

VULNERABILIDADE, REABILITAÇÃO E REFORÇO SÍSMICO

REABILITAÇÃO E REFORÇO SÍSMICO DE PILARES DE PONTES

Raimundo Delgado¹, Pedro Delgado², Nelson Vila Pouca¹, António Arêde¹, Patrício Rocha² e Aníbal Costa³

¹Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil

²Instituto Politécnico de Viana do Castelo (ESTG)

³Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil

* rdelgado@fe.up.pt

RESUMO

Pontes e viadutos têm evidenciado, durante a ocorrência de sismos, uma grande vulnerabilidade à acção sísmica, resultante de não terem sido dimensionados para resistir a esta acção, ou dimensionadas para baixos níveis de intensidade sísmica, ou devido a deficiente pormenorização das armaduras.

Especialmente nas pontes com pilares ociosos em

betão armado, o efeito de corte assume uma grande importância no seu comportamento, essencialmente devido à reduzida espessura das almas face à elevada capacidade resistente à flexão conferida pelos banzos, justificando-se uma atenção especial a este aspecto quando se analisam e reforçam este tipo de pilares.

Neste trabalho apresenta-se um sistema de ensaio de elementos estruturais submetidos

a acções repetidas e alternadas bem como alguns dos resultados obtidos numa campanha de ensaios de pilares ociosos, procurando-se evidenciar os principais aspectos do seu comportamento. Depois de ensaiados, os pilares foram reforçados com cintas de CFRP e novamente ensaiados, com o intuito de avaliar as potencialidades das diferentes estratégias de reforço sísmico adoptadas.

1. INTRODUÇÃO

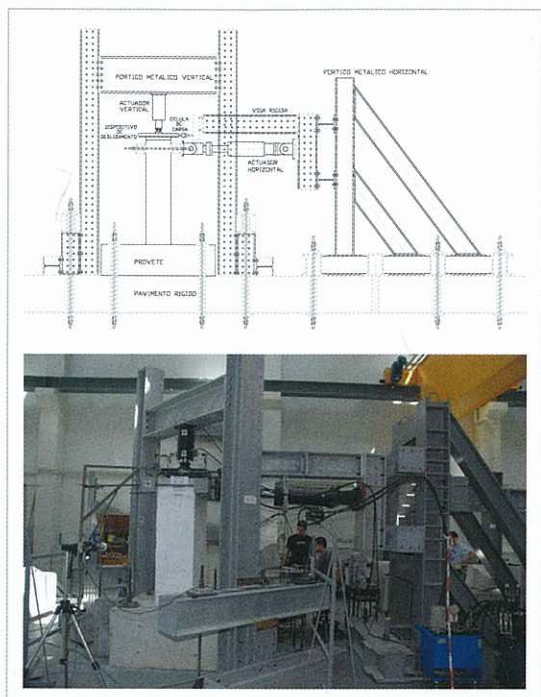
É muito comum a utilização de secções ociosas em pilares altos de pontes, conseguindo-se com esta solução obter grande rigidez de forma económica. No entanto, alguns sismos recentes de maior intensidade têm demonstrado a vulnerabilidade destas soluções em relação à resistência ao corte e capacidade de deformação de pilares. Assim, torna-se fundamental estudar o comportamento cíclico deste tipo de pilares de maneira a interpretar a importância das componentes de deformação por corte/flexão e dos mecanismos de rotura. Deste modo, assume particular interesse o estudo dos fenómenos associados ao corte, uma vez que, à semelhança de paredes estruturais, os pilares de secção oca têm uma espessura total de alma muito reduzida, apresentando modos de deformação e rotura frequentemente dominados pelo esforço transversal.

Neste sentido têm vindo a ser realizadas no LESE – FEUP (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural) uma campanha de ensaios experimentais com modelos em escala reduzida onde foram ensaiados pilares de pontes com secção oca, [Delgado *et al.*, 2006, 2007] característicos de pontes construídas nos anos 70, onde as disposições da armadura transversal correspondem a estribos únicos ao longo de cada parede. Após o ensaio experimental de cada um dos pilares foram realizadas diferentes soluções de reforço, procurando-se, desta forma, contribuir para a avaliação da eficiência no comportamento cíclico de cada uma destas soluções, nomeadamente na prevenção da rotura por corte e na capacidade de explorar a ductilidade de pilares com diferentes tipos de confinamento conferido na base dos pilares.

