

REFORÇO DE EDIFÍCIOS EXISTENTES DE BETÃO ARMADO COM CONTRAVENTAMENTOS METÁLICOS



P. Marques
Eng. Mecânico
Univ. Aveiro
Aveiro, Portugal



F. Teixeira-Dias
Prof. Auxiliar
Univ. Aveiro
Aveiro, Portugal



H. Varum
Prof. Auxiliar
Univ. Aveiro
Aveiro, Portugal

SUMÁRIO

Foi calibrado um modelo numérico refinado para a reprodução do comportamento de estruturas existentes de betão armado, e do seu reforço por contraventamento, face a solicitações sísmicas. Estes modelos foram calibrados com base numa série de ensaios.

1. INTRODUÇÃO

O presente estudo foi desenvolvido para compreender melhor a influência do reforço por contraventamento no comportamento de estruturas existentes de Betão Armado (BA) face a solicitações estáticas e dinâmicas como, por exemplo, ação sísmica. O contraventamento estudado é construído em aço, em forma de K, com dispositivo vertical para dissipação de energia. Calibrou-se um modelo numérico com resultados de ensaios cíclicos, sobre um edifício de 4 pisos à escala real e, subsequentemente, aplicado na análise da vulnerabilidade deste tipo de estruturas [1].

2. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

No Laboratório ELSA (*European Laboratory for Structural Assessment*), do laboratório JRC (*Joint Research Centre*), da Comissão Europeia, em Ispira, Itália, foi realizada uma vasta campanha de ensaios em modelos de pórticos de edifícios existentes, representativos da prática

de projecto e da construção característica até finais dos anos 70, em países do sul da Europa. Estes ensaios tiveram como objectivo o estudo da vulnerabilidade estrutural e o desenvolvimento e validação de técnicas de reparação e reforço adequadas a este tipo de estruturas. Uma das técnicas de reforço experimentalmente avaliadas é baseada na introdução de um contraventamento excêntrico em aço, com um elemento vertical no topo, dimensionado por Bouwkamp *et al.* (2000), para dissipar energia por deformação em corte [2].

O pórtico de betão armado ensaiado, representado na figura 1, têm um comprimento total de 12,50 m e uma altura de 10,80 m, é composto por quatro pisos e três vãos, dois com 5,00 m e um externo com 2,50 m. A altura entre pisos é 2,70 m. Para estudar a eficiência do reforço, construíram-se painéis de alvenaria nos vãos exteriores, ao nível do segundo piso, e instalou-se o sistema de reforço no vão central. O sistema de reforço consiste num contraventamento metálico realizado por barras metálicas, dispostas em forma de V-invertido, com duas vigas metálicas para ligação ao pórtico existente e um elemento curto vertical que é interposto entre o contraventamento e a viga superior, onde se concentrará toda a deformação plástica [2, 3].

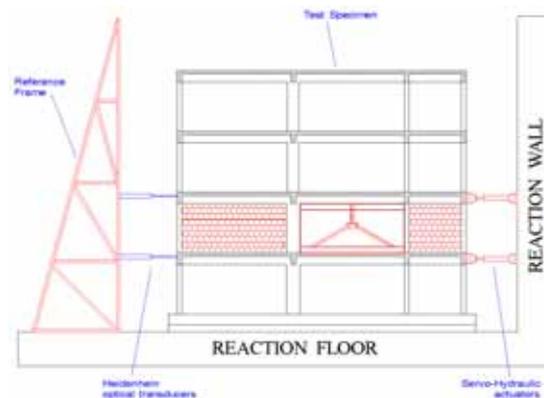


Figura 1: Esquema do ensaio (estrutura, reforço, parede de reacção, actuadores e transdutores de deslocamento) [2].

