

## **Comparação de Modelos com Não Linearidade Concentrada ou Distribuída na Análise “Pushover” de Edifícios em Betão Armado**



**Diogo Coutinho<sup>1</sup>**



**Mário Marques<sup>2</sup>**



**Raimundo  
Delgado<sup>3</sup>**

### **RESUMO**

O uso de metodologias “pushover” na análise sísmica de estruturas tem conhecido recentemente desenvolvimentos consideráveis. Os estudos realizados sobre este tema são, em geral, centrados em questões relativas à definição da estrutura equivalente de 1 GL e à consequente conversão da curva de capacidade. No entanto, os aspectos relativos à modelação da estrutura, que influenciam a sua curva de capacidade, são igualmente relevantes. É comum aceitar-se que existem duas possibilidades de modelação quando se pretende representar o comportamento não linear: ou modelos de fibras, com modelos não lineares para o aço e o betão, ou aqueles em que a não linearidade está concentrada em rótulas plásticas localizadas nas extremidades dos elementos.

O presente trabalho tem como objectivo estudar as diferentes possibilidades de modelação analisando diferentes pórticos de edifícios em betão armado, discutindo a sua aplicação e o seu efeito relativo nos resultados finais do desempenho sísmico, obtido por análise “pushover”. Assim, usando ambas as possibilidades, é feito um estudo comparativo das curvas de capacidade obtidas, permitindo aferir conclusões relativamente às vantagens e/ou limitações provenientes da escolha de cada um dos modelos numéricos.

### **PALAVRAS-CHAVE**

Modelo de fibras, Rótula plástica, Análise “pushover”, Edifícios em betão armado.

<sup>1</sup> Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, diogo.coutinho@fe.up.pt

<sup>2</sup> Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, mario.marques@fe.up.pt

<sup>3</sup> Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, rdelgado@fe.up.pt

## **1. INTRODUÇÃO**

A importância dos efeitos da acção sísmica em estruturas tem sido largamente discutida, especialmente no que diz respeito ao seu dimensionamento.

Um aspecto importante que não pode ser desprezado está relacionado com a capacidade que os materiais têm de dissipar energia. Ao contrário de outro tipo de projectos, em que a estratégia seguida é a de não permitir que os materiais atinjam a sua tensão de cedência, no dimensionamento de estruturas sob a acção sísmica admite-se que estas se possam deformar para além do seu limite elástico, controlando o seu nível de deslocamentos local e global. Esta estratégia está presente nos regulamentos actuais de dimensionamento sísmico.

Devido às dificuldades de realização de análises dinâmicas considerando o comportamento não linear das estruturas, desenvolveram-se várias metodologias de análise estática não linear, ou análise “pushover”, na tentativa de obter respostas aproximadamente iguais às respostas de pico obtidas mediante análise dinâmica não linear.

A modelação do comportamento não linear dos materiais pode ser realizada admitindo que este é descrito em termos das deformações inelásticas concentradas nas extremidades (modelação com não linearidade concentrada) ou, por outro lado, considerando a distribuição de deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento (modelação com não linearidade distribuída). No presente estudo, pretende-se comparar a resposta à acção sísmica de edifícios em betão armado obtida através da análise “pushover” e realizadas com recurso a estes dois tipos de modelos numéricos de cálculo não linear.

Tendo presente este objectivo, foram utilizados dois programas de cálculo automático: um baseado num modelo de fibras – SeismoStruct, e outro baseado em rótulas plásticas – SAP2000.

Finalmente, foi avaliado o desempenho sísmico, obtido através da análise “pushover”, de dois pórticos bidimensionais de edifícios existentes, recorrendo às duas modelações referidas. A realização de um estudo comparativo permitiu extrair conclusões não só sobre as limitações da modelação com não linearidade concentrada, mas também em que aspectos é que esta produz resultados satisfatórios quando comparada com a modelação em que a não linearidade está distribuída ao longo dos elementos.

## **2. MODELOS NUMÉRICOS DE ANÁLISE NÃO LINEAR**

Como já foi referido, foram adoptados dois modelos numéricos de análise não linear no presente estudo, com diferenças conceptuais que se traduzem na resposta estrutural a acções sísmicas. A modelação com não linearidade distribuída é reconhecida como sendo a que melhor descreve o comportamento real da estrutura quando solicitada por uma distribuição de forças ou deslocamentos estáticos crescentes. No entanto, a sua complexidade requer uma análise rigorosa dos resultados e uma maior estabilidade numérica. Pelo contrário, a modelação com não linearidade concentrada representa uma definição estrutural não linear mais simples que pode resultar numa redução significativa do tempo de cálculo, mas também na obtenção de resultados menos realistas.

### **2.1 Modelação com linearidade distribuída**

A formulação de elementos de barra de acordo com a abordagem de não linearidade distribuída é definida segundo um modelo de fibras, representando uma caracterização mais precisa dos danos estruturais em cada elemento. Neste modelo a secção de betão armado é discretizada em vários filamentos, como ilustrado na Fig. 1.

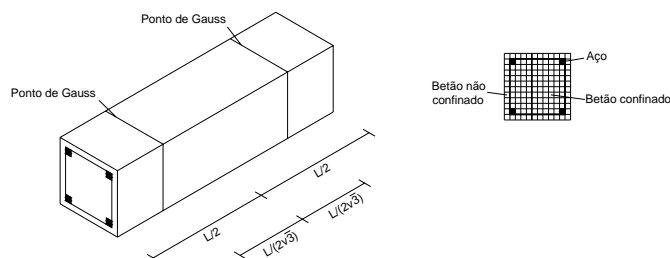


Figura 1. Discretização dos elementos e secções de betão armado num modelo de fibras.

