

Zonas de Descontinuidade de Betão Estrutural Submetidas a Cargas Cíclicas



Cláudia Germano¹



João F. Almeida²



Miguel Lourenço³

RESUMO

Os modelos de dimensionamento baseados em campos de tensões são hoje amplamente reconhecidos para a análise, verificação de segurança e pormenorização de zonas de descontinuidade em elementos de betão estrutural. A quase totalidade dos trabalhos desenvolvidos aplicam-se, no entanto, ao efeito das acções estáticas, julgando-se que constitui uma contribuição muito importante, procurar estender estes modelos ao domínio das acções cíclicas.

No presente artigo pretende-se, principalmente, discutir e analisar a capacidade de transmissão das compressões em campos de fendilhação bi-diagonal, associados à alternância das cargas, assim como as questões relacionadas com os critérios de resistência e procedimentos para a verificação da segurança dos nós. De modo a atingir os objectivos propostos, para além dos estudos numéricos, julgou-se neste caso indispensável que se procedesse à realização e análise de estudos experimentais.

Efectuou-se para tal um programa experimental, desenvolvido no Laboratório de Estruturas e Resistência de Materiais do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, que consistiu na concepção, execução e ensaio experimental de dois elementos estruturais de betão armado, sujeitos a carregamentos cíclicos.

Considera-se que o trabalho efectuado e aqui apresentado, pode ser considerado como um primeiro passo no estudo da generalização dos conceitos referentes à aplicação dos modelos de campos de tensões ao dimensionamento e pormenorização de zonas de descontinuidade de elementos de betão estrutural submetidos a acções cíclicas.

PALAVRAS-CHAVE

Zonas de Descontinuidade, Modelos de Campos de Tensões, Comportamento não linear, Acções Cíclicas, Ensaaios Experimentais.

¹ Estradas de Portugal, S.A, 2809-013 Almada, Portugal. claudia.germano@estradasdeportugal.pt

² ICIIST, Instituto Superior Técnico, 1049-001Lisboa, Portugal. jalmeida@civil.ist.utl.pt.

³ Estudante de doutoramento. Instituto Superior Técnico, 1049-001Lisboa, Portugal. mlourenco@jsj.pt.

1. INTRODUÇÃO

No dimensionamento de elementos estruturais (encontros de pontes, pilares, vigas, entre outros) ou estruturas completas, é muito usual efectuar-se o dimensionamento destes elementos para cargas estáticas, recorrendo-se para tal a dois modelos distintos, um para cada sentido de aplicação da carga como se ilustra na 'Fig. 1', quando no entanto o seu dimensionamento deveria ser efectuado para carregamentos cíclicos. Neste artigo pretende-se discutir a exactidão deste procedimento, será correcto o dimensionamento destes elementos para acções estáticas, quando na verdade ao longo da sua vida útil poderão estar sujeitos a acções cíclicas?

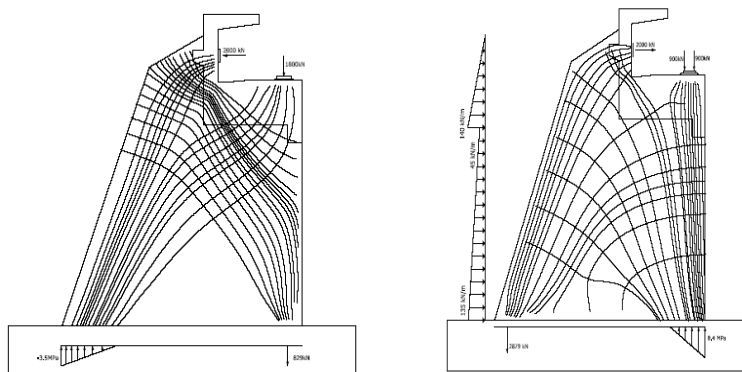


Figura 1. Exemplo de um elemento estrutural usualmente dimensionado para cargas estáticas.

O trabalho aqui apresentado descreve um conjunto de ensaios efectuados, tendo por objectivo a análise e discussão da capacidade de transmissão das compressões em campos de fendilhação bi-diagonal, associados a alternância das cargas, assim como as questões relacionadas com os critérios de resistência e procedimentos para a verificação da segurança dos nós.

A outra vertente da realização deste programa experimental, constitui numa possível contribuição para o desenvolvimento de programas de cálculo automático. Estes programas, tendo por base modelos numéricos do comportamento de estruturas, conseguem fornecer uma resposta bastante satisfatória sobre o comportamento em serviço das mesmas. No entanto, para avaliação da resposta histerética de estruturas de betão armado, o grau de sofisticação de tais modelos, deve estar associado a uma calibração adequada. Esta calibração deverá ser feita, tendo por base resultados experimentais, tal como o que aqui se descreve, de modo a que os resultados obtidos pelo programa possam simular fidedignamente o comportamento real da estrutura.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Descrição do Modelo

No programa experimental executado, optou-se por analisar uma peça de geometria triangular, que embora não corresponda, em particular, a nenhum tipo de elemento estrutural utilizado em construção corrente, apresenta a vantagem de assumir ao longo do ensaio, ou seja com a alternância da carga, os quatro tipos de nós possíveis, num modelo de campos de tensões (*CCT*, *CCC* e *CTT*). A escolha deste tipo de geometria permite também estudar o efeito das cargas cíclicas para campos de tensões uniaxiais. Foram realizados num total dois modelos, com a mesma forma geométrica e com os mesmos materiais, variando-se apenas a secção de cada modelo.

