

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS CÍCLICOS DE PILARES OCOS COM ROTURA POR CORTE

João Pedrosa^{1*}, Nelson Vila Pouca¹, Pedro Delgado², Patrício Rocha², António Arêde¹, Aníbal Costa³ e Raimundo Delgado¹

1: Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Rua Dr. Roberto Frias, s/n; 4200-465 Porto; PORTUGAL
e-mail: {jpedrosa, aarede, nelsonvp e rdelgado}@fe.up.pt web: <http://www.fe.up.pt>

2: Departamento das Ciências da Engenharia e Tecnologia
Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Viana do Castelo
Av. do Atlântico, Apartado 574; 4900-348 Viana do Castelo; PORTUGAL
e-mail: {pdelgado,procha}@estg.ipvc.pt ou pdelgado@fe.up.pt web: <http://www.estg.ipvc.pt>

3: Departamento de Engenharia Civil
Universidade de Aveiro
Campo Universitário de Santiago, 3810-193 Aveiro; PORTUGAL
e-mail: acosta@civil.ua.pt web: <http://www.ua.pt/civil>

Palavras-chave: Modelo de Dano, Rotura por Corte, Pilares Ocos, Ensaios Cíclicos.

Resumo. *Este trabalho baseia-se na simulação numérica de ensaios experimentais realizados sobre pilares de secção quadrada e rectangular oca, sendo a sua modelação numérica realizada através de modelos constitutivos refinados. O Modelo de Dano, baseado na Mecânica do Dano Contínuo, permite reproduzir o comportamento não-linear do betão armado, e o modelo Giuffrè-Menegotto-Pinto simula o comportamento cíclico do aço.*

Os referidos pilares apresentam particular vulnerabilidade aos efeitos do corte cuja tradução por metodologias numéricas simplificadas não encontra actualmente respostas adequadas, sendo como sabemos estes efeitos de corte muito sensível aos parâmetros associados ao comportamento em tracção do betão, nomeadamente a tensão de rotura do betão à tracção e energia de fractura. A estratégia de modelação utilizada, recorrendo a modelos constitutivos refinados em associação a uma discretização baseada em elementos finitos, revela-se particularmente atractiva, em especial quando a modelação numérica se enquadra numa perspectiva de apoio à componente experimental do laboratório, isto é, quando se pretende obter uma previsão numérica dos ensaios experimentais e complementarmente um apoio à interpretação dos resultados experimentais.

1. INTRODUÇÃO

No enquadramento do trabalho experimental que tem sido efectuado no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), desenvolvido no âmbito do estudo de soluções de reforço de pilares de secção oca (característicos de pontes construídas nos anos 70), surgiu a necessidade de se complementar este trabalho experimental com uma vertente numérica com o propósito de se prever e interpretar de forma mais consistente os resultados experimentais. Neste sentido foi utilizado na componente numérica de simulação dos ensaios experimentais um modelo previamente desenvolvido na FEUP, estabelecendo-se as necessárias adaptações que o tornem mais adequado à realidade observada nos ensaios. Tendo em atenção que as condições dos ensaios experimentais são de difícil reprodução numérica, os resultados do presente trabalho servem de certo modo como validação desta estratégia de modelação na perspectiva da sua utilização na previsão do comportamento de estruturas de complexidade assinalável, nomeadamente no que respeita à sua resposta em situações onde os efeitos de corte são significativos.

Os resultados aqui apresentados baseiam-se numa lei constitutiva sofisticada baseada na mecânica de dano contínuo apoiada numa discretização por elementos finitos para reproduzir o comportamento não-linear do Betão e na utilização do modelo proposto por Giuffré-Menegotto-Pinto associado a elementos de treliça para simular o comportamento cíclico das armaduras.

Na presente situação a necessidade dos efeitos do corte serem captados de forma eficiente pelo modelo numérico surge como consequência dos resultados experimentais dos ensaios realizados com os referidos pilares, em que foi evidente a influência da falta de capacidade resistente ao corte. Efectivamente, sobre este tipo de pilares, de secção oca e com comportamento fortemente influenciado pelo corte, existe ainda pouco conhecimento e estudo, contrariamente ao que se verifica no caso de pilares maciços para os quais se encontra uma vasta informação quer do ponto de vista numérico como experimental.

O programa de cálculo usado na obtenção dos resultados apresentados foi o programa CAST3M, desenvolvido pelo Commissariat a l'Energie Atomique (CEA), no qual foi implementado o modelo de dano referido anteriormente. A grande versatilidade de utilização deste programa vem naturalmente acompanhada de alguma complexidade, no entanto, dado o enquadramento do trabalho desenvolvido, justifica-se o uso desta ferramenta como apoio ao trabalho experimental de investigação.

Sendo o principal objectivo das simulações realizadas a calibração e validação de um modelo que, de um modo geral, seja capaz de incorporar com aproximação aceitável os efeitos de corte em peças de betão armado, assume elevada importância a definição de mecanismos de resistência ao corte. Assim, quando uma dada região material é submetida a esforços de corte, o campo de deformações associado deve ser reproduzido adequadamente pelo modelo numérico. Como sabemos, quer o campo de deformações quer os mecanismos de resistência associados ao corte estão fortemente dependentes do comportamento em tracção do betão. Desta forma revela-se então sobre os modelos numéricos uma grande exigência em reproduzirem de forma adequada o comportamento em tracção do betão. Este comportamento depende como sabemos da resistência de pico, da energia de fractura e do controlo do mecanismo de abertura e fecho das fendas associado à armadura. A reprodução numérica destes fenómenos torna-se assim extremamente difícil, por um lado pela própria dificuldade de caracterização dos parâmetros materiais associados à tracção mas também, e em particular, quando se utilizam modelos constitutivos comparáveis a modelos de fendilhação distribuída,

que não reflectem portanto os mecanismos associados à fenda de uma forma discreta. Embora a utilização de modelos baseados numa estratégia de modelação de fenda discreta tenham em princípio maior capacidade em reproduzir os efeitos de corte, a sua utilização revela-se no entanto mais exigente do ponto de vista computacional quando comparada com a utilização do modelo de dano. Procurou-se assim nestas aplicações, aliar a maior eficiência computacional do modelo de dano utilizado, conseguindo-se no entanto ainda uma adequada capacidade em reproduzir os efeitos associados ao corte.

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.1. Setup

A campanha de ensaios que serviu de motivação para as modelações numéricas apresentadas foi baseada em pilares de secção transversal oca, quadrada e rectangular.

O “*setup*” utilizado nos ensaios experimentais, apresentado na Figura 1, usa dois actuadores ortogonais independentes, para aplicação de carga vertical e horizontal. Tanto a sapata do pilar como os pórticos de reacção horizontal e vertical são fixados à laje rígida do laboratório através de barras pré-esforçadas tipo “*dividag*”. Nos ensaios destes pilares foi aplicada uma carga axial de 250 kN (vertical) que se manteve constante durante o ensaio. Os deslocamentos horizontais foram impostos na cabeça dos pilares de forma cíclica através do actuador horizontal, registando-se a respectiva força.