O elemento é discretizado segundo o seu eixo longitudinal em vários elementos finitos, atribuindo-se dois pontos de controlo ao longo do eixo longitudinal de cada filamento, para controlar as extensões no centro do mesmo. As localizações destes pontos de controlo são as dos pontos de Gauss, em que se assume que os filamentos são esforçados uniaxialmente e que a tensão dentro dos mesmos pode ser obtida pela extensão no seu centro.

Assim, a distribuição da não linearidade ao longo do comprimento dos elementos resulta de uma formulação cúbica que rege o seu comportamento. Esta formulação tem em conta os efeitos da não linearidade geométrica.

O programa de cálculo automático utilizado neste trabalho cujo modelo numérico é baseado numa modelação com não linearidade distribuída é o SeismoStruct [1].

## 2.2 Modelação com linearidade concentrada

Ao contrário da metodologia anterior, a modelação com não linearidade concentrada considera toda a inelasticidade material localizada em pontos específicos de cada elemento – as rótulas. Estas rótulas plásticas representam pontos onde a deformação não linear ocorre, localizando-se nas extremidades dos elementos devido aos maiores esforços de flexão aí existentes (Fig. 2).

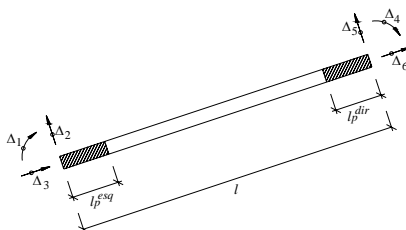


Figura 2. Modelação baseada em rótulas plásticas.

O comportamento da rótula plástica é traduzido por uma relação momento-curvatura específica de cada elemento, onde a capacidade última de deformação é função da curvatura máxima do elemento e do comprimento da rótula plástica.

Consequentemente, o primeiro passo consiste na obtenção da lei momento-curvatura dos elementos, que traduzam o correspondente comportamento não linear. Esta lei é calculada utilizando-se um programa de cálculo automático baseado num modelo de fibras, desenvolvido por Vaz, T. [2], designado por BIAX. Para este trabalho utilizou-se o software comercial SAP2000 [3], no qual se encontra implementada a modelação com não linearidade concentrada. Após a obtenção da lei momento-curvatura pelo programa BIAX, essa lei é aproximada através de cinco pontos e posteriormente inserida no programa SAP2000.

Em seguida, é necessário definir o comprimento da rótula plástica e a sua localização. Após ter-se efectuado estudos de sensibilidade, optou-se pela introdução das rótulas plásticas a uma distância igual a metade do comprimento de rótula das extremidades dos elementos. Os referidos estudos permitiram também concluir que a aplicação das expressões mais correntes para o cálculo do comprimento de

rótula plástica se obtêm resultados semelhantes, daí que se tenha optado por calcular o comprimento de rótula como sendo igual a metade da altura da secção do elemento, tal como proposto por Park e Pauley [4].

Importa também referir que as análises efectuadas no programa SAP2000 não têm em conta a não linearidade geométrica, dado que o algoritmo incluído não permite proceder à diminuição de carga horizontal introduzida para a análise “pushover”.

### **3. METODOLOGIA DE ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR**

De forma a avaliar o desempenho sísmico de edifícios em betão armado com diferentes modelos numéricos de cálculo não linear efectuou-se uma análise “pushover”.

A verificação e emprego de procedimentos estáticos não lineares tem sido extensivamente apresentada à comunidade científica e em constante desenvolvimento devido às suas potencialidades no que diz respeito à simplicidade de análise e à avaliação do desempenho sísmico de estruturas.

Neste estudo é utilizado uma metodologia “pushover” baseada na aplicação de forças, proposta por Fajfar e Fischinger [5] e denominada de método N2. Esta metodologia está presente no Eurocódigo 8 [6] e combina a análise de um sistema com múltiplos graus de liberdade com um espectro de resposta inelástico do seu modelo equivalente de um grau de liberdade (1 GL). A definição da curva de capacidade – uma relação entre o deslocamento do nó de controlo e o esforço transversal na base – é dependente do nó de controlo considerado (geralmente o nó do topo da estrutura) e da definição do padrão de carregamento (neste trabalho foram adoptados os padrões uniforme, modal e triangular). O ponto de desempenho é obtido através da intersecção do período de vibração do sistema equivalente de 1 GL e do espectro inelástico baseado na ductilidade da estrutura.

### **4. ESTUDO PARAMÉTRICO**

#### **4.1 Descrição geral**

No âmbito dos estudos que se apresentam foram analisados dois pórticos bidimensionais de edifícios existentes, apresentados na Fig. 3, que representam estruturas tipicamente dimensionadas sem a consideração dos efeitos da acção sísmica (dimensionados predominantemente para cargas gravíticas), com irregularidades geométricas e diferentes números de pisos

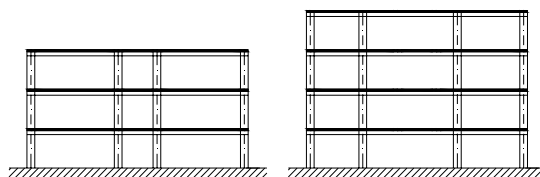


Figura 3. Pórticos