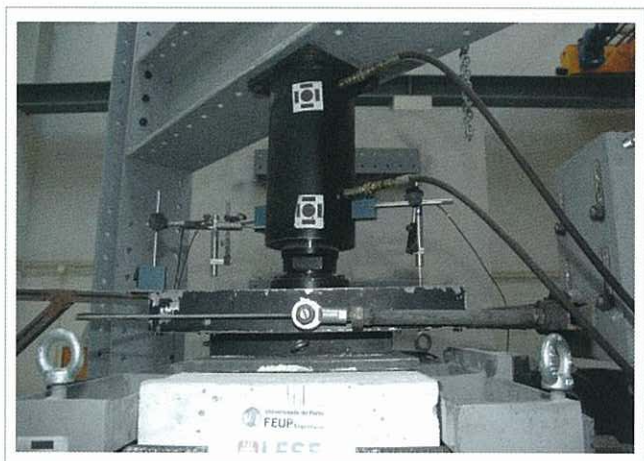
2. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DE PILARES

O conhecimento do comportamento dos pilares, em termos da evolução da relação esforços internos/deslocamentos, quando sujeitos a esforços repetidos e alternados, é essencial para o estudo sísmico das estruturas em que se inserem. Este conhecimento pode ser obtido a partir da análise dos efeitos de sismos reais em estruturas existentes ou, sobretudo, a partir de ensaios realizados em ambiente laboratorial, onde os diversos parâmetros e características envolvidos podem ser impostos ou medidos de forma rigorosa.

No LESE – FEUP foi desenvolvido um sistema, com características originais, destinado ao ensaio de elementos estruturais submetidos a acções cíclicas, permitindo a aplicação simultânea de uma carga axial, aproximadamente constante, e uma força horizontal com grandeza e sentido variável. O



> 1



> 2

sistema permite ensaiar, nomeadamente, pilares com uma escala razoável, de 1:2 para pilares de edifícios até 1:4 para pilares de pontes, e tem como particularidade o facto de manter a carga axial numa posição invariável.

2.1 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio, Figura 1, está preparado para permitir a aplicação de deslocamentos horizontais através de um actuador hidráulico de 500 kN e cargas axiais através de um actuador hidráulico com capacidade de 700 kN. Na Figura 2 pode observar-se o sistema de aplicação da carga vertical que inclui um dispositivo especial de deslizamento horizontal, destinado a manter inalterada a localização da aplicação do esforço axial, constituído por duas placas metálicas com características adequadas de modo a minimizar o atrito entre elas. A placa inferior é apoiada no topo do pilar enquanto a superior se encontra articulada no actuador vertical, permitindo o deslocamento e rotação do topo do elemento estrutural ao longo do ensaio, onde são aplicadas cargas horizontais. A placa superior é também ligada a uma célula de carga para medir a força de atrito mobilizada entre as duas placas. Durante o ensaio, o sistema hidráulico mantém constante a pressão do óleo no actuador verti-

cal, de forma a não variar significativamente o esforço axial aplicado.

2.2 Ensaio de pilares ocios

Com o referido sistema de ensaio cíclico foi ensaiado um conjunto de pilares de betão armado de secção rectangular oca, em escala reduzida de 1/4, representativos de pilares de pontes. A geometria destes pilares, com dimensões exteriores de 450mm x 900 mm e paredes de 75mm de espessura, Figura 3, foi inspirada em protótipos semelhantes, mas de secção quadrada, ensaiados experimentalmente no Laboratório da Universidade de Pavia, Itália, [Pavese *et al.*, 2004] e [Calvi *et al.*, 2005]. De entre os pilares ensaiados apresentam-se neste trabalho os resultados de dois deles, com tipos de configurações de armadura transversal diferente, Figura 3a. A primeira, mais tradicional (referida como P02-N2), apenas com um estribo único ao longo de cada parede e a segunda (P02-N6) com uma disposição mais representativa das actuais indicações regulamentares (tipo EC8) e com o dobro da área de armadura transversal. Os esquemas de montagem dos pilares são apresentados na Figura 3a, onde a armadura longitudinal é constituída por varões $\phi 8$ e a armadura transversal por arames de 2,6mm de diâmetro.