2.1.1 Geometria

A “peça tipo” tem uma largura de $1,16\text{ m}$, e uma altura de $1,07\text{ m}$. A geometria do primeiro modelo ensaiado, encontra-se representada na 'Fig. 3'. No segundo ensaio, optou-se por reduzir a secção transversal de toda a peça, para uma largura de $0,10\text{ m}$, de modo a possibilitar o seu estudo quando sujeita a tensões superiores às ocorridas no primeiro ensaio, de acordo com a 'Fig. 3'.

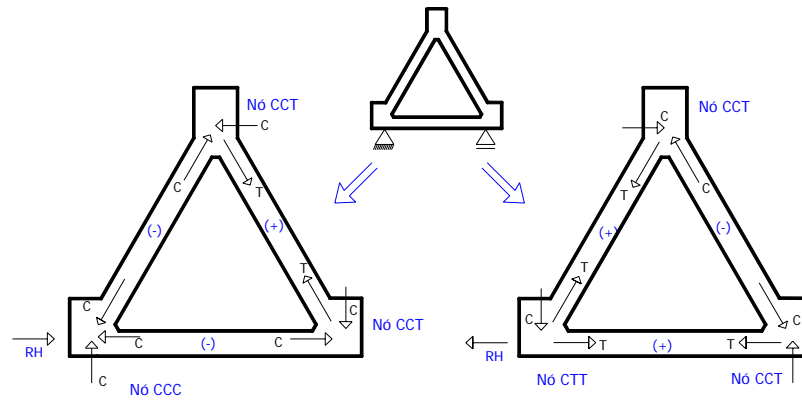


Figura 2. Tipos de nós ocorrentes na peça, de acordo com a alternância de carga.

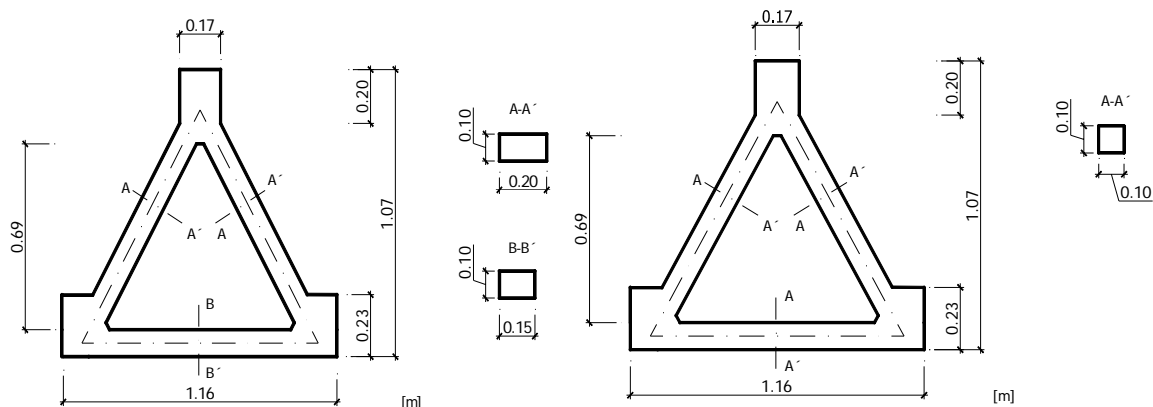


Figura 3. Geometria dos modelos (à esquerda 1º modelo e à direita 2º modelo).

2.2 Pormenorização das Armaduras

Os modelos foram construídos com armaduras da classe A500 NR e betão da classe C20/25. No primeiro modelo optou-se, por uma secção composta por $4\phi 8 + 4\phi 6$, como armadura longitudinal e $\phi 6/0,20$, para armadura transversal, de acordo com a pormenorização apresentada na 'Fig. 4'. No segundo ensaio, optou-se por $4\phi 10$, como armadura longitudinal e $\phi 6/0,20$ como armadura transversal, para a secção de dois dos tirantes (corte B-B'), para a secção do tirante inferior (corte A-A'), uma armadura longitudinal de $4\phi 8$ e a mesma armadura transversal que as restantes secções, ainda de acordo com a 'Fig. 4'.

2.3 Sistema de ensaio

O pórtico metálico autoportante utilizado para a realização do ensaio encontra-se apresentado na 'Fig. 5'. Os deslocamentos horizontais no topo da peça foram impostos por um actuador mecânico (do tipo "ALBERT") com uma capacidade nominal de 100 Ton e um curso de 400 mm. Este foi fixado à parede de reacção e o seu êmbolo foi ligado ao topo da peça através de um sistema de cintagem, no qual estavam inseridas duas células de carga. O modelo foi fixo por intermédio de perfis metálicos, que por sua vez foram ligados à laje de reacção do laboratório através de um conjunto de varões roscados.

