 5 segundos por forma a evitar o colapso total da estrutura. Os resultados dos ensaios são ilustrados na figura 5. O comportamento da estrutura durante o ensaio de menor intensidade (475-yrp) foi satisfatório, não tendo sido observados danos significativos quer nos painéis de alvenaria, quer na estrutura de betão armado (apenas leve fendilhação nos painéis e essencialmente na interface entre os painéis e a estrutura de betão). O ensaio correspondente ao sismo 975-yrp já induziu danos importantes nos painéis de alvenaria do primeiro piso, e danos moderados nos painéis do segundo piso. Alguns danos estruturais foram também observados nos nós e em vários pilares do primeiro piso. Nestas mesmas zonas e ao nível do segundo piso foram ainda detectados danos similares, embora com menor intensidade. Não foram observados danos significativos nos pisos superiores da estrutura. Após o ensaio 975-yrp, era evidente o mecanismo tipo 'soft-storey infilled frame'. No entanto, decidiu-se sujeitar a estrutura a um ensaio subsequente de maior intensidade (correspondente ao sismo 2000-yrp), por forma a avaliar a diminuição da resistência lateral da estrutura com o aumento dos deslocamentos ('softening behaviour'). Os diagramas de piso (shear-drift) apresentados na figura 5 mostram claramente a perda de resistência lateral sendo evidente que a resistência do primeiro piso da estrutura com alvenaria diminui drasticamente com o aumento dos deslocamentos, e tende a aproximar-se da resistência do pórtico sem alvenaria para valores de drift a partir de 1%.

7. PÓRTICO COM ALVENARIA REFORÇADA - 'SHOTCRETE' (SC)

Após os ensaios de avaliação estrutural da estrutura com alvenaria, a mesma foi reparada, e o painel exterior sem aberturas foi reforçado ao nível de todos os andares, com o objectivo de melhorar o seu comportamento pós-rotura, seguindo-se uma nova serie de ensaios. A reparação consistiu na substituição de todos os painéis do primeiro piso e o reforço consistiu na aplicação de uma camada de betão projectado ('shotcrete') com uma malha de aço embebida, aplicada numa só face do painel. A camada de reforço aplicado tem uma espessura aproximada de 26 mm e onde é embebida uma malha de aço (100 mm x 100 mm) com varão de 5 mm (S500). Salienta-se que não foi efectuada nenhuma ligação especial entre a camada de reforço e e os elementos de betão armado envolventes.

O pórtico com alvenaria reforçada (SC) foi sujeito aos mesmos sismos que o pórtico com alvenaria não reforçada (IN), sendo os resultados apresentados na figura 6. Da observações dos resultados observou-se que as estruturas IN e SC desenvolvem resistências máximas equivalentes e que a capacidade de deformação da estrutura reforçada foi ligeiramente melhorada. Também foi constatado uma maior exigência de deformação ao nível do segundo piso para a estrutura SC, o que pode ser parcialmente justificado pelo facto dos painéis de alvenaria deste piso não terem sido substituídos após os ensaios do pórtico com alvenaria não reforçada.

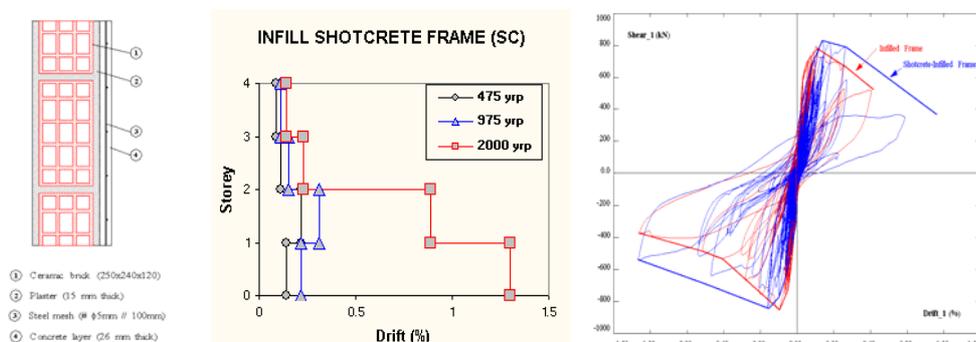


Figura 6 : Pórtico com alvenaria reforçada (shotcrete): a) esquema; b) distribuição de 'drift'; c) diagramas 'shear-drift' do piso 1 e curvas envolventes