Os testes *quasi*-estáticos foram efectuados impondo deslocamentos cíclicos através de actuadores ao nível do segundo piso, mantendo o primeiro piso fixo, induzindo assim forças de corte apenas naquele piso [2]. Os resultados obtidos dos testes tornaram evidente a elevada vulnerabilidade sísmica deste tipo de estruturas, projectadas sem ter em conta devidamente a acção sísmica, constituindo assim uma fonte de risco para as vidas humanas. Verificou-se a eficiência desta técnica de reforço. Este tipo de reforço, para além de não agravar os esforços transmitidos à fundação, aumenta substancialmente a ductilidade global, a capacidade de deformação e a dissipação de energia da estrutura. Observou-se uma dissipação de energia a nível do dispositivo de cerca de 50% relativamente à energia total dissipada pela estrutura [2].

3. MODELOS DE COMPORTAMENTO

Os ensaios realizados sobre a estrutura à escala real, apresentados na secção 2, foram simulados com recurso a um modelo não-linear refinado, no programa de simulação CASTEM

[4]. Um modelo preliminar de alguns dos ensaios foi realizado previamente por Varum [1]. Sobre o modelo base foi inicialmente implementado o reforço por Teixeira-Dias *et al.* [5], e posteriormente este foi calibrado por Marques [6].

Para estudar o comportamento global destes edifícios de betão armado é necessário recorrer a modelos que se reproduzam o comportamento dos materiais constituintes, como: o betão armado (betão e armadura), a alvenaria de tijolo e o aço usado no reforço. O edifício é representado por um modelo do pórtico plano considerando três graus de liberdade por nó e com escastramento dos pilares da base. O modelo implementado recorre à análise não-linear, estática e dinâmica, com integração 'passo-a-passo' [1].

As análises sísmicas de estruturas de betão armado requerem modelos capazes de representar as características não-lineares dos elementos de betão armado (betão e armadura), sob solicitações cíclicas. Foi adoptado o modelo de fibras, com forte potencial na representação do comportamento destes elementos. O comportamento do betão sob efeito de carregamentos cíclicos, é representado por uma curva parabólica até um valor máximo de resistência, com uma rigidez inicial tangente à curva, seguida de uma zona linear decrescente (figura 2), cujo declive depende do grau de confinamento [7]. Cada varão de aço é modelado recorrendo a uma única fibra, considerando o modelo de comportamento do aço e as leis hysteréticas tensão-deformação esquematicamente representadas na figura 3. Sendo válida para tracção e compressão, a curva monotónica é caracterizada por uma zona linear elástica, seguida de um patamar de cedência com posterior endurecimento até à rotura [7].

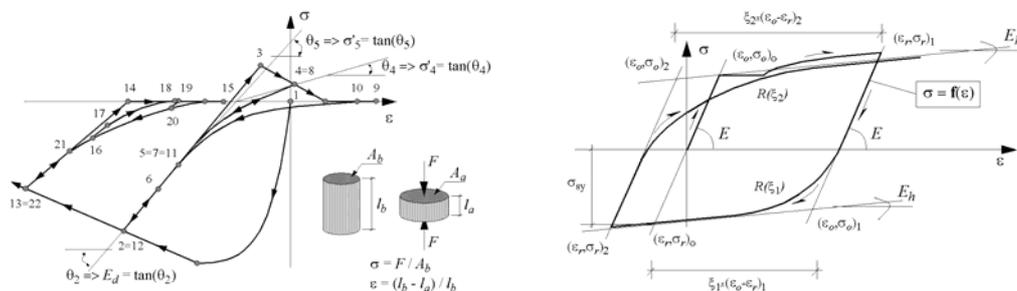


Figura 2: Leis de comportamento do betão [7]. Figura 3: Leis de comportamento do aço [7].