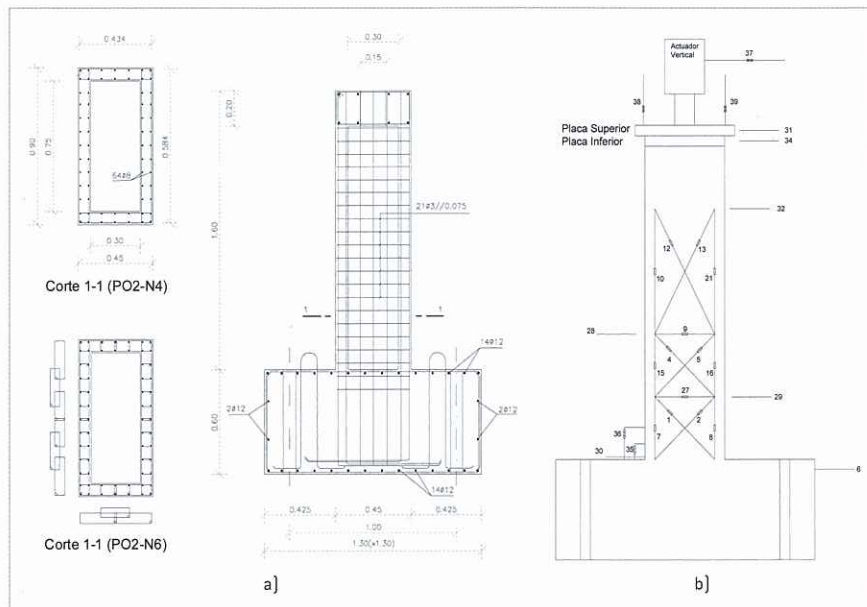
Na Figura 3b apresenta-se a instrumentação exterior de medição de deformações. O pilar P02-N2 é um pilar rectangular, com uma armadura longitudinal de $64\phi 8$, uma armadura transversal com um estribo único, de diâmetro de 2.6mm afastados de 0.075mm, ao longo de cada parede, e submetido a um esforço axial de 250 kN. Os danos no pilar original P02-N2, resultante do ensaio cíclico, encontram-se ilustrados na Figura 4, sendo possível verificar que as zonas mais danificadas são as paredes laterais, este e oeste, onde existiu esmagamento e destaque do betão de recobrimento em toda a altura do pilar. Esta degradação do betão encontra-se associada aos elevados danos de corte nestas paredes do pilar, devida à reduzida quantidade da armadura transversal. Nas faces norte e sul os danos observados foram bastante mais moderados, com fendas bem distribuídas. No entanto, a fendilhação nestas faces não é apenas horizontal, verificando-se uma inclinação que aumenta ao longo da altura do pilar, devido ao efeito de influência do corte ("shear lag effect"). No âmbito da campanha experimental realizada foi também ensaiado um outro pilar, P02-N3, cuja única diferença consistiu no esforço axial considerado que foi de 440 kN. Os danos observados foram semelhantes,

> Figura 1: Esquema e vista do sistema de ensaio no laboratório LESE.
 > Figura 2: Dispositivo de deslizamento usado para a aplicação da carga axial.

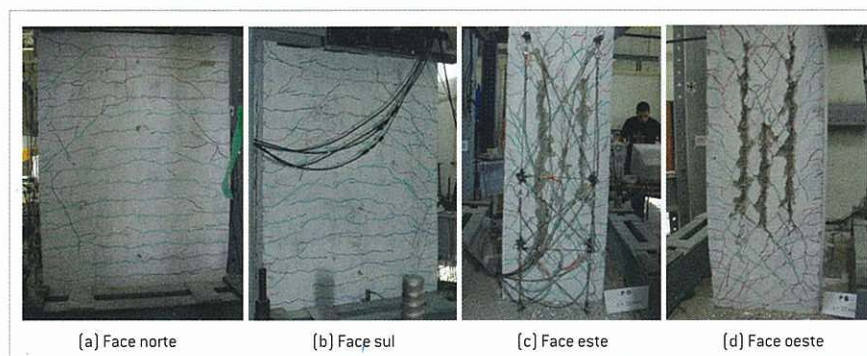
comparando-se na Figura 5 as duas respostas, em termos de força-deslocamento no topo do pilar. Como esperado, o pilar com maior esforço axial apresenta uma maior rigidez inicial e uma força máxima cerca de 15% maior do que o pilar P02-N2, o que é confirmado através da avaliação numérica das respectivas capacidades resistentes.