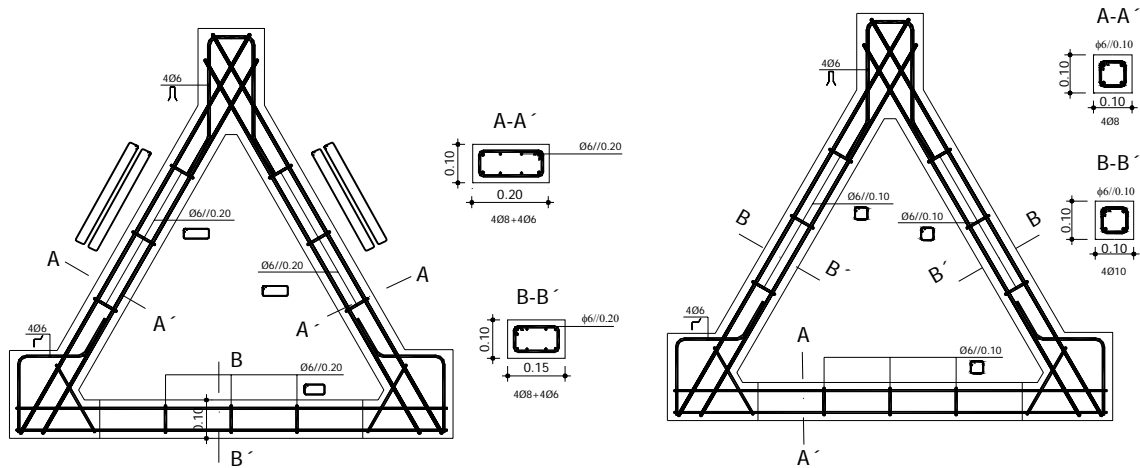


Figura 4. Pormenorização do primeiro modelo (na figura à esquerda) e pormenorização do segundo modelo (na figura à direita)

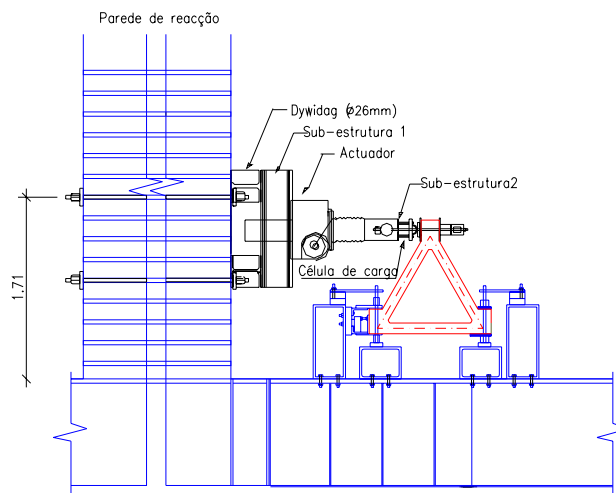


Figura 5. Esquema do sistema de ensaio.

2.4 Instrumentação

Utilizou-se um sistema automático de leitura e aquisição de dados, constituído por um aparelho de aquisição Datalogger (HP 3852A – Data Acquisition/Control Unit) controlado por um microcomputador (HP 9000-300) com software compatível, ligados entre si por interfaces IEE 388. Foram utilizados num total de 34 equipamentos de leitura de dados nos ensaios: 6 células de carga de compressão, 13 transdutores de deslocamento, *LVDT's* (Linear Voltage Displacement Transformer) e 15 extensómetros eléctricos de armaduras. No que respeita às células de carga, foi necessário a utilização de duas células de carga de compressão em série em cada ponto de leitura, de modo a permitir a leitura dos valores de forças em tracção e em compressão.

Para o conhecimento do estado de tensão nas armaduras, recorreu-se à utilização de extensómetros colados sobre as mesmas. Considerou-se relevante e de utilidade na análise dos resultados, apenas a instrumentação dos tirantes superiores ou inclinados e do nó respeitante ao apoio móvel. Ao nível de deslocamentos, procurou-se efectuar um controlo do deslocamento horizontal aplicado, no topo da peça, recorrendo para tal à utilização de um transdutor de deslocamento indutivo, *LVDT*, com uma amplitude de medida de ± 100 mm. Este transdutor é ligado à peça por intermédio de uma estrutura metálica, totalmente independente ao sistema de ensaio, garantindo assim a independência dos valores medidos em relação a possíveis deformações assumidas pelo pórtico de ensaio. Utilizou-se para além deste, mais 12 transdutores, 6 deles com um campo de medida de ± 10 mm e outros 6 com um campo

de medida de $\pm 25 \text{ mm}$, para caracterização do estado de deformação nos elementos da estrutura e zonas dos nós. Os transdutores foram colocados directamente na peça, com auxílio de pernos metálicos, que suportavam as suas braçadeiras e cantoneiras metálicas onde encostava o seu batente.