No modelo desenvolvido por Varum [1], os painéis de alvenaria são modelados por duas barras bi-articuladas, sendo o comportamento global não-linear de cada painel representado pela lei de comportamento uniaxial representada na figura 4. O primeiro troço traduz um comportamento linear elástico, um segundo troço, do limite elástico até à cedência, traduz a fissuração do painel. Os dois segmentos subsequentes pretendem representar o comportamento plástico e a conseqüente rotura do painel de alvenaria, respectivamente. Uma descrição mais pormenorizada do modelo pode ser encontrada em Combescure e Pegon [8]. As curvas de comportamento de cada painel foram determinadas à partir dos resultados experimentais [1].

O contraventamento em K e o dispositivo de dissipação de energia são representados com o modelo de fibras. O dissipador é modelado com um elemento de barra, cuja lei de comportamento axial foi calibrada de forma a reproduzir o efeito deste elemento.

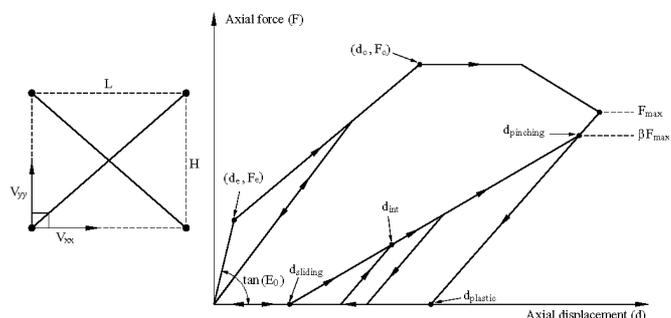


Figura 4: Leis de comportamento da alvenaria [8].

4. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para a calibração do modelo global realizaram-se análises numéricas com deslocamentos impostos que reproduzem os ensaios descritos na secção 2. Para calibrar a resposta do modelo com os resultados experimentais, foi necessário intervir ao nível do modelo da alvenaria, e do reforço (dissipador de energia), uma vez que o modelo do pórtico tinha sido já calibrado. No modelo de alvenaria foi necessário calibrar, para além da curva de comportamento, nos parâmetros que controlam a degradação de resistência e rigidez e na tensão residual. De forma a reproduzir a sequência construtiva deste tipo de estruturas, e assim melhor representar o seu real comportamento, é aplicado inicialmente o carregamento vertical (cargas permanentes e sobrecarga) sobre a estrutura de betão armado, depois são introduzidos os elementos que representam a alvenaria, estando já instalado um estado de tensão inicial no pórtico, sendo finalmente aplicado o carregamento cíclico, ou a acção sísmica.

Ajustado o modelos global, foi possível reproduzir (a azul) com boa aproximação a resposta observada nos ensaios (a vermelho), como se mostra nas figuras 5 e 6.

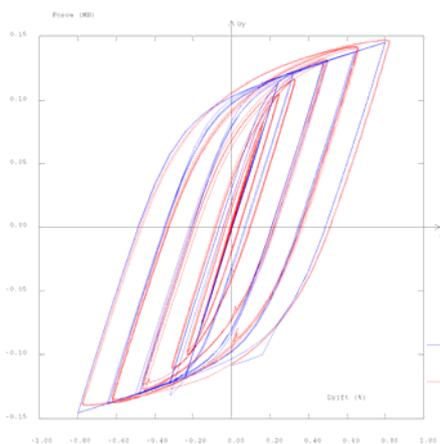


Figura 5: Resposta ao nível do dissipador.

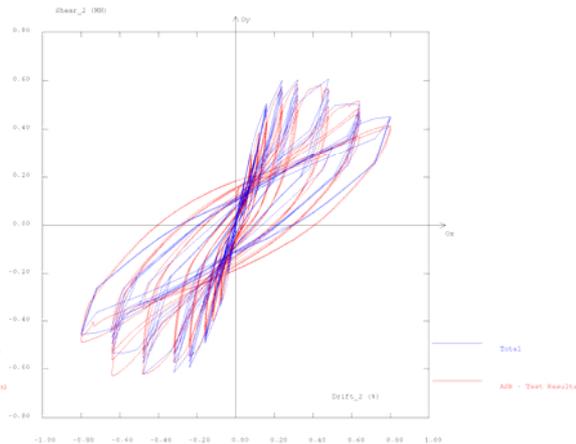


Figura 6: Resposta total do piso.