O pilar P02-N6 difere do pilar P02-N2 apenas na armadura transversal, não só por ser de 4 ramos, portanto com uma área dupla, como na sua pormenorização, em que se adoptou o preconizado no EC8. Na Figura 6 apresenta-se a comparação dos resultados do ensaio deste pilar com os do Pilar P02-N4, semelhante ao Pilar P02-N2, podendo observar-se um aumento da força máxima de cerca de 25% maior, embora o mecanismo de rotura seja ainda por corte. Assim, com a duplicação da área de armadura transversal conseguiu-se melhorias significativas no comportamento cíclico do pilar, mas não sendo ainda suficiente para atingir o nível de força associado ao início de cedência dos varões longitudinais que seria cerca de 300kN. No entanto, o nível de força residual obtido no final do ensaio do pilar P02-N6 é apenas ligeiramente inferior ao valor máximo de pico do pilar P02-N4, cerca de 170kN, e ocorre para um deslocamento praticamente duplo.

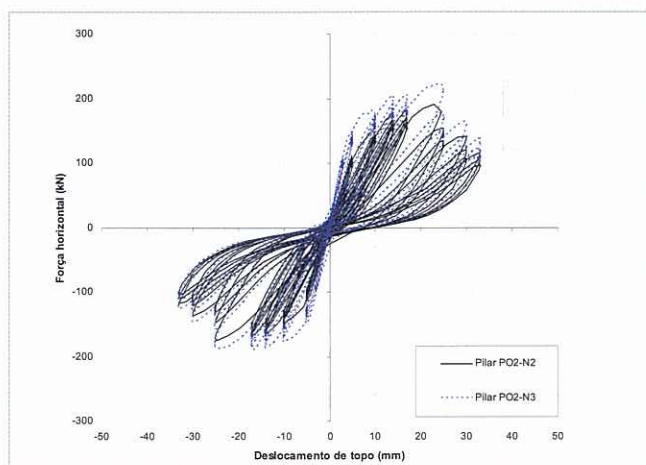
A Figura 7 permite analisar os danos interiores das almas na fase final do ensaio, onde as zonas