Há dois aspectos fundamentais que foram observados nestas série de ensaios, nomeadamente: a) o efeito benéfico do reforço (shotcrete) no comportamento dos painéis de alvenaria, que evita a sua fendilhação prematura e o seu esmagamento nos cantos; b) a rotura por corte dos pilares exteriores ao nível da secção superior, podendo causar o seu colapso local, e conseqüente colapso da estrutura. Este último resulta da combinação das forças de corte desenvolvidas nestes pilares pelos impulsos dos painéis adjacentes e do efeito do momento de derrube (up-lift). Este é um aspecto que merece uma atenção especial, uma vez que é corrente a aplicação desta solução de reforço das paredes de alvenaria, em particular na reparação e reforço após terramotos (ex. Grécia). O reforço das paredes de alvenaria em estruturas porticadas deve ser feito com implementação de um adequado sistema de transmissão de

esforços do painel para os elementos estruturais envolventes, particularmente para a viga superior.

Quadro 1: Resultados dos ensaios: valores máximos de ‘drift’ e corte

| Ensaio ^{a)} | ‘Inter-Storey Drift’ (%) | | | | ‘Global Drift’ (%) | Corte basal (kN) |
|-----------------------|--------------------------|--------|--------|--------|--------------------|------------------|
| | Piso 1 | Piso 2 | Piso 3 | Piso 4 | | |
| BF 475 | 0.44 | 0.74 | 0.80 | 0.46 | 0.56 | 209.0 |
| BF 975 ^{b)} | 0.63 | 1.03 | 2.41 | 0.91 | 1.08 | 216.7 |
| SR 475 | 0.63 | 0.92 | 0.60 | 0.34 | 0.59 | 212.2 |
| SR 975 | 1.31 | 1.56 | 1.16 | 0.74 | 1.08 | 261.1 |
| SR 2000 ^{c)} | 2.75 | 2.98 | 1.62 | 0.94 | 2.03 | 285.9 |
| IN 475 | 0.12 | 0.12 | 0.08 | 0.06 | 0.09 | 754.0 |
| IN 975 | 0.43 | 0.27 | 0.15 | 0.11 | 0.21 | 846.5 |
| IN 2000 | 1.29 | 0.22 | 0.12 | 0.09 | 0.38 | 543.2 |
| SC 475 | 0.14 | 0.22 | 0.11 | 0.09 | 0.14 | 703.9 |
| SC 975 | 0.22 | 0.31 | 0.15 | 0.11 | 0.19 | 820.1 |
| SC 2000 | 1.30 | 0.89 | 0.23 | 0.14 | 0.61 | 838.6 |

a) Sismos com duração de 15 segundos; b) Ensaio interrompido aos 7.5 segundos para evitar o colapso c) Ensaio interrompido aos 5 segundos para evitar o colapso.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram realizados vários ensaios sísmicos, pseudo-dinâmicos, em dois modelos de pórticos de betão armado com 4 pisos, representativos de estruturas existentes, projectadas sem características sismo-resistentes específicas (prática corrente de projecto e construção dos anos 50-70). A campanha de ensaios teve como objectivos avaliar: 1) a vulnerabilidade de pórticos simples (BF); 2) a eficiência de soluções e técnicas de reforço selectivo (SR); 3) o desempenho sísmico de pórticos com painéis de alvenaria (IN); 4) os benefícios e os problemas no reforço dos painéis de alvenaria (SC).