Verificou-se que o modelo da alvenaria traduz por defeito a dissipação de energia nos carregamentos cíclicos, devido ao não-acoplamento do comportamento das duas barras que traduzem cada painel de alvenaria, quando é fácil compreender que o comportamento na descarga de uma biela deveria afectar a recarga seguinte da outra biela. Tal como observado nos resultados experimentais, confirmou-se com as análises numéricas que o sistema de reforço é responsável pela dissipação de cerca de 50% da energia total dissipada ao nível do piso.

5. ANÁLISE DINÂMICA E RESULTADOS

Depois de calibrado o modelo, procedeu-se à análise da vulnerabilidade da estrutura admitindo a presença do reforço nos quatro pisos. Foram consideradas solicitações dinâmicas na base da estrutura, correspondentes a uma série de sismos gerados artificialmente com período de retorno (PR) de 100, 475, 975, 1370, 2000 e 3000 anos, cuja aceleração de pico é de 1,060, 2,180, 2,884, 3,265, 3,728 e 4,273 ms^{-2} respectivamente. Foram estudadas as seguintes configurações estruturais: 1) BF (Bare Frame) - Pórtico de betão armado simples; 2) IN (Infilled frame) - Pórtico com painéis de alvenaria; 3) IN_RET (Infilled RETrofitted panels) - Pórtico com painéis de alvenaria reforçado; e, 4) BF_RET (Bare Frame RETrofitted) - Pórtico reforçado. No que se segue são apresentadas as curvas de vulnerabilidade obtidas para as quatro estruturas estudadas em termos de máximos deslocamentos relativos entre pisos (drift, figura 7), máximo esforço de corte (figura 8) e energia dissipada (figura 9) ao nível dos pisos.