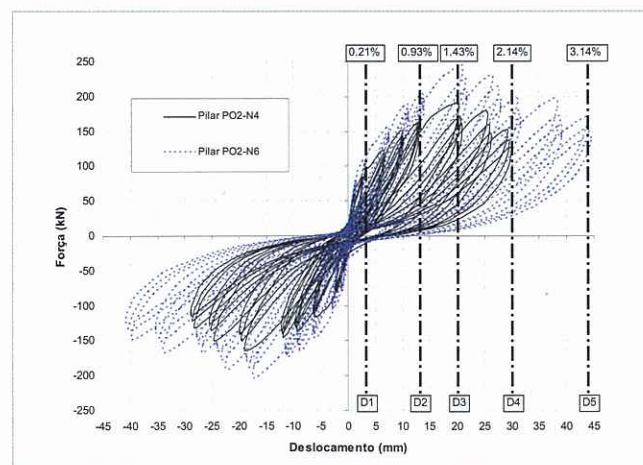
> 3



> 4



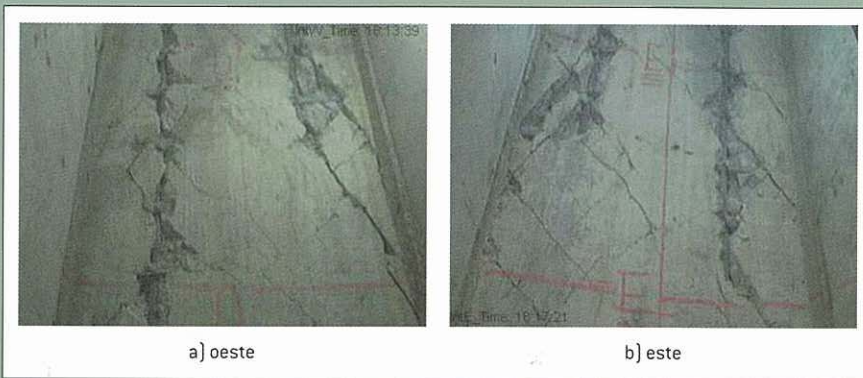
> 5



> 6

> Figura 3: Pilares ocios: a) pormenorização da armadura e b) disposição dos LVDT's na face lateral este.
> Figura 4: Danos no pilar P02-N2 para drift último de 2.4%.

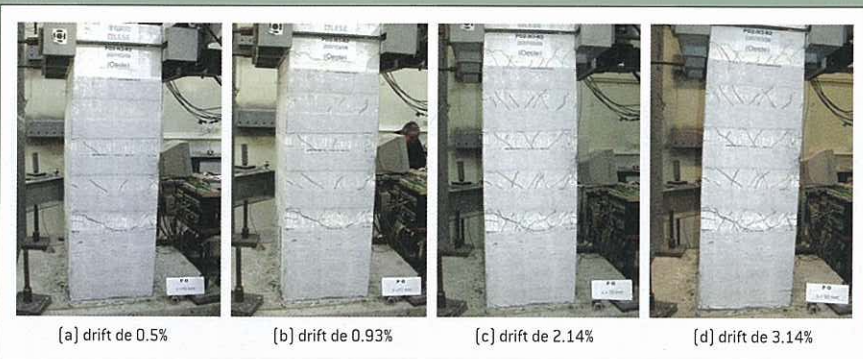
> Figura 5: Resultados experimentais dos pilares P02-N2 e P02-N3.
> Figura 6: Comparação dos resultados experimentais - P02-N4 vs P02-N6.



> 7



> 8



> 9

de maior concentração de danos se desenvolvem praticamente em duas linhas verticais, correspondentes aos dois varões verticais que delimitam o laço do estribo central. Assim, os laços dos estribos adicionais na zona central das almas parecem conferir uma maior resistência nessa zona e, pelo contrário, uma elevada fragilidade nas linhas de transição para as zonas com menos armadura transversal, prenunciando a rotura por separação dos banzos.

3. REABILITAÇÃO E REFORÇO SÍSMICO DE PILARES

Uma das técnicas de reforço de elementos estruturais consiste na utilização de mantas de carbono (CFRP), especialmente adequada quando se pretende aumentar a capacidade resistente ao esforço

transverso. Na campanha experimental em que se inseriram os pilares referidos no ponto anterior procedeu-se, após o seu ensaio até à rotura, à sua reparação e posterior reforço, procurando dotá-los de capacidade resistente ao corte suficiente para que a rotura se viesse a realizar por um mecanismo de flexão, de modo a permitir uma maior ductilidade.

As operações de reparação e reforço foram realizadas pela S.T.A.P. de acordo com os seguintes passos: 1) delimitação da zona a reparar; 2) remoção e limpeza da zona de betão danificado; 3) reforço interior com barras metálicas horizontais (em alguns casos); 4) emenda e soldadura dos varões longitudinais danificados; 5) colocação da cofragem e enchimento com betão (Microbeton, micro betão pre-misturado, modi-

ficado com aditivos especiais para reduzir a retracção na fase plástica e hidráulica); 6) reforço exterior com mantas de carbono (CFRP). De forma a dar uma ideia geral dos danos no pilar e do procedimento de reforço, apresentam-se algumas fotografias dos pilares durante a reparação e após reforço com bandas de CFRP Figura 8.

3.1 Ensaio de pilares ocios reforçados

Os pilares reforçados foram ensaiados adoptando a mesma lei de deslocamentos cíclicos dos pilares originais, mas quando necessário com ciclos adicionais aplicados no final do ensaio até se atingir o seu colapso.