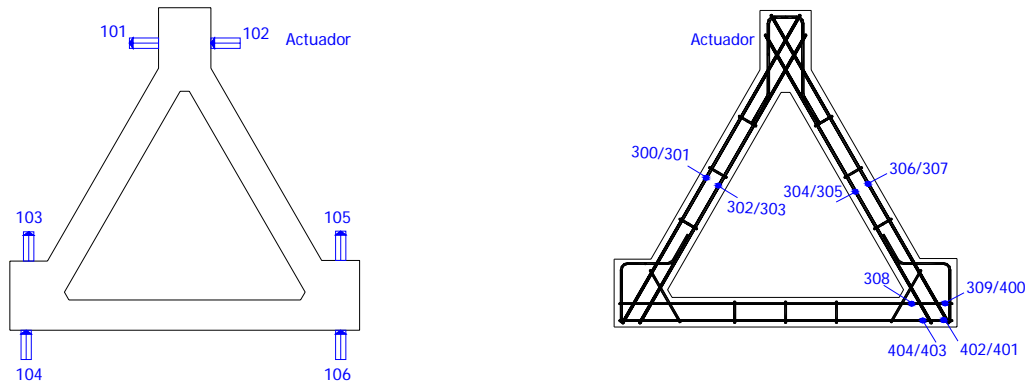


Figura 6. À esquerda esquema da localização das células de carga na peça e à direita esquema da localização dos extensómetros de armadura na peça.

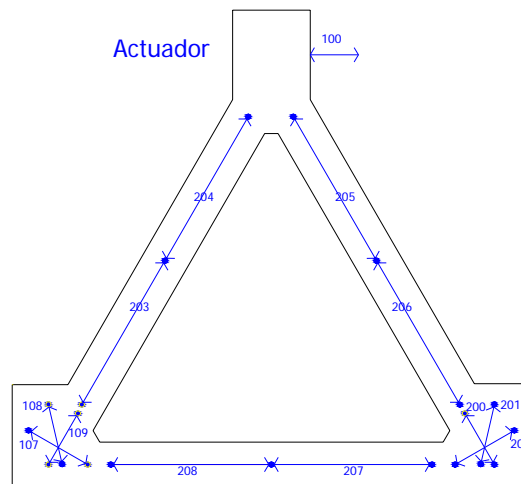


Figura 7. Localização dos LVDT's na peça.

2.5 História de Carga

Para a escolha da história de carga a aplicar no presente trabalho, foi efectuada uma breve pesquisa bibliográfica [1], [2], [3], [4] e [5], com o fim de encontrar um procedimento adequado para os testes em questão. Apresentam-se nas figuras seguintes as leis de deslocamentos impostas, para os presentes ensaios. Pretendia-se utilizar sempre três repetições para cada ciclo, no entanto muitas vezes por imposição do ensaio, não se considerou tal aconselhável e optou-se apenas por efectuar duas repetições. Note-se por exemplo no segundo ensaio, que a partir do segundo ciclo de 10 mm, considerou-se prudente diminuir o nível de deslocamento imposto em tracção, uma vez se obteve a rotura de um varão de aço, pretendendo-se ainda tirar o máximo de informação possível do tirante do apoio móvel, assim como conduzir o ensaio até ao esmagamento do betão neste apoio.

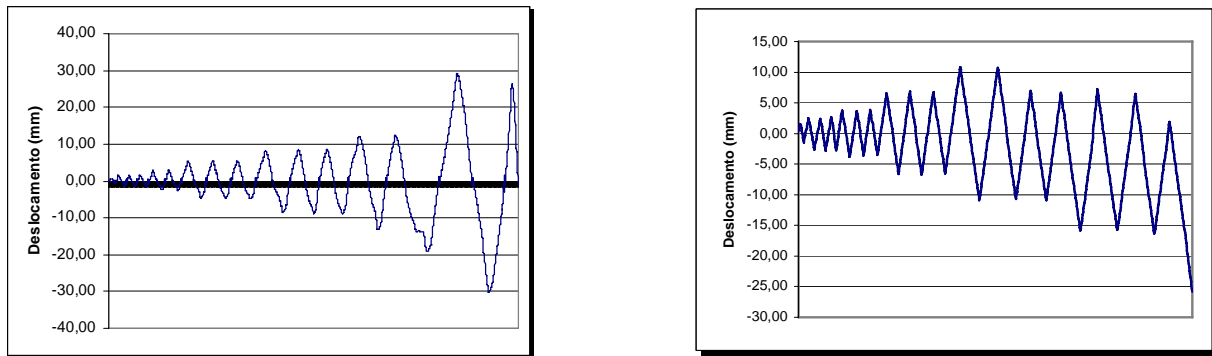


Figura 8. Histórias de carga impostas nos ensaios (à esquerda 1º ensaio e à direita 2º ensaio).