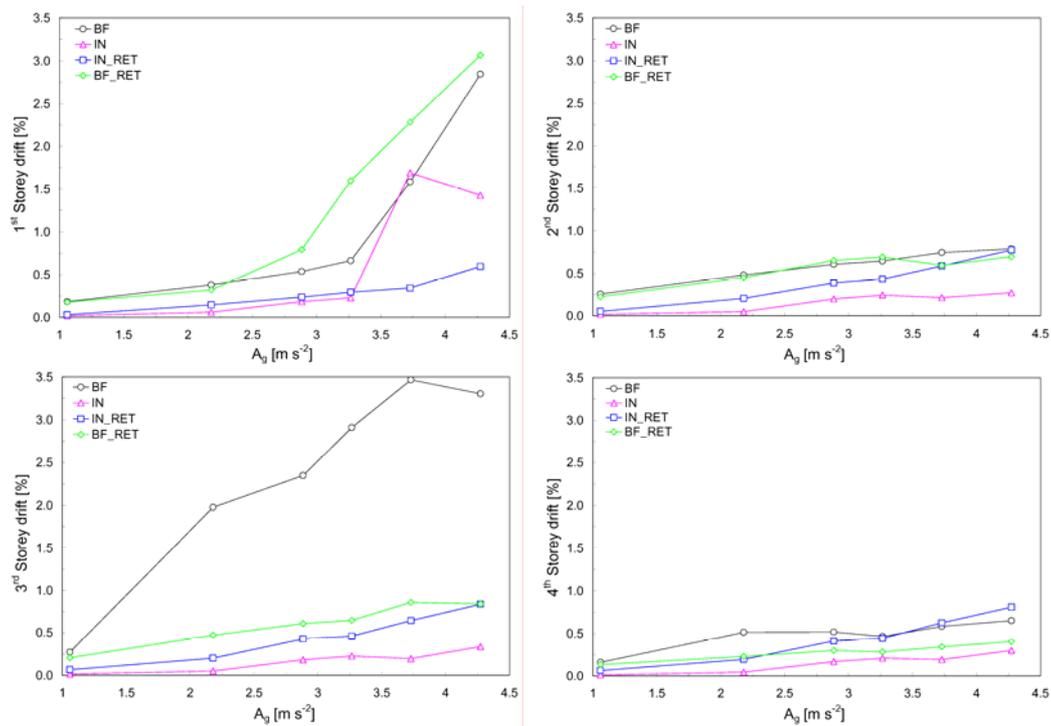


Figura 7: Máximo *drift* de piso.

Da observação dos gráficos da figura 7, conclui-se: *i)* A estrutura BF apresenta no 1º piso níveis de deformação elevados para sismos com PR superior a 2000 anos, bem como valores muito elevados, ao nível do 3º piso, para sismos com PR superior a 475 anos, justificados pela irregularidade estrutural na redução de secção do pilar forte do 2º para o 3º piso; *ii)* A estrutura IN apresenta um aumento brusco da deformação ao nível do 1º piso para sismos com PR superior a 2000 anos, associado à rotura dos painéis de alvenaria. Para a acção sísmica correspondente a este PR, e ainda para o de 3000 anos, verificou-se o bom desempenho do reforço na protecção da estrutura IN_RET; e, *iii)* A estrutura BF_RET apresenta um aumento significativo do drift no 1º piso, para sismos com PR superior a 975 anos. De salientar que o reforço estudado na estrutura BF_RET foi o projectado para a estrutura IN. Assim, este não está preparado para resistir às exigências de deformação e corte envolvidas nas análises da estrutura BF_RET, o que leva à saturação da sua capacidade. No entanto, o reforço protege o mecanismo de colapso verificado na estrutura BF ao nível do 3º piso.