De entre os ensaios dos pilares reforçados [Delgado, 2008], apresentam-se os principais aspectos relativos aos ensaios de reforço do pilar P02-N3, com características originais iguais ao P02-N2 já apresentado no ponto anterior. Este pilar foi inicialmente sujeito a um primeiro reforço, sendo designado por P02-N3-R1, em que foi aplicada apenas uma camada de bandas de CFRP com 0.117mm de espessura e 100mm de altura, exceptuando a primeira banda junto à base que foi realizada com 400mm de altura, sendo o espaçamento entre bandas de 100mm ao longo da altura do pilar.

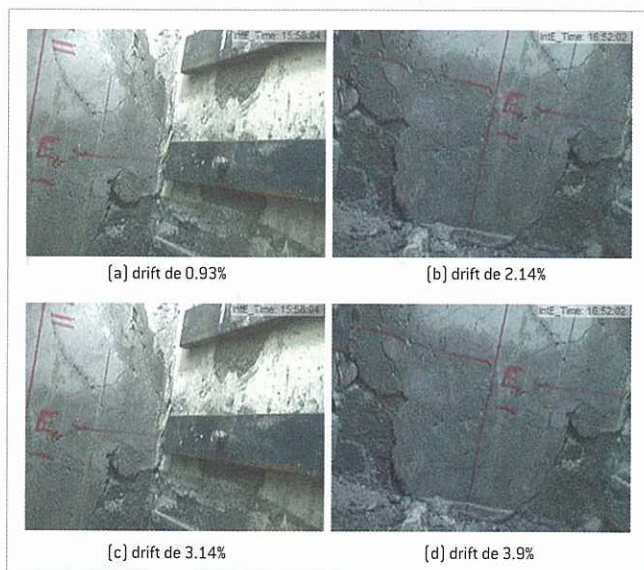
Neste pilar foi ainda realizado um reforço interior com três barras metálicas horizontais nos banzos, afastadas de 70mm, encontrando-se a primeira junto à base do pilar. Estas barras metálicas, com 40mm de largura, encontram-se apertadas contra as paredes dos banzos do pilar por intermédio de pregagens realizadas com varões rosca-dos que atravessam as paredes, sendo apenas efectuado o aperto final após aplicação das mantas de carbono.

A observação dos danos permitiu constatar que o reforço deste pilar foi insuficiente para garantir uma ductilidade satisfatória, exibindo uma elevada fendilhação ao longo dos espaços entre bandas de carbono e

> Figura 7: Danos internos nas almas para um drift de 3.14% [D5].

> Figura 8: Pilares ocios antes e depois do reforço em corte com bandas de CFRP.

> Figura 9: Evolução dos danos no pilar P02-N3-R2, vista do lado oeste.



> 10

atingindo-se o colapso do pilar logo após a rotura das primeiras bandas de CFRP. Assim, com esta rotura prematura por corte, não foi possível explorar o efeito do confinamento interior do pilar, conferido pelas barras metálicas, tendo-se optado por realizar novo reforço exterior com mantas de carbono, agora com duas camadas de fibras, pilar designado por P02-N3-R2.

Nas Figura 9 e Figura 10 pode observar-se a evolução dos danos, no exterior e no interior do pilar, sendo evidente a significativa redução da fendilhação devida ao esforço transversal. No que se refere aos danos interiores do pilar constata-se que enquanto as bandas de CFRP não sofreram danos significativos as fendas interiores foram consideravelmente ligeiras, como se ilustra nas imagens interiores até se atingir o drift de 2.14%.

Nos últimos ciclos, tornaram-se visíveis danos generalizados com o colapso da parte interior das paredes e encurvadura de alguns varões longitudinais das almas, Figura 10(d), que implicou uma rápida redução da capacidade do pilar. Com estas imagens interiores, confirma-se a eficiência das barras metálicas na redução das deformações internas do pilar, tendo-se apenas verificado uma elevada degradação do betão das faces interiores quando as fibras exteriores reduziram a sua capacidade de confinamento. Na Figura 11 comparam-se os resultados do pilar original (P02-N2) com duas soluções de reforços com duas camadas de bandas de