Os resultados desta vasta campanha de ensaios, a sua análise e comparação foram revistos nesta comunicação, sendo no entanto importante realçar alguns aspectos, nomeadamente: 1) A vulnerabilidade do pórtico simples (BF) foi confirmada, pelo facto da estrutura atingir o colapso ao nível do piso 3 (2.4% drift) para uma acção sísmica com intensidade ligeiramente superior que a nominal (1.3 vezes em termos de aceleração de pico, correspondendo a um sismo com 975 anos de período de retorno). Note-se que o ensaio 975-yrp foi interrompido aos 7.5 segundos para evitar o colapso da estrutura; 2) A estrutura reforçada (*nota: reforço sísmico deve ser entendido como uma operação que confere melhores características sismo-resistentes, podendo traduzir-se numa melhoria substancial de: capacidade de deformação inelástica – ductilidade, e/ou resistência, e/ou rigidez, e/ou capacidade de dissipação de energia, e/ou mecanismos estáveis de deformação*) teve um desempenho sísmico satisfatório, suportando uma aceleração na base 1.8 vezes superior que o valor nominal, mantendo as suas funções fundamentais com danos menores e reparáveis. A irregularidade foi corrigida e a ductilidade do pilar central foi substancialmente incrementada; 3) A inclusão de painéis de alvenaria alterou totalmente o comportamento da estrutura, se comparado com o verificado para a estrutura sem alvenaria. Os painéis de alvenaria de enchimento protegem a estrutura, podendo mesmo ‘ocultar’ a irregularidade estruturais (no caso da distribuição de painéis ser

uniforme em altura). No entanto, o aparecimento de mecanismos de rotura de piso surgem subitamente, dependendo evidentemente da resistência relativa entre as alvenarias e a estrutura de betão armado; 4) O reforço das alvenarias não melhorou substancialmente as características sísmo-resistentes da estrutura. Pelo contrário, em certos casos tal reforço pode desencadear danos estruturais localizados graves, tais como a rotura por corte no topo dos pilares exteriores. Assim, a aplicação de tal reforço só deve ser tida em consideração se for garantida uma transferência adequada dos esforços desenvolvidos no painel de alvenaria para as vigas adjacentes. Informação mais detalhada sobre estes ensaios, resultados e sua análise, bem como de outros ensaios relacionados com esta campanha experimental pode ser encontrada nas seguintes publicações: [6], [7], [8], [9].

9. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi desenvolvido no âmbito do projecto ICONS TMR-Network (financiado pela Comissão Europeia - Contracto N. FMRX-CT96-0022). Os ensaios foram realizados no laboratório ELSA e financiados pela CE, no âmbito de 'TMR - Large-Scale Facilities' (contracto N. FMGE-CT95-0027). Os autores agradecem a contribuição das instituições Europeias e investigadores envolvidos neste projecto, expressando especial reconhecimento ao Dr. E. Carvalho, coordenador do projecto ICONS-Tópico 2, Prof. A. Elnashai, Prof. J. Bouwkamp e Dr. R. Pinho pela sua importante contribuição para a realização destes ensaios.

10. REFERÊNCIAS

- [1] Pinto A.V. - *Introduction to the European research projects in support of Eurocode 8*, Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering. Paris, France. Rotterdam: A.A. Balkema, 1998.
- [2] EC8 - *Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1:4 Buildings in seismic regions - strengthening and repair*, CEN, Brussels, 1994.
- [3] Carvalho E.C.; Coelho E.; Campos-Costa, A. - *Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames - Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions*, Report LNEC, Lisbon, 1999.
- [4] Elnashai, A.; Pinho, R. - *Icons Topic 2 - PsD testing of RC frames - Proposal for selective repair/strengthening of specimen B*, Report Imperial College of London, U.K., 1999.
- [5] Pinho, R. - *Selective retrofitting of RC structures in seismic areas*, PhD Thesis, Imperial College, London, U.K., 2000.
- [6] Pinto A.V.; Verzeletti, G.; Molina, J.; Varum, H.; Coelho, E.; Pinho, R. - *Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)*, Report EUR, EC, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 2002.
- [7] Pinto, A.V.; Verzeletti, G.; Molina, J.; Varum, H.; Coelho, E. - *Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (infilled frame and infill strengthened frame tests)*, Report EUR, EC, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 2002.
- [8] Bouwkamp, J.; Gomez, S.; Pinto, A.V.; Varum, H.; Molina, J. - *Cyclic tests on RC frame retrofitted with k-bracing and shear-link*, Report EUR 20136 EN, EC, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 2001.
- [9] Varum, H. - *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*, Tese de doutoramento, Universidade de Aveiro, 2003, 550 p.