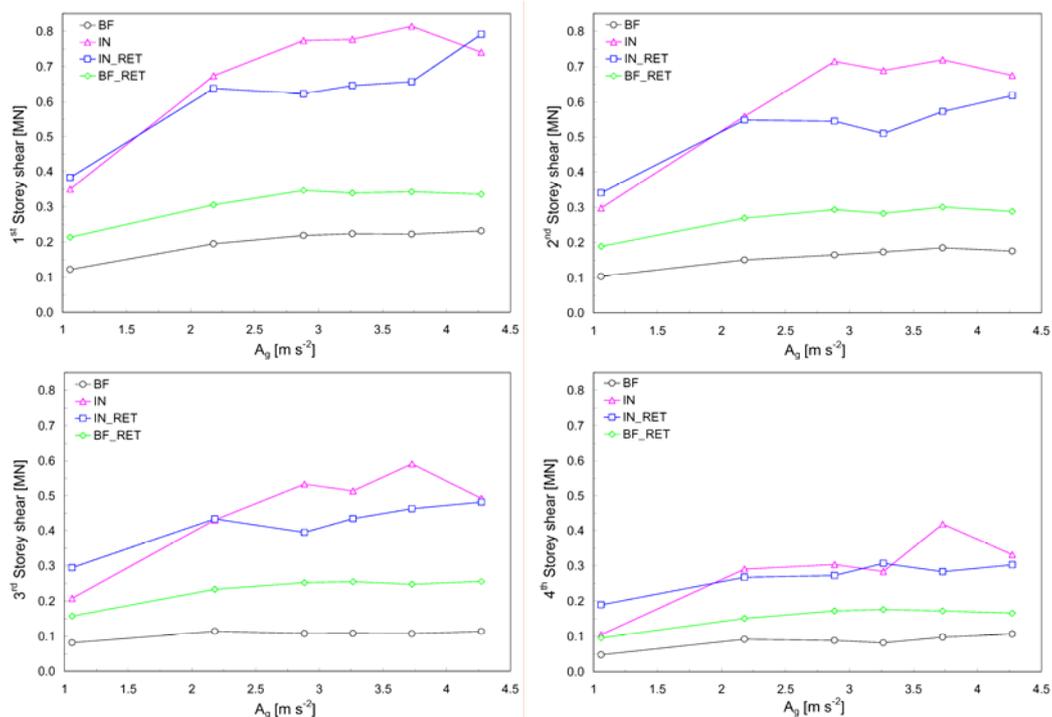


Figura 8: Máximo esforço de corte ao nível de cada piso.

Da análise dos resultados apresentados na figura 8, observa-se: *i)* A estrutura IN apresenta no 1º piso um máximo esforço de corte para o sismo com PR de 2000 anos, que, de acordo com os deslocamentos relativos observados, se deve à rotura dos painéis de alvenaria; *ii)* Na estrutura IN_RET verificou-se após o sismo com PR de 2000 anos um aumento dos esforços de corte no 1º piso, até aqui pouco significativos, devido ao aumento da força mobilizada no dissipador de energia para a deformação em causa; e, *iii)* A estrutura BF_RET mobiliza esforços de corte

mais elevados do que a estrutura BF ao nível do 1º piso, não aumentando o seu valor para sismos com PR superior a 1370 anos, devido à rotura do reforço para esta intensidade.

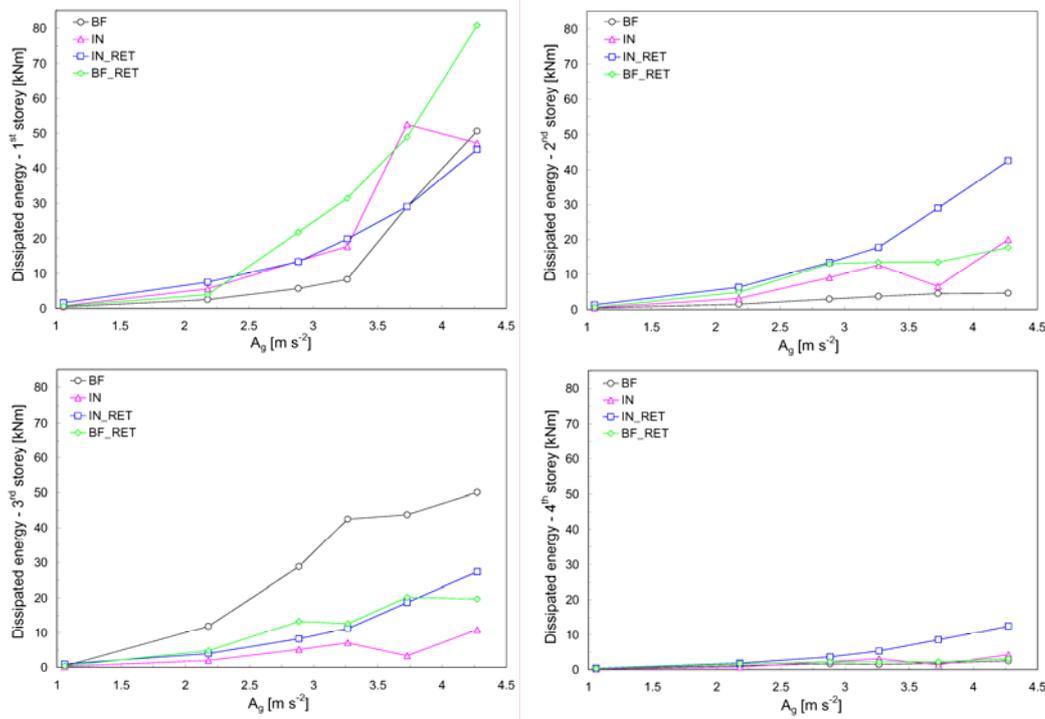


Figura 9: Energia dissipada ao nível de cada piso.