3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

3.1 Comportamento dos modelos

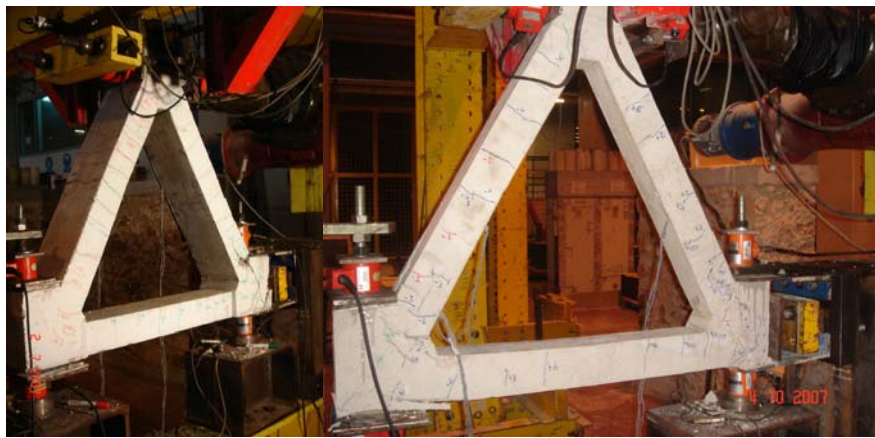


Figura 9. Aspecto final das peças após ensaiadas (1º modelo à esquerda e 2º modelo à direita).

Apresenta-se de seguida um quadro resumo, das características que melhor exprimem o comportamento dos modelos ensaiados. Como previsto, verifica-se que o primeiro modelo experimentou forças muito superiores às observadas no segundo modelo. Note-se, no entanto, que embora a área de armadura nos tirantes de cada modelo fosse a mesma num valor de $3,14 \text{ cm}^2$, as dimensões da área de betão foram reduzidas no 2º modelo, o que conduziu a valores superiores das tensões nos apoios, tal como se pretendia.

Quadro 3. Quadro resumo do tipo de rotura obtida nos modelos, forças máximas e tensão no apoio.

Modelo	Tipo de Rotura	$F_{\text{máx}} (+)$ [kN]	$\sigma_{\text{máx.}} (+)$ [MPa]	$F_{\text{máx}} (-)$ [kN]	$\sigma_{\text{min.}} (-)$ [MPa]
1º Modelo	Rotura de um varão longitudinal (<i>para a força máxima</i>)	203,70 (28,08 mm)	4,41	(-)185,10 (-28,98 mm)	4,00
2º Modelo	Rotura de um varão de estribo, seguida pela rotura de um varão longitudinal (<i>1º ciclo de 10 mm</i>). Esmagamento e destacamento do betão no apoio deslizante.	93,70 (9,44 mm)	12,04	(-)140,40 (-15,82 mm)	17,37

3.2 Relação força-deslocamento

Para a elaboração das relações força-deslocamento teve-se por base as leituras de forças registadas pelas células de carga e os valores de deslocamento impostos no topo da peça, registados pelo transdutor de deslocamento, colocado para esse fim, como anteriormente foi descrito. Com base nas relações força-deslocamento obtidas, procedeu-se à análise de distribuição de forças do modelo. De

acordo, com a distribuição interna de forças no modelo, considera-se a seguinte correspondência entre os valores medidos nas células de carga e as forças internas no modelo:

- F_1+F_2 (células de carga 101 e 102) corresponde ao valor de H ;
- F_3+F_4 (células de carga 103 e 104) corresponde ao valor de H_{sen60} ;
- F_5+F_6 (células de carga 105 e 106) corresponde ao valor de H_{sen60} .

Um forma de apurar a coerência dos resultados obtidos pelas células de carga, consiste em calcular o valor da reacção H_{sen60} , considerando H o valor da força obtido nas células de carga F_1+F_2 e comparando com os valores obtidos nas células de carga F_3+F_4 ou F_5+F_6 .

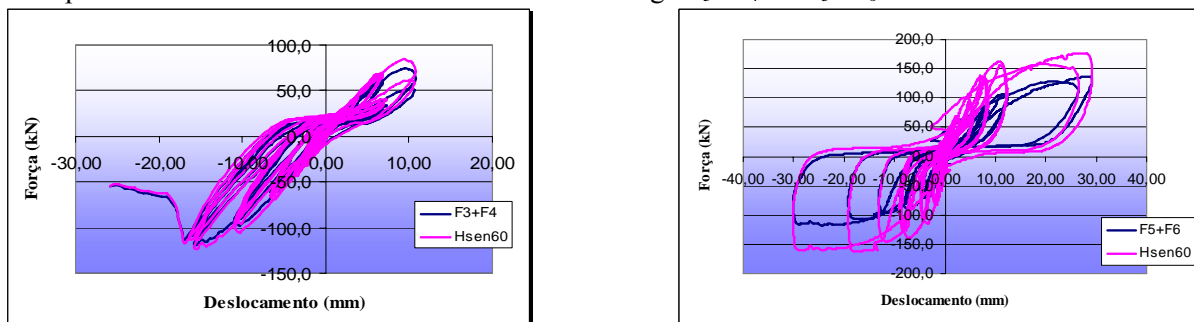


Figura 8. Verificação dos valores medidos nas células de carga (1º e 2º ensaios).