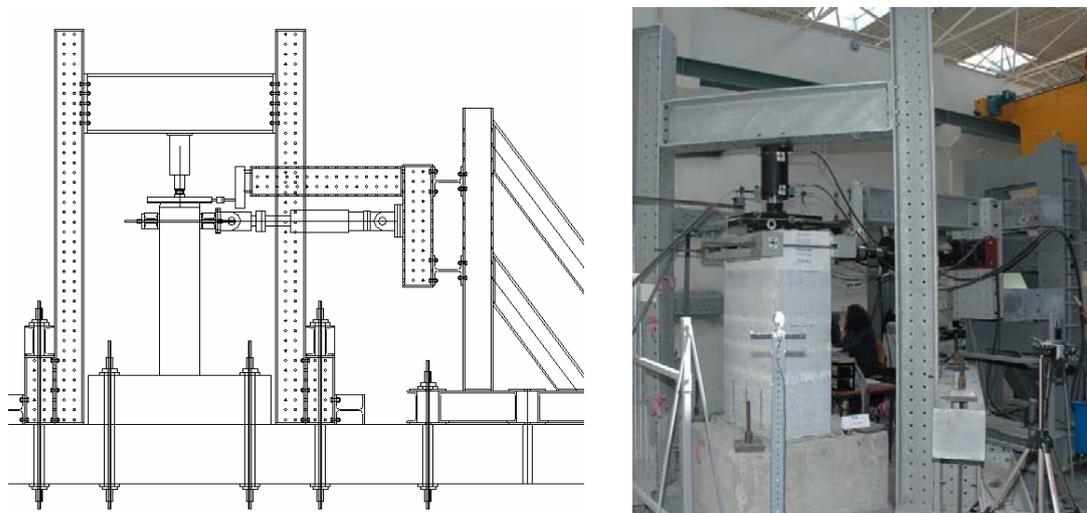


Figura 1 – Esquema e fotografia do *layout* de ensaio

No controlo dos actuadores foi utilizado um sistema de controlo PXI da *National Instruments* baseados na plataforma LabVIEW. O sistema de aquisição de dados, também baseada num PXI desenvolvido em LabVIEW, permite leitura directa da informação da instrumentação,

neste caso constituída por um conjunto de transdutores de deslocamento (LVDTs) e células de carga.

2.2. Pilares

A utilização de secções ocas em pilares altos de pontes revela-se adequada, conseguindo-se desta forma obter grande rigidez de forma económica, tendo por isso sido prática comum neste tipo de obras. 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, em particular de pilares de pontes antigas, nas quais não foram tomadas as devidas preocupações do ponto de vista sísmico. Deste modo torna-se fundamental estudar diferentes soluções de reforço, que visem prevenir modos de rotura frágil por corte, e simultaneamente possam ser utilizados no reforço/reabilitação de pilares já parcialmente degradados.

Este tipo de pilares assume particular interesse do ponto de vista do estudo dos fenómenos associados ao corte, uma vez que, à semelhança de paredes estruturais, têm uma espessura total de alma muito reduzida, apresentando modos de deformação e rotura frequentemente dominados pelo esforço transversal.

A presente campanha experimental é composta essencialmente por dois tipos de pilares de secção oca, ilustrados na Figura 2. Os pilares de secção quadrada (PO1), são baseados em ensaios experimentais realizados no laboratório da Universidade de Pavia, Itália [1], com 450 mm e os pilares de secção rectangular (PO2) com 450 x 900 mm de dimensão exterior, ambos com 75 mm de espessura de parede. Os esquemas de montagem dos pilares são apresentados na Figura 2a, onde a armadura longitudinal é constituída por varões $\phi 8$ e a armadura transversal por arames de 2,6mm de diâmetro. A instrumentação exterior de medição de deformações encontra-se representada na Figura 2b, tendo como objectivo medir separadamente as deformações por corte e por flexão, uma vez que era esperada uma contribuição significativa das deformações por corte.

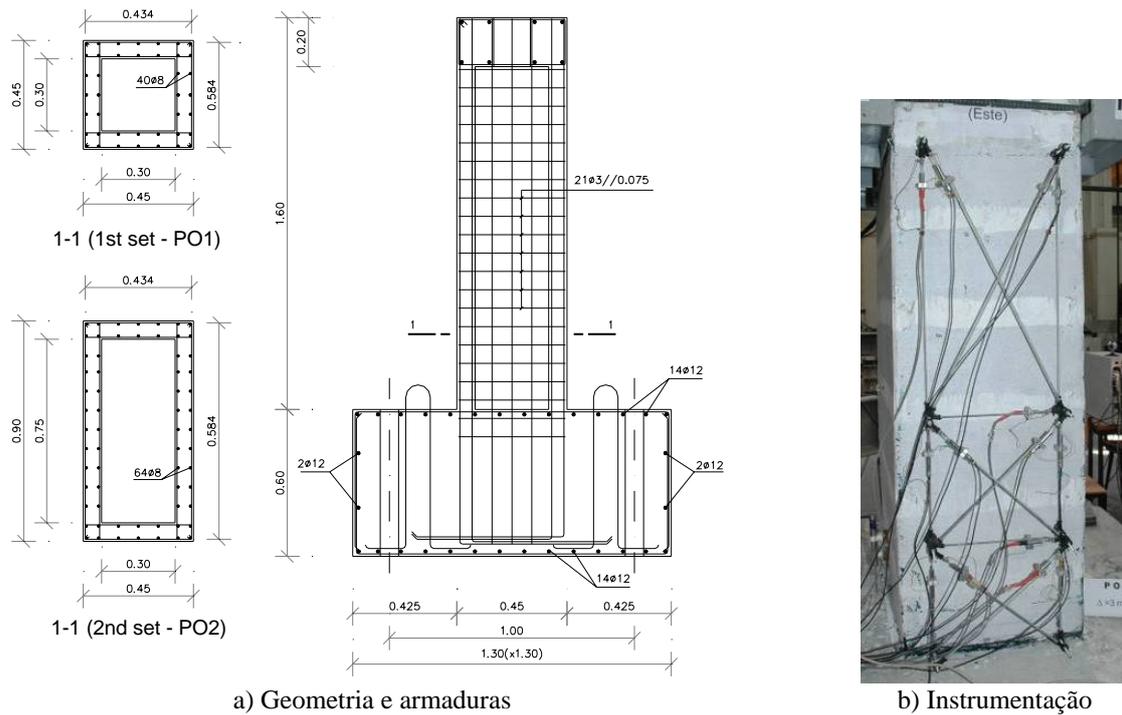


Figura 2 – Pilares ensaiados – PO1 (quadrado) e PO2 (rectangular)

3. MODELOS CONSTITUTIVOS

3.1. Betão – Modelo de Dano

3.1.1. Aspectos gerais

O modelo constitutivo a utilizar para o betão foi já apresentado nas referências [2,3], fundamentando-se na Mecânica de Dano Contínuo. No essencial o modelo recorre a um ‘tensor de tensões efectivas’ $\bar{\sigma}$, que nas aplicações que aqui serão apresentadas é aceitável identificar com o tensor de tensões elástico $\bar{\sigma} = \mathbf{D} : \boldsymbol{\varepsilon}$ (\mathbf{D} é a matriz constitutiva elástica). Este tensor de tensões efectivas é então decomposto em tensores de tracção $\bar{\sigma}^+$ e de compressão $\bar{\sigma}^-$, cujas componentes são identificadas num referencial de direcções principais de acordo com as expressões

$$\bar{\sigma}^+ = \sum_i \langle \bar{\sigma}_i \rangle \mathbf{p}_i \otimes \mathbf{p}_i \quad (1)$$

$$\bar{\sigma}^- = \bar{\sigma} - \bar{\sigma}^+ \quad (2)$$

sendo $\bar{\sigma}_i$ a tensão principal de ordem i e \mathbf{p}_i o versor da correspondente direcção principal de tensão. A função associada aos parêntesis $\langle \cdot \rangle$ devolve o valor da tensão principal quando

esta é positiva, e atribui um valor nulo quando aquela é negativa.

O modelo recorre a duas variáveis escalares de dano (d^+ , d^-) com evoluções independentes, cujos valores possíveis obedecem à condição $0 \leq d^{+(-)} \leq 1$ e podem ser intuitivamente associados à degradação produzida no betão sob condições de tracção ou de compressão. De acordo com requisitos termodinâmicos básicos os valores destas variáveis internas não podem ser decrescentes, condição que é satisfeita mediante a utilização de leis de evolução adequadas, e que serão descritas mais adiante.