Da análise dos resultados apresentados na figura 9, verifica-se que: *i*) A estrutura IN apresenta uma elevada dissipação de energia no 1º piso para os sismos com PR de 2000 e 3000 anos, associada à rotura dos painéis de alvenaria; e, *ii*) A estrutura IN_RET dissipa menos energia do que a estrutura IN ao nível do 1º piso, o que demonstra a protecção dos painéis de alvenaria por parte do reforço. A estrutura IN_RET dissipa mais energia ao nível do 2º, 3º e 4º pisos, em relação à estrutura IN, evidenciando as vantagens do uso deste tipo de reforço na protecção global das estruturas existentes de betão armado com painéis de alvenaria.

Para além das análises realizadas sobre as quatro estruturas cujos resultados se apresentaram acima, foi realizada uma análise de sensibilidade da resposta de IN_RET à resistência do reforço. Verificou-se que um aumento ou diminuição da resistência do reforço em 50%, não afecta significativamente a resposta global da estrutura.

6 CONCLUSÕES E OBSERVAÇÕES FINAIS

Com este trabalho fez-se a implementação numérica de uma técnica de reforço, contraventamento com dissipador de energia, num modelo global de estruturas de betão

armado com painéis de alvenaria. O modelo foi calibrado com resultados experimentais, o qual reproduz bem estes resultados.

Das análises dinâmicas realizadas foi possível observar que este reforço em estruturas do tipo da estudada é responsável pelo aumento significativo da energia dissipada, protegendo assim as estruturas para certos níveis de acção sísmica. Foi ainda realizada uma análise de sensibilidade, da qual se conclui que o reforço foi bem dimensionado para a estrutura em causa, e que a sua posição na estrutura influencia largamente a resposta estrutural.

A elevada sensibilidade da resposta estrutural à posição e quantidade de reforço, corrobora a ideia de que será vantajoso recorrer a ferramentas de optimização (da quantidade, resistência e posição) do reforço a ser utilizado neste tipo de estruturas, como adiantado por Varum [1].

7. REFERÊNCIAS

- [1] Varum, H. – “Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes”, *Tese de Doutoramento*, Aveiro, 2003.
- [2] Varum, H.; Pinto, A. – “Utilização do aço na reabilitação e reforço de edifícios existentes: avaliação da sua eficiência em testes à escala real”, III Encontro de Construção Metálica e Mista, Universidade de Aveiro, 6-7 de Dezembro de 2001.
- [3] Bouwkamp, J.; Pinto, A.V.; Molina, J.; Varum, H. – “Cyclic tests on RC frame retrofitted with K-bracing and shear-link dissipater” - *EUR Report No. 20136 EN*, ELSA, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 2000.
- [4] Millard, A. – CASTEM-2000, “Guide de utilization”, *Rapport CEA 93/007*, Saclay, France, 1993.
- [5] Teixeira-Dias, F.; Oliveira, J. A.; Varum, H. – “Estratégias de optimização numérica para o cálculo não-linear de estruturas reticuladas”, *Actas do Congresso de Métodos Computacionais em Engenharia*, 1:394/CD-ROM (Artigo nº 337), 31 de Maio a 2 de Junho, LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, 2004.
- [6] Marques, P. – “Análise do comportamento de estruturas existentes, sujeitas a carregamentos estáticos e dinâmicos”, Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade de Aveiro, Julho, 2004.
- [7] Guedes, J.; Pegon, P.; Pinto, A. – “A Fibre/Timoshenko beam element in CASTEM”, *Special Publication No. I.96.31*, Joint Research Centre, Ispra, Italy, July 1994.
- [8] Combescure, D.; Pegon, P. – “Introduction of two new global models in CASTEM for seismic analysis of civil engineering structures”, *Special Publication No. I.96.34*, Joint Research Centre, Ispra, Italy, April 1996.