Por observação dos gráficos apresentados, considera-se que na fase inicial de ambos os ensaios a curva obtida experimentalmente se aproxima da curva obtida analiticamente, ocorrendo apenas alguma discrepância na fase final dos ensaios, que se pode dever ao grau de dano sofrido pelo modelo, que de certa forma se traduziu nas leituras obtidas. Considera-se, no entanto, que o sistema de aquisição previsto inicialmente conduz a uma percepção e avaliação correcta da distribuição de esforços interna no modelo.

3.3 Avaliação do comportamento dos apoios

Procede-se seguidamente à análise da máxima tensão verificada no apoio deslizante.



Figura 9. Aspecto final do apoio deslizante após a rotura do nó, para o 2º modelo ensaiado.

Note-se que apenas se apresentam os resultados do 2º ensaio, uma vez que este foi concebido propositadamente para o estudo da avaliação do comportamento dos apoios, não sendo por isso de interesse relevante aqui apresentar os resultados do 1º ensaio:

- F_1+F_2 , máx.,positiva = 97,30 kN e F_1+F_2 , máx.,negativa = -140,40 kN

Aos valores das forças máximas obtidas, correspondem os seguintes valores de tensões máximas nos apoios:

$$\sigma_{apoio}^{+} = \frac{97,30 * \sqrt{3/2}}{0,07 * 0,10} = 12037,74 KPa = 12,04 MPa \quad (1)$$

$$\sigma_{apoio}^{-} = \frac{140,4 * \sqrt{3/2}}{0,07 * 0,10} = 17369,99 KPa = 17,37 MPa \quad (2)$$

Calcula-se de seguida os valores de tensões resistentes, como proposto pelo MC90 [6] e EC2 [7], para os nós CCT:

$$MC90 - \text{Nós CCT} \leftrightarrow f_{c3} = 0,70 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cm} \Leftrightarrow f_{c3} = 0,70 \left[1 - \frac{17,81}{250} \right] 23,93 \Leftrightarrow f_{c3} = 15,55 MPa \quad (3)$$

$$EC2 - \text{Nós CCT} \leftrightarrow f_{c3} = 0,85 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cm} \Leftrightarrow f_{c3} = 0,85 \left[1 - \frac{17,81}{250} \right] 23,93 \Leftrightarrow f_{c3} = 18,89 MPa \quad (4)$$

Em que:

$f_{cm} = 23,93$ MPa , resultado dos provetes de betão ensaiados à compressão;

$f_{ck} = 17,81$ MPa , valor característico da resistência à compressão correspondente aos ensaios realizados ao betão, para o segundo modelo;

Verifica-se que a expressão preconizada pelo EC2, conduz a um valor de dimensionamento ligeiramente superior ao verificado. Efectivamente, obteve-se a rotura do nó, caracterizada pelo esmagamento do betão na zona da chapa, o que não seria esperado, uma vez que o valor de tensão resistente calculado na ‘Eq. (4)’, excede os valores de tensão experimentados pelo apoio (‘Eq. (1)’ e ‘Eq. (2)’). No que respeita ao valor de tensão de segurança sugerido pelo MC90, este é inferior ao máximo valor de tensão negativa experimentada pelo apoio e poderia-se afirmar que esta formulação será aplicável ao caso de carregamentos cíclicos. No entanto tal afirmação não é segura, pois a verificação do esmagamento do betão neste apoio, verificou-se ao longo do ensaio, mesmo antes de se alcançar a força máxima, correspondente à tensão máxima expressa na ‘Eq. (2)’. Levanta-se assim a dúvida que a rotura no apoio poderá ter ocorrido para um valor de tensão inferior ao sugerido pela ‘Eq. (3)’, ou seja para valores inferiores aos sugeridos pela formulação expressa no MC90. Conclui-se que embora se tivesse tido em conta os princípios de segurança aplicáveis para os nós CCT, a rotura possa ter ocorrido para valores inferiores.

3.4 Comparação com Resultados Numéricos

Apresenta-se de seguida uma comparação entre os resultados experimentais obtidos, e o modelo numérico da relação tensão-extensão para o aço embebido no betão, proposto pelo CEB-FIP Model Code 90 (MC90) para acções estáticas [6]. Para tal foi calculado o modelo numérico, tendo por base as características dos materiais, aço e betão, determinadas experimentalmente para cada modelo ensaiado. O modelo apresentado é composto pelas seguintes fases: fase não fendilhada, fase de formação de fendas, fase de estabilização de fendas e pós-plastificação. Para a relação tensão-deformação para o ciclo de 4 mm do 1º modelo, apresentada na ‘Fig. 11’, verifica-se uma semelhança notável entre a rigidez da peça e do modelo numérico, para a fase de estabilização de fendas, encontrando-se as mesmas praticamente paralelas.