Relativamente à lei constitutiva propriamente dita o modelo conduz ao seguinte formato bastante intuitivo:

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - d^+) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ + (1 - d^-) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- \quad (3)$$

3.1.2. Critérios de dano

Localmente o modelo necessita de determinar se um dado ponto de integração está em ‘carga’ ou em ‘descarga’, o que é clarificado através do recurso a dois critérios de dano independentes para a tracção e para a compressão, que são estabelecidos com base nas seguintes normas

$$\bar{\tau}^+ = \sqrt{\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \mathbf{D}^{-1} : \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+} \quad (4)$$

$$\bar{\tau}^- = \sqrt{\sqrt{3} (K \bar{\sigma}_{oct}^- + \bar{\tau}_{oct}^-)} \quad (5)$$

Na equação (5) $\bar{\sigma}_{oct}^-$ e $\bar{\tau}_{oct}^-$ designam as tensões octaédricas normal e tangencial correspondentes ao tensor efectivo de compressão, sendo K uma propriedade material que permite graduar o ganho de resistência biaxial que em compressão 2D o betão apresenta relativamente à situação de referência com compressão uniaxial. Inspirado na referência [4] os critérios de dano adoptados são

$$\bar{\tau}^+ - r^+ \leq 0 \quad (6)$$

$$\bar{\tau}^- - r^- \leq 0 \quad (7)$$

nos quais $r^{+(-)}$ podem ser interpretados como variáveis de endurecimento, controlando a expansão das superfícies de dano descritas pelas equações (6,7) à medida que a evolução do processo de carga determina a evolução das normas (4,5). O domínio elástico inicial é caracterizado pelas condições $\bar{\tau}^+ = r^+$ e $\bar{\tau}^- = r^-$, sendo $r_o^{+(-)}$ propriedades materiais facilmente relacionáveis com as tensões $f_o^{+(-)}$ que em ensaios 1D determinam a fronteira entre o comportamento linear e o início da degradação em tracção ou em compressão podendo ser expressas por:

$$r_o^+ = f_o^+ / \sqrt{E} \quad (8)$$

$$r_o^- = \sqrt{\sqrt{3}/3 (K - \sqrt{2})} f_o^- \quad (9)$$

Por sua vez as condições de consistência e de persistência sobre as superfícies de dano determinam que $\dot{r}^{+(-)} = \dot{\tau}^{+(-)}$, pelo que para um instante t genérico se tem

$$r_t^{+(-)} = \max \left\{ r_o^{+(-)}, \max_{s \in [0, t]} [\bar{\tau}_s^{+(-)}] \right\} \quad (10)$$

3.1.3. Leis de evolução

No presente modelo para o betão as leis de evolução das variáveis de dano são explícitas em termos das variáveis de endurecimento $r^{+(-)}$, obtendo-se bons resultados recorrendo às seguintes definições [2,5]

$$d^+ = 1 - r_o^+ / r^+ e^{A^+ (1 - r^+ / r_o^+)} \quad , \text{ se } r^+ \geq r_o^+ \quad (11)$$

$$d^- = 1 - r_o^- / r^- (1 - A^-) - A^- e^{B^- (1 - r^- / r_o^-)} \quad , \text{ se } r^- \geq r_o^- \quad (12)$$

envolvendo a primeira um único parâmetro A^+ – fixado tendo em vista o cumprimento de requisitos de objectividade face ao refinamento da malha de elementos finitos, e aos parâmetros de comportamento do betão em tracção (f_{ct} e energia de fractura) –, e a segunda dois parâmetros A^- e B^- , obtidos através de dois pontos da lei constitutiva em compressão. De forma esquemática a Figura 3a reproduz a resposta global fornecida pelo modelo para o comportamento cíclico do betão em condições 1D quando as variáveis de dano são definidas de acordo com as equações (11,12).

A Figura 3b representa de forma genérica os diferentes tipos de betão usados no modelo numérico, em que o betão não confinado apresenta boa concordância com os ensaios uniaxiais realizados. Para o betão confiando a resistência de pico f_{cm} e a correspondente deformação ϵ_{cm} são estabelecidos em função do grau de confinamento k proporcionado pela armadura transversal. Uma definição usual para o grau de confinamento é

$$k = 1 + \rho_v f_{synt} / f_{co} \quad (15)$$

na qual f_{synt} designa a tensão de cedência da armadura transversal e $\rho_v = A_{sw} l_w / (b_c h_c s)$ assinala a relação volumétrica de confinamento, esta última definida em função da secção transversal A_{sw} dos estribos em forma de cinta (com perímetro l_w e espaçamento s) e da área $b_c \times h_c$ do núcleo de betão efectivamente confinado.

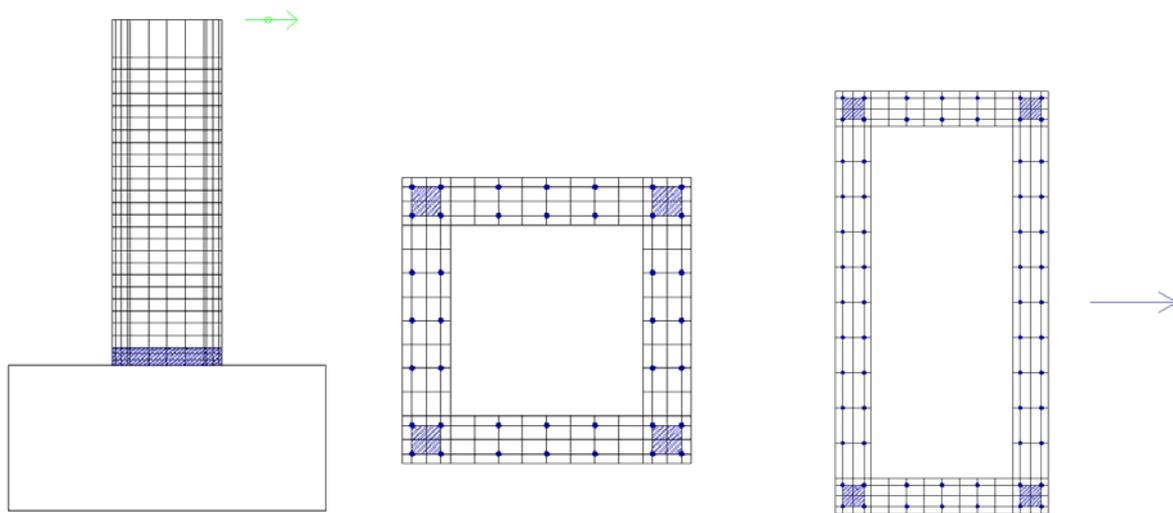


Tabela 1: Propriedades materiais do betão

Zonas de Betão	E (GPa)	f_{co} (MPa)	ϵ_{co}	f_{cm} (MPa)	ϵ_{cm}	f_{to} (MPa)
A	14	34,5	3,2‰	–	–	1,2
B	14	34,5	3,2‰	40,5	5,5‰	1,2

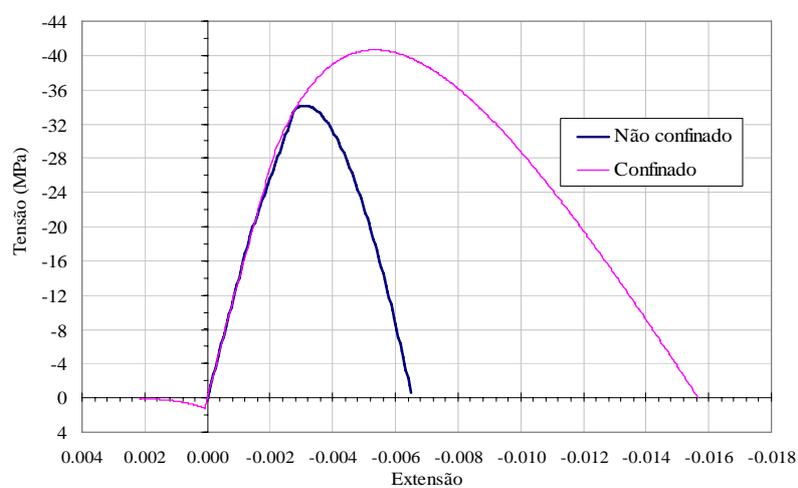


Figura 5 – Leis constitutivas uniaxiais do betão

3.2. Armadura – Modelo de Menegotto-Pinto

Do ponto de vista da discretização das armaduras recorrer-se-á a uma formulação discreta, isto é, os varões serão representados na sua real posição através de elementos de barra ligando nós correspondentes da malha de elementos finitos utilizada para o betão, sendo o comportamento daqueles exclusivamente axial. Na modelação do comportamento cíclico dos varões das armaduras será adoptada a formulação explícita proposta por Giuffré e Pinto, documentada na referência [6] e ilustrada na Figura 6.

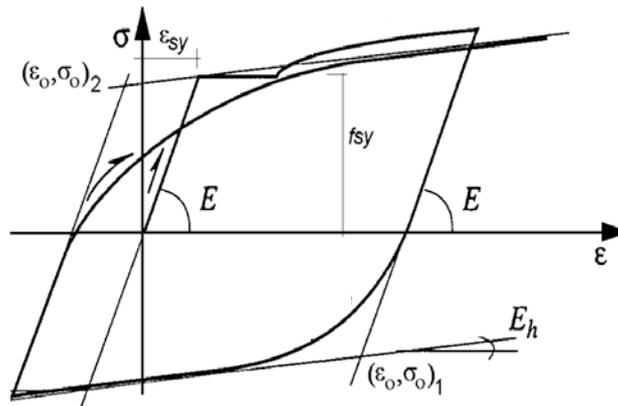


Figura 6 - Modelo cíclico para o aço.

Conforme pode ser observado nesta figura, o modelo prevê o ajuste de uma curva de transição entre duas assíntotas que se intersectam num ponto de coordenadas $(\varepsilon_0, \sigma_0)$, este móvel de acordo com a incursão no domínio plástico, e diferenciado segundo proceda de uma descarga a partir de um ponto em tracção ou em compressão (ver índices 1 e 2 na Figura 6). As assíntotas são definidas por rectas de pendentes E e E_h (respectivamente os módulos elástico e de endurecimento do aço), sendo a seguinte a lei constitutiva a aplicar em cada curva de transição:

$$\sigma^* = b \varepsilon^* + (1-b) \varepsilon^* / [1 + (\varepsilon^*)^R]^{1/R} \quad (18)$$

em que

$$\sigma^* = (\sigma - \sigma_r) / (\sigma_0 - \sigma_r) \quad \varepsilon^* = (\varepsilon - \varepsilon_r) / (\varepsilon_0 - \varepsilon_r) \quad (19a)$$

$$b = E_h / E \quad R = R_0 - a_1 \xi / (a_2 + \xi) \quad (19b)$$

$$\xi = (\varepsilon_{r_{\max}} - \varepsilon_0) / (\varepsilon_0 - \varepsilon_r) \quad (19c)$$

Nestas expressões $(\varepsilon_r, \sigma_r)$ designam as coordenadas do ponto em que é iniciada a descarga, sendo $\varepsilon_{r_{\max}}$ o máximo valor alcançado por ε_r na direcção de carga respectiva. R caracteriza o efeito de Bauschinger, graduando portanto a forma da curva de transição, sendo os parâmetros R_0 , a_1 e a_2 estabelecidos a partir de ensaios cíclicos realizados sobre os varões de aço. No presente artigo assumir-se-ão os seguintes valores: $R_0 = 30$, $a_1 = 27.0$ e $a_2 = 0.15$.

Do ponto de vista da discretização adoptou-se para as armaduras uma representação discreta bastante pormenorizada, mediante a qual os varões serão representados na sua real posição através de elementos finitos de 2 nós com comportamento exclusivamente axial, ligando nós correspondentes da malha de elementos utilizada para o betão, assumindo-se desta forma aderência perfeita entre as armaduras e o betão. Apresentam-se na Tabela 2 as características das armaduras longitudinais e transversais.

Tabela 2: Propriedades materiais do Aço

	E (GPa)	ϵ_{su}	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)
$\phi 2.6$ (Ast)	88	14‰	450	500
$\phi 8$ (Asl)	200	15‰	440	550

4. COMPARAÇÃO 2D-3D

Procedeu-se a uma comparação de resultados obtidos através de uma modelação 2D (estado plano de tensão) e de uma modelação completa 3D no sentido de se avaliar a eficiência da estratégia de modelação 2D, naturalmente mais económica do ponto de vista computacional [5]. Na Figura 7a encontra-se representada a malha utilizada na modelação 3D, numa perspectiva que mostra o seu interior oco para uma melhor identificação, reproduzindo meio pilar tendo-se considerado as devidas condições de simetria que permitiram reduzir substancialmente o esforço computacional. No modelo 2D a malha apresentada na Figura 7b é constituída por elementos finitos planos. De referir que foram consideradas camadas sobrepostas de elementos finitos (compatibilizando-se os deslocamentos nos respectivos nós) para reproduzir as zonas de betão com características diferentes (betão confinado e não confinado).

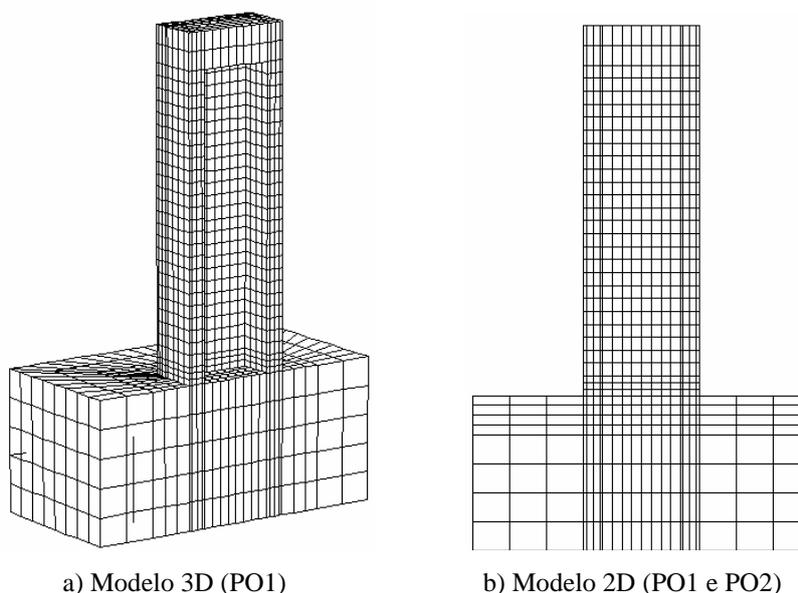


Figura 7 – Malhas de elementos finitos

No pilar PO1 os resultados obtidos através das modelações 2D e 3D são muito semelhantes, como se pode verificar no gráfico da Figura 8a, o que poderia levar a concluir ser preferível usar a modelação 2D na simulação numérica de ensaios deste tipo de pilares. No entanto, e apesar da modelação 2D ser menos exigente do ponto de vista do volume de informação, verifica-se que a modelação 3D se torna mais eficiente, conseguindo-se maior rapidez apesar da maior quantidade de informação processada, devido a uma maior dificuldade de convergência que o modelo apresenta na modelação 2D. Este facto pode atribuir-se à descontinuidade na espessura dos elementos da alma e do banzo, que se traduz por uma dificuldade de compatibilização dos estados de deformação dos elementos contíguos nas ligações alma-banzo.

No pilar PO2, esta descontinuidade aliada ao facto de que o próprio banzo, neste caso com maior desenvolvimento, ser simulado com elementos bastante espessos, o que obriga toda uma camada de banzo a fissurar ao mesmo tempo, faz com que as dificuldades de convergência sejam ainda maiores. Há também ainda a considerar que o efeito de *shear-lag* associado à distribuição de tensões nos banzos, não pode ser simulado com a modelação plana. Para este pilar observa-se na Figura 8b que os resultados obtidos com os modelos 2D e 3D apresentam diferenças mais significativas. Estas limitações da modelação 2D, tornam-na insatisfatória na simulação de pilares com as características dos apresentados. Assim, neste trabalho foi adoptada a modelação 3D para a simulação numérica dos pilares, sendo todos os resultados apresentados baseados nesta modelação.

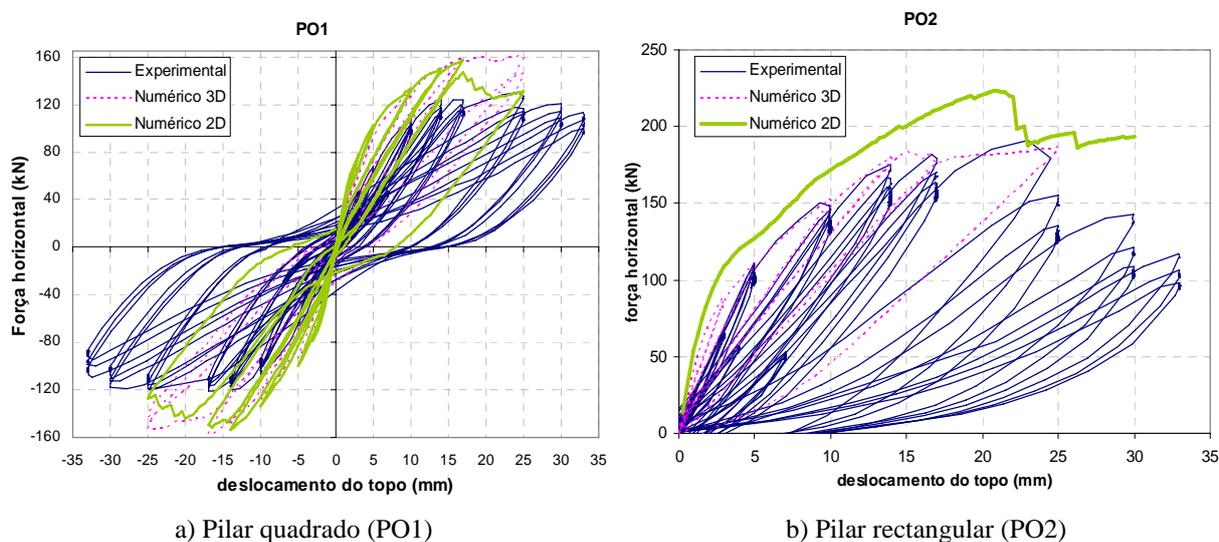


Figura 8 – Comparação dos resultados das modelações 2D e 3D com experimental

5. SIMULAÇÃO DOS ENSAIOS CÍCLICOS

5.1. PO1-N2-E1

Os resultados correspondentes ao ensaio experimental do pilar PO1 apresentados na Figura 9 denotam uma resposta com ductilidade mas com um valor baixo da força máxima ficando aquém da capacidade de flexão do pilar, o que sugere um mecanismo de rotura misto, flexão/corte. O modelo numérico não conseguiu seguir a curva experimental com muita precisão, apresentando como se pode verificar na comparação da Figura 9, desvios da ordem dos 20%. Os resultados numéricos apresentam um nível de força superior comparativamente com os resultados experimentais, podendo associar-se este facto ao modelo numérico reproduzir uma maior componente de deformação de flexão, resultando na cedência de um maior numero de armaduras obtendo-se consequentemente um nível de força superior. Esta situação traduz-se na maior complexidade de simulação numérica do mecanismo de rotura misto. Aliás, apesar de a componente de flexão desempenhar um papel importante o nível de força atingido no patamar de cedência (Figura 9) fica aquém da resistência à flexão o que leva a crer que foi atingida também a resistência máxima ao corte devido à fraca capacidade da armadura transversal.

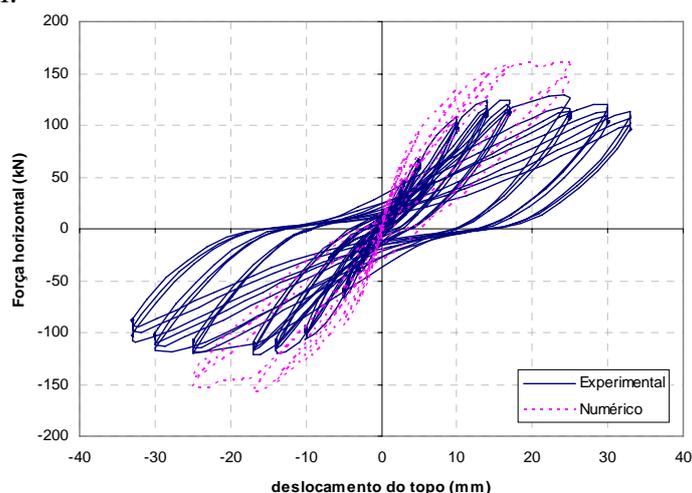


Figura 9 – Pilar PO1 - resposta numérica vs experimental

Apresentam-se nas Figuras 10 e 11 os resultados numéricos obtidos para deslocamentos na cabeça do pilar de 10mm e 25mm correspondentes respectivamente a uma fase de fendilhação próxima do início de cedência das armaduras e a uma situação próxima da rotura.

Os danos em tracção obtidos para $d=10\text{mm}$ apresentados na Figura 10a evidenciam o estado de total fissuração em que o pilar já se encontra para esse nível de deslocamento. Nesta primeira fase o comportamento parece ser dominado por um modo de deformação de flexão, que produz maiores esforços na armadura longitudinal, levando mesmo à cedência das armaduras mais exteriores (Figura 10c) para níveis de deformação global ainda moderados. A

armadura transversal mantém-se ainda em regime elástico (Figura 10b), de modo que o corte assume para este nível de deformação pouca preponderância. Aliás a deformada correspondente a este deslocamento apresentada na Figura 12a sugere isso mesmo, percebendo-se nesta deformada uma maior acomodação da deformação por rotação da base do pilar.