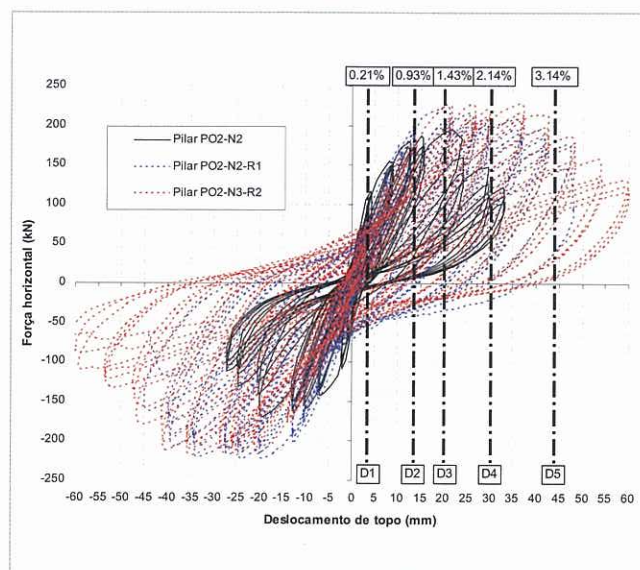
CFRP (P02-N2-R1 e P02-N3-R2). As duas soluções de reforço diferem apenas no facto de no P02-N2-R1 não existir o reforço interno com barras metálicas. O pilar P02-N3-R2 evidencia uma capacidade resistente significativamente superior ao original e, sobretudo, muito maior ductilidade. O aumento de ductilidade deve-se essencialmente ao facto de a rotura estar agora associada a um modo de flexão e não a um modo de rotura de corte como se observou no pilar original. Pode ainda constatar-se que a inclusão do reforço interno no pilar P02-N3-R2 introduziu um ligeiro melhoramento na sua ductilidade.

4. CONCLUSÕES

Procurou mostrar-se neste trabalho a importância do estudo do comportamento cíclico de pilares de pontes, tendo o sistema de ensaio que foi apresentado evidenciando excelentes capacidades para o efeito.

Os pilares ocios ensaiados revelaram uma significativa vulnerabilidade em termos de resistência ao esforço transversal, devido à reduzida espessura das almas, face à elevada capacidade resistente à flexão conferida pelos banzos. Assim, é de esperar que pilares ocios de pontes que tenham sido dimensionados para baixos níveis de intensidade sísmica necessitem de serem reforçados ao esforço transversal.

O dimensionamento do reforço ao corte, utilizando fibras de carbono convenientemente



> 11

dimensionadas, mostrou um excelente desempenho, uma vez que preveniu eficazmente o mecanismo de rotura por corte e foi atingida a rotura por flexão. A comparação das respostas entre os pilares originais e reforçados permitiu observar um aumento significativo na sua capacidade resistente e no deslocamento máximo atingido. A inclusão do reforço interno nos pilares permitiu um ligeiro melhoramento na sua ductilidade.

5. AGRADECIMENTOS

Este artigo refere investigação realizada com o apoio financeiro da "FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia", Portugal que reconhecidamente se agradece.

REFERÊNCIAS

- Calvi, G. M., Pavese, A., Rasulo, A. e Bolognini, D., Experimental and Numerical Studies on the Seismic Response of R.C. Hollow Bridge Piers, Bulletin of Earthquake Engineering, 3 (3), (2005) 267-297.
- Delgado, P., Rodrigues, V., Rocha, P., Santos, M., Arêde, A., Pouca, N. V., Costa, A. e Delgado, R., Experimental Cyclic Tests and Retrofit of RC Hollow Piers, 13th European Conference on Earthquake Engineering, 3-8 Setembro, Geneva, Switzerland (2006).
- Delgado, P., Rocha, P., Pedrosa, J., Arêde, A., Pouca, N. V., Santos, M., Costa, A., and Delgado, R., Retrofitting of Bridge Hollow Piers with CFRP. ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 13-16 Julho Rethymno, Crete, Greece (2007).
- Delgado P., Avaliação da Segurança Estrutural em Pontes. PhD Thesis, FEUP, Porto (2008).
- Pavese, A., Bolognini, D., Peloso, S., FRP seismic retrofit of RC square hollow section bridge piers, Journal of Earthquake Engineering, 1 SPEC. ISS., (2004) 225-250.

> Figura 9: Evolução dos danos no pilar P02-N3-R2, vista interior da face este.

> Figura 10: Comparação dos resultados experimentais do pilar P02-N3-R2 com o pilar P02-N2 antes e depois do seu reforço.