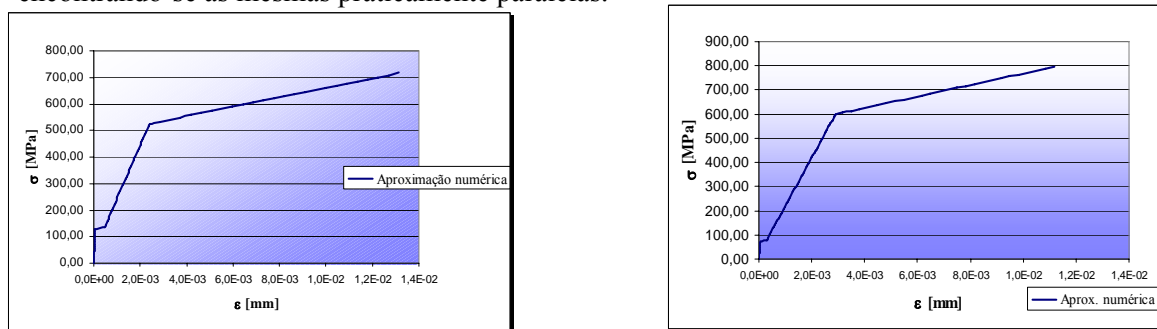


Figura 10. Relação tensão-deformação para o aço embebido no betão tendo por base os resultados experimentais do 1º modelo (à esquerda) e do 2º modelo (à direita).

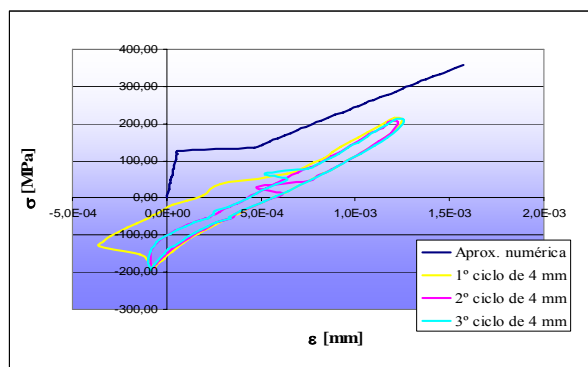


Figura 11. Relação tensão-deformação para o ciclo de deslocamento de 4 mm, do 1º modelo e respectivo modelo numérico.

Procurou-se ainda averiguar se os picos dos vários ciclos de deslocamento aplicados nos modelos conduziam a uma envolvente contida nos modelos numéricos apresentados na 'Fig. 10'. Demonstra-se na 'Fig. 12' o resultado deste estudo.

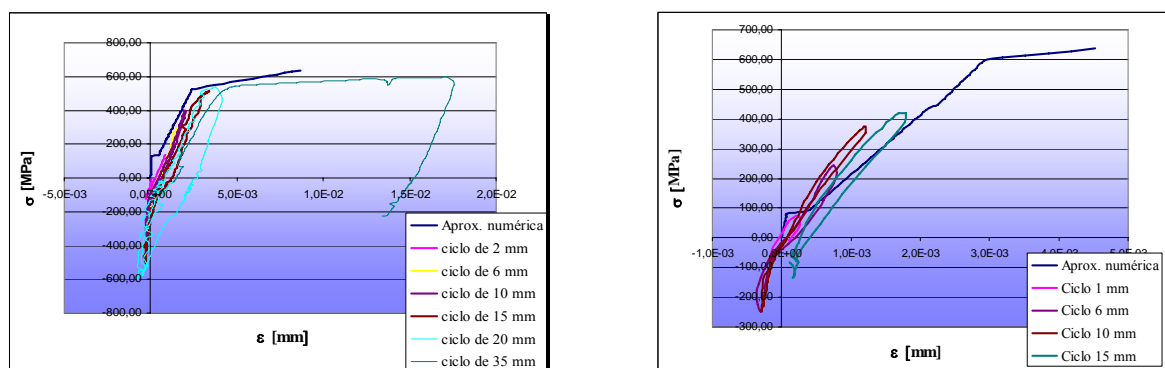


Figura 12. Relação tensão-deformação para a média de alguns ciclos de deslocamento, do 1º modelo e respectivo modelo numérico (à esquerda) e do 2º modelo e respectivo modelo numérico (à direita)

No que respeita ao primeiro modelo, constata-se por observação do gráfico apresentado, em que constam as relações tensão-deformação para a média de alguns dos ciclos de deslocamento aplicados, que unindo os picos dos ciclos de deslocamentos, obtém-se uma envolvente dos ensaios cíclicos, que está contida no modelo numérico monotónico. No segundo modelo, tal facto é menos notório, sendo que as curvas apresentadas excedem ligeiramente a curva do modelo numérico monotónico.