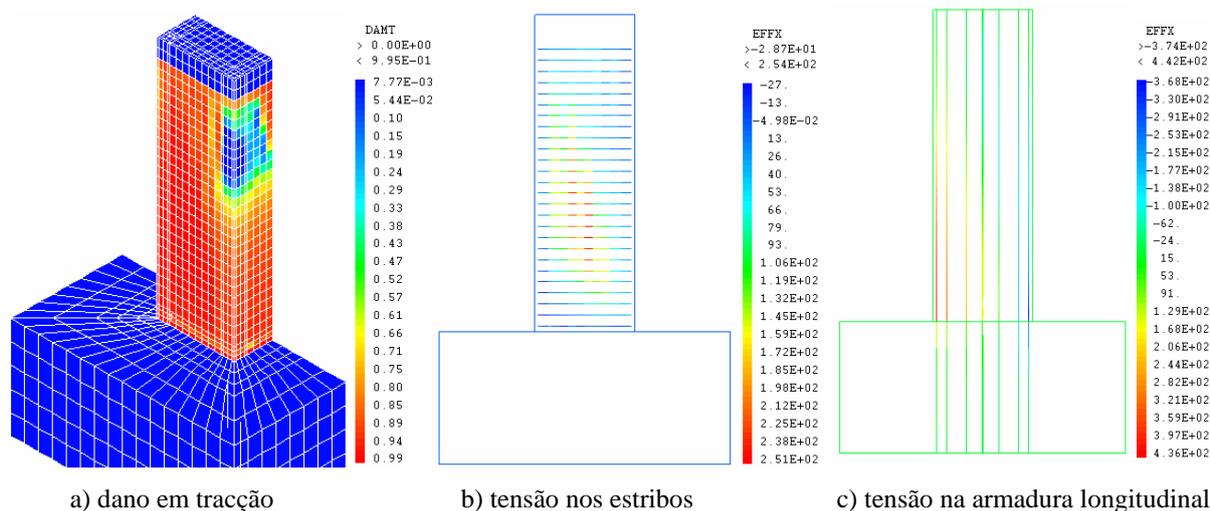
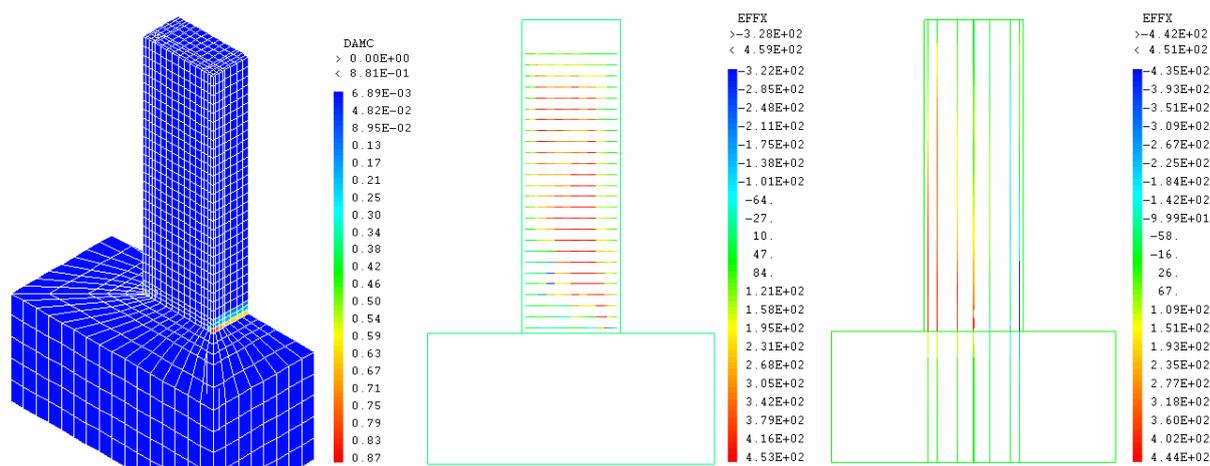


Figura 10 – Resultados numéricos para $d=10$ mm (PO1)

Para o nível de deformação perto da rotura ($d=25$ mm) o cenário é um pouco diferente, notando-se uma clara influência do corte na forma da deformada da Figura 12b. Apesar dos danos em compressão revelarem esmagamento na base do pilar devido à flexão, como se pode observar na Figura 11a, a armadura transversal também já se encontra quase totalmente em cedência, como evidencia a Figura 11b (a cor vermelha corresponde à cedência). Portanto o mecanismo de rotura encontrado pelo modelo numérico acabou por ser semelhante ao experimental, misto e com considerável rotação na base permitida pela forte plastificação nas armadura longitudinais (Figura 11c), que além do banzo também se estende até à alma.



a) Dano em compressão b) tensão nos estribos c) tensão na armadura longitudinal
 Figura 11 – Resultados numéricos para $d=25$ mm (PO1)

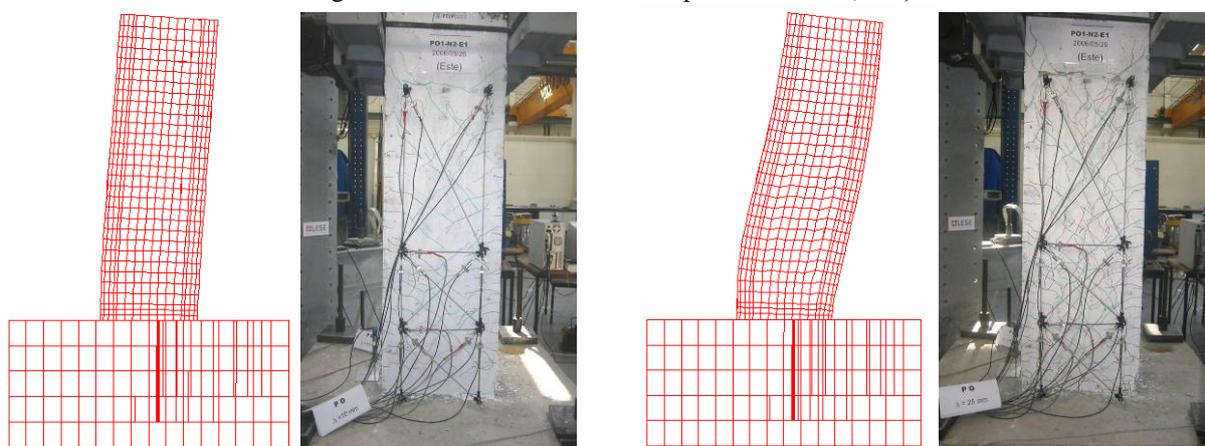


Figura 12 – Deformada – numérico vs experimental (PO1)

5.2. PO2-N2-E1

Neste pilar houve desde cedo uma preponderância dos modos de deformação e rotura por corte, conseguindo-se captar satisfatoriamente esses efeitos pelo modelo de dano, como se pode verificar através da comparação das respostas cíclicas apresentadas na Figura 13.

Os danos em compressão do modelo numérico, ilustrados na Figura 14a, também aparentam boa concordância com o comportamento real uma vez que mantiveram num valor reduzido de dano. Na realidade também não se verificou esmagamento significativo do betão, apenas algum destaque na zona dos cantos onde o modelo apresenta também o maior índice de danos em compressão.

No que diz respeito à deformação por corte, para um deslocamento de topo de 10mm o pilar encontra-se já totalmente fissurado nas almas (Figura 15a), no entanto, ainda sem cedência das armaduras longitudinais, denotando portanto deformações mais importantes associadas ao corte.

Para o nível de deslocamento de 25mm nota-se de forma mais vincada a influência do corte, atingindo-se inclusivamente este modo de rotura, reflectida pela plastificação dos estribos ao longo de toda a altura do pilar (Figura 14b). O diagrama de extensão da armadura longitudinal mostra que estas deformações se encontram bastante concentradas nos varões das extremidades (Figura 14c), por efeito da deformação por corte, levando a que a rotação na base seja pequena.

Outro facto que contribuiu para uma rotura dominada pelo corte é a extensa dimensão dos banzos, que aliada à particularidade de a secção ser oca e a sua ligação às almas se encontrar na extremidade deste, os torna mais vulneráveis ao efeito de “*shear lag*”. Houve neste pilar

muita fendilhação devido a este efeito, como pode ser comprovado em trabalhos anteriores [7].

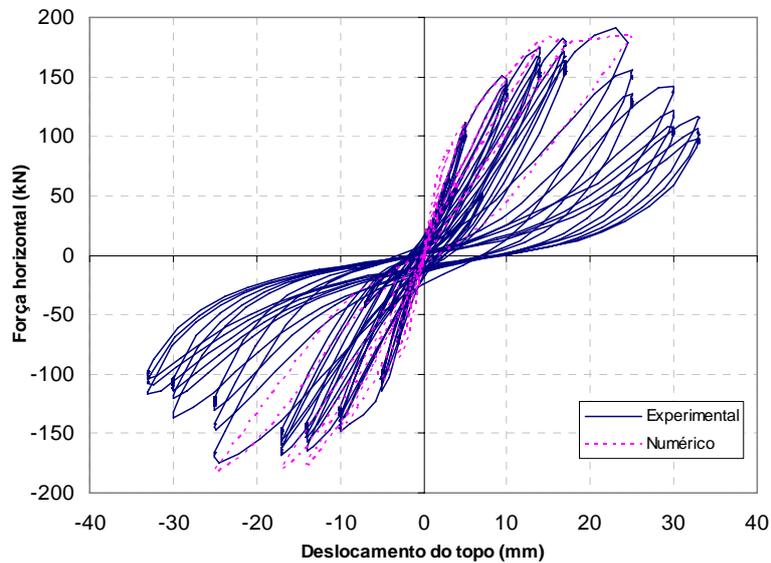


Figura 13 – Pilar PO2 - resposta numérica vs experimental

Através da Figura 15, onde se comparam as deformadas obtidas com o modelo numérico e imagens do ensaio experimental, parece haver uma boa correspondência entre a forma da deformada e a deformada real. As linhas verticais de rotura da alma, que se encontram relativamente próximas da sua ligação aos banzos, foram satisfatoriamente captadas pelo modelo numérico sob a forma de distorções nos correspondentes elementos finitos da alma, como se pode observar na deformada representada na Figura 15b.

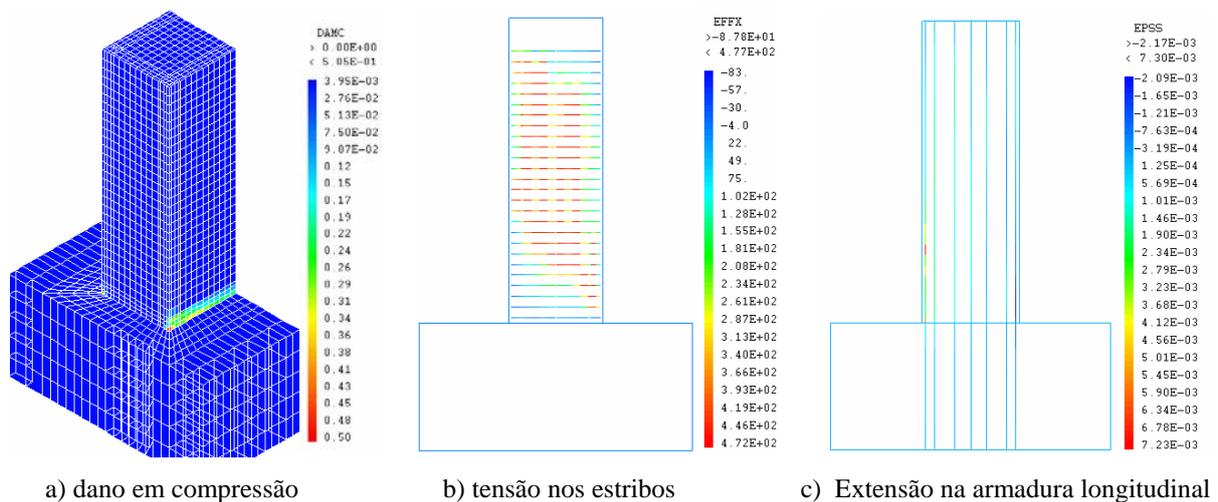


Figura 14– Resultados numéricos para $d=25$ mm (PO2)

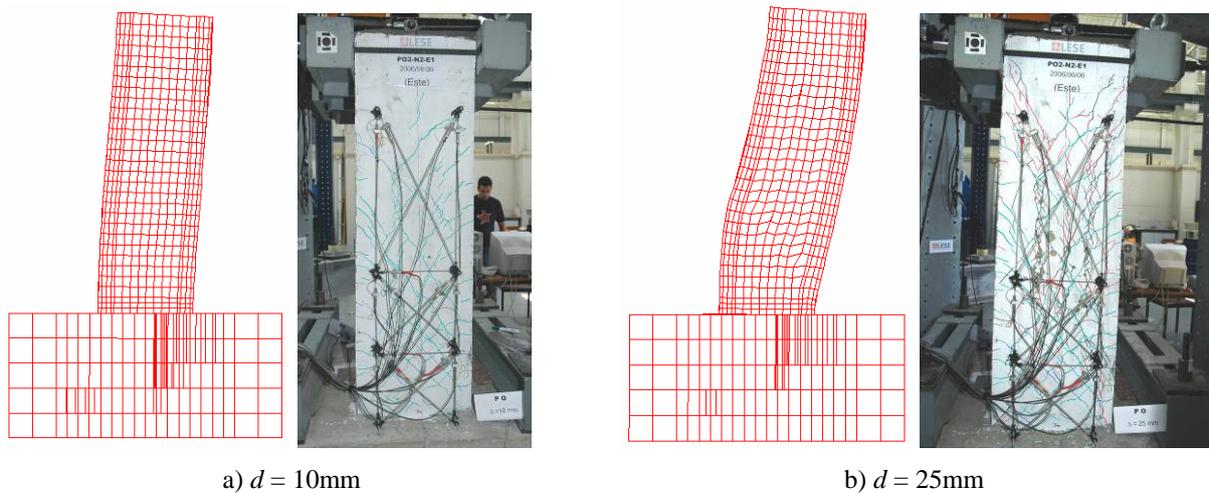


Figura 15 – Deformada – numérico vs experimental (PO2)

5.3. PO2-N2-R1

Procedeu-se ao reforço do pilar PO2 após o ensaio cíclico referido no ponto anterior através da aplicação de mantas de CFRP, podendo encontrar-se uma descrição mais detalhada deste reforço na referência [7]. Esta solução de reforço visou em especial prevenir a rotura de corte observada no pilar original. Como se pode observar na resposta experimental apresentada na Figura 16 o pilar reforçado apresentou uma capacidade resistente ligeiramente superior ao original e, sobretudo, muito maior ductilidade. O aumento de ductilidade resulta em parte pelo confinamento conferido pelas mantas mas deve-se essencialmente pelo 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.

O modelo numérico conseguiu duma maneira geral incorporar os efeitos do reforço, conduzindo a um resultando bastante próximo do experimental, mesmo em termos de degradação. Ao contrário dos pilares anteriores, a deformação e rotura por corte foram eficientemente controladas pelo reforço com bandas de CFRP, verificando-se predominantemente deformações por flexão, que duma maneira geral são mais fáceis de modelar numericamente por serem controladas fundamentalmente pela armadura longitudinal [8].

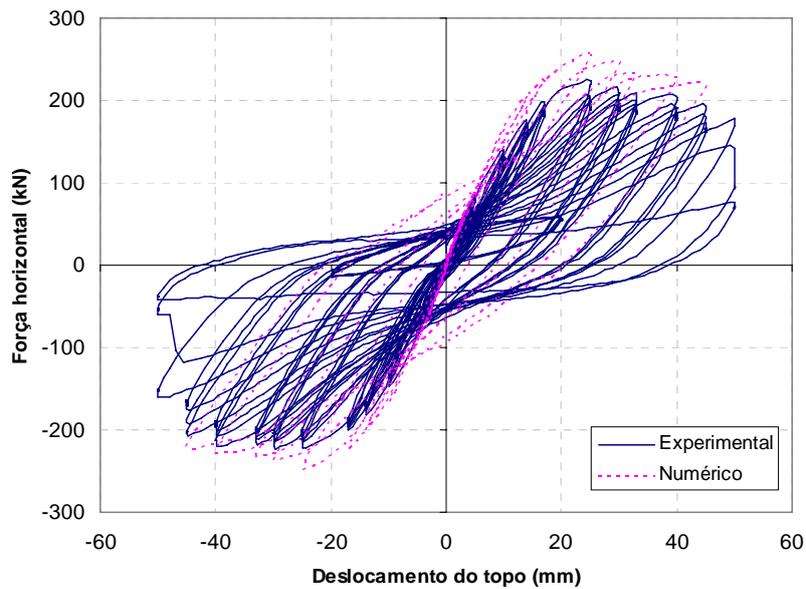


Figura 16 - Pilar PO2 reforçado - resposta numérica vs experimental

Na modelação deste pilar optou-se por simular as cintas exteriores de CFRP como elementos de treliça (de forma análoga à modelação das armaduras), com características idênticas às fibras. Induziu-se previamente um estado inicial de fendilhação, através de um ciclo inicial de 10mm, correspondente aos danos iniciais provocados pelo ensaio original, particularmente na zona dos banzos.

O efeito do reforço é notório, provocando alterações no modo de rotura. Pode observar-se na Figura 17a, que para o deslocamento de 25 mm, o modo de deformação parece ser dominado pela flexão, o que está em correspondência com uma significativa rotação na base evidenciada pela cedência das armaduras nesta zona visível na Figura 17b.

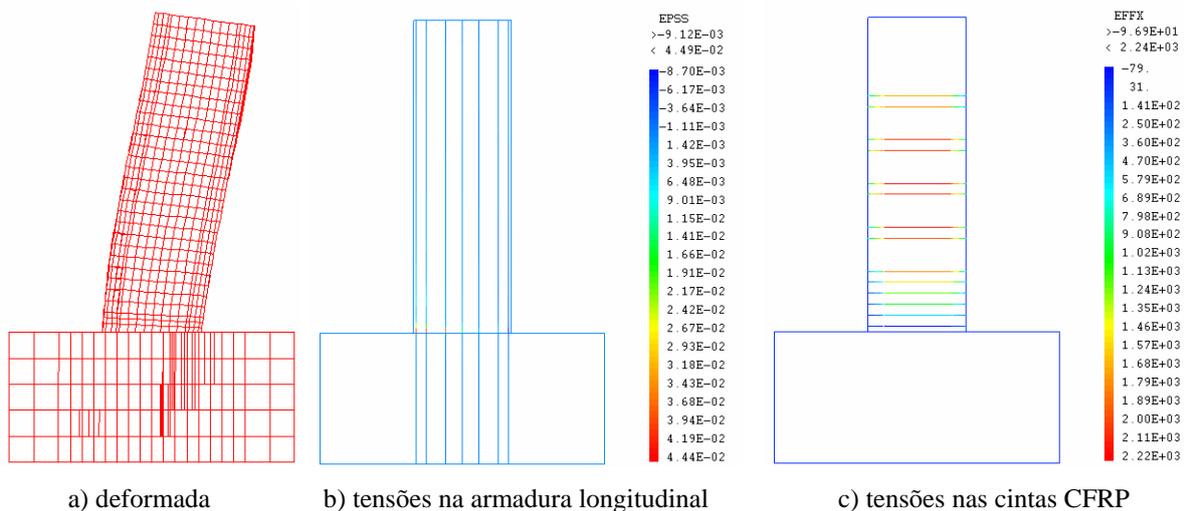


Figura 17 – Resultados numéricos para $d=25$ mm (PO2 reforçado)

Para este pilar não se apresentam resultados em relação ao dano em compressão, no entanto, verificou-se que foi substancialmente superior ao observado no pilar original, havendo já para este nível de deslocamento um aumento significativo do esmagamento do betão de recobrimento [9]. As tensões obtidas nas cintas de CFRP (Figura 17c) apresentam valores próximos de 60% da tensão de rotura (3800 MPa) permanecendo portanto em fase elástica, o que denota a eficiência do reforço no aumento de capacidade de corte.

6. CONCLUSÕES

O modelo de dano utilizado neste trabalho sobretudo para tentar traduzir fenómenos de deformação e rotura por corte, já tinha sido usado com sucesso no tratamento de pilares dominados por modos de flexão [^{5,8}] revelou-se também eficiente na simulação destes ensaios com particular incidência dos efeitos de corte.

A comparação entre uma modelação 2D e 3D revelou uma maior dificuldade de se captar correctamente os efeitos de corte com a modelação 2D, o que se reflectiu ainda numa maior dificuldade de convergência desta modelação comparativamente com a modelação 3D.

A utilização do modelo de dano associado a uma modelação 3D torna-se atractiva na simulação numérica neste tipo de pilares, de secção oca, uma vez que permite aliar eficiência computacional com a obtenção de resultados concordantes com os resultados experimentais possibilitando ao mesmo tempo obter informação preciosa para uma melhor interpretação dos próprios resultados experimentais. Nas aplicações apresentadas o modelo mostrou-se capaz de captar bastante bem os modos de rotura de ambos os pilares: no pilar PO1 com um modo de rotura corte/flexão, no PO2 clara preponderância do corte e no pilar PO2 reforçado um modo de rotura marcadamente de flexão.

Esta análise numérica permitiu também uma melhor compreensão de alguns dos fenómenos observados nos ensaios experimentais, permitindo associar de forma consistente o modo de rotura. Esta componente numérica mostrou-se ainda útil, permitindo identificar algumas questões em torno do *setup* de ensaio, devido à facilidade de estudo de novas soluções, podendo ajudar à implementação de melhorias nesta vertente do trabalho experimental.

Foi possível observar no estudo numérico efectuado uma significativa influência dos parâmetros associados ao comportamento em tracção do betão nos resultados. Este facto deve-se sobretudo aos acentuados efeitos de corte observados nestes pilares fortemente dependentes do comportamento em tracção do betão. Ressalta assim uma necessidade de se caracterizar de forma eficiente a componente de tracção, não só a resistência de pico como também o comportamento pós pico e em particular os efeitos de “*tension-stiffening*”.

REFERÊNCIAS

- [1] A. Pavese, D. Bolobnini e S. Peloso, “FRP Seismic Retrofit of RC Square Hollow Section Bridge Piers”. *Journal of Earthquake Engineering*, Imperial College Press, 8, Special Issue 1, pp 1–26 (2004).
- [2] R. Faria e J. Oliver, “A rate dependent plastic-damage constitutive model for large scale computations in concrete structures”, CIMNE Monograph 17, Barcelona, (1993).
- [3] R. Faria, J. Oliver e M. Cervera, “A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures,” *International Journal of Solids and Structures* **35**(14), 1533-1558 (1998).
- [4] J. Simo e J. Ju, “Strain- and stress-based continuum damage models. I: Formulation”, *Int. J. Solids Structures*, **23**(7), pp. 821-840, (1987).
- [5] N Vila Pouca, “Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminares de Betão Armado”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, (2002).
- [6] M. Menegotto e P. Pinto, “Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending,” *IABSE Symp. Resist. Ultimate Deform. of Struct. Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisbon, Portugal, (1973).
- [7] P. Delgado, P. Rocha, M. Santos, J. Pedrosa, A. Arêde, N. Vila Pouca, A. Costa, R. Delgado, “Experimental and analytical cyclic tests of RC hollow section piers retrofitted with CFRP”, FRPRCS-8, University of Patras, Patras, Greece, (2007), (aguarda publicação).
- [8] R. Faria, N. Vila Pouca e R. Delgado, “Seismic behaviour of a R/C wall: numerical simulation and experimental validation,” *Journal of Earthquake Engineering* **6**(4), 473-498, (2002).
- [9] P. Delgado, P. Rocha, M. Santos, J. Pedrosa, A. Arêde, N. Vila Pouca, A. Costa, R. Delgado, “Retrofitting of bridge hollow piers with CFRP”, M. Papadrakakis, D.C. Charnpis, N.D. Lagaros, Y. Tsompanakis (eds.), *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rethymno, Crete, Greece, (2007), (aguarda publicação).