Por fim, a análise dos resultados experimentais obtidos para ambos os modelos, confirma, no essencial, as características principais dos modelos sugeridos por Palermo e Vecchio [8]. É notável que no início do carregamento o modelo apresenta uma rigidez inicial, e que quando se inverte o sentido do carregamento dá-se uma descarga elástica, com uma rigidez que se assemelha à rigidez inicial e a que os autores citados denominam por rigidez inicial na fase da descarga. Note-se que nesta fase da descarga, comprova-se que a mesma seria debilmente modelada se se recorresse a uma expressão linear, como primeira aproximação, pois os ensaios realizados mostram claramente que o ramo da descarga é não-linear. Continuando o carregamento no mesmo sentido da descarga, o diagrama começa a apresentar uma alteração de rigidez, denominada anteriormente por rigidez na fase final de descarga. É assim notável uma redução do módulo de elasticidade, facto que se pode dever ao contributo do aço, assemelhando-se este comportamento ao efeito de Baushinger, esta redução poderá também ser devida ao endurecimento deste, ocorrendo para ciclos à compressão. Pode-se assim dizer que o modelo apresenta claramente, tal como se ilustra na 'Fig. 12', uma rigidez inicial (assinalada como $E1 \approx Es$), uma rigidez inicial da fase da descarga (assinalada como $E2 \approx E1$), uma rigidez na fase final da descarga (assinalada como $E3 \approx Ec$) e uma rigidez para a recarga (assinalada como $E4 \approx E3$). Tal como previsto, é também evidente a existência de uma deformação plástica residual, após a descarga de cada ciclo, consequência da contribuição do comportamento do betão à tracção e à compressão.

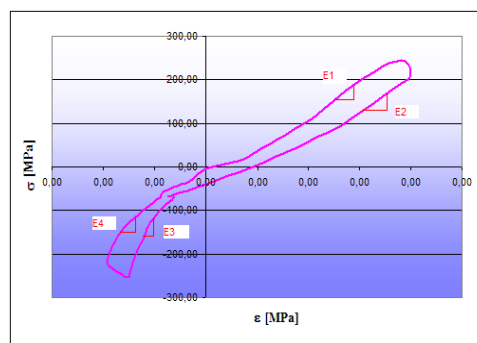


Figura 13. Relação tensão-deformação, com as rigidez notáveis do modelo experimental.

6. CONCLUSÕES

A praticamente totalidade dos trabalhos desenvolvidos na área dos modelos de campos de tensões aplica-se ao efeito de acções estáticas. O trabalho realizado e aqui apresentado, pode ser considerado como uma primeira contribuição para o estudo da generalização dos conceitos referentes à aplicação dos modelos de campos de tensões ao dimensionamento e pormenorização de zonas de descontinuidade de elementos de betão estrutural submetidas a acções cíclicas. A realização de novos ensaios para carregamentos cíclicos contribuirá certamente para esclarecer, de forma mais conclusiva, algumas das questões levantadas. Entre essas questões, atribui-se particular importância ao estabelecimento e generalização dos critérios de resistência e procedimentos de verificação da segurança dos nós. Os resultados obtidos parecem indicar que as actuais prescrições de documentos normativos [6,7] podem sobreestimar ligeiramente a capacidade resistente de nós em regiões estruturais de elementos submetidos a acções cíclicas. O prosseguimento da análise e interpretação dos resultados obtidos, em particular dos transdutores localizados nas zonas dos nós, deverá igualmente contribuir para o estudo da influência do estado de deformação na capacidade resistente dos vários tipos de nós. No que se refere ao comportamento de elementos solicitados uniaxialmente para cargas cíclicas, os resultados obtidos confirmam, na generalidade, as características principais dos modelos propostos, em particular por Palermo e Vecchio [8], que poderão assim ser adoptados no desenvolvimento de modelos de análise não linear baseados em campos de tensões, visando a sua aplicação ao estudo numérico de zonas de descontinuidade submetidas a acções cíclicas.

REFERÊNCIAS

- [1] Proença, J.; Calado, L.; Castiglioni, C. and Tristão, G.: “Cyclic Testing of Steel Storage Racks, Beam-to-Upright Subassemblages. An Innovative Cyclic Testing Procedure”; First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology; Geneva; September 2006. Wiley & Sons Ltd., 1999. 357 p. ISBN 84-376-0217-X
- [2] Lopes, M.: “Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Walls With Low Shear Ratio – Volume I and II”; Imperial College of Science, Technology and Medicine; Univeristy of London; June 1991.
- [3] “Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements Under Cyclic Loads”; ECCS; Technical Working Group 1.3; Final Draft; May 1985.
- [4] “Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures”; ATC-24; Applied Technology Council; 1992.
- [5] Gomes, A. M.: “Comportamento e reforço de elementos de betão armado sujeitos a acções cíclicas”; Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico; Lisboa; Junho de 1993.
- [6] CEB-FIP Model Code 1990. Design Code — Comité Euro-International du Béton, 1993.
- [7] Eurocódigo 2 — Projecto de estruturas de betão. Parte 1: regras gerais e regras para edifícios — ENV 1992 - 1.1; 2004.
- [8] Palermo, D.; and Vecchio, F. J.: “Compression Field Modeling of Reinforced Concrete Subjected to Reversed Loading: Formulation”; ACI Structural Journal; V.100; No. 5; Sept-Oct. 2003; pp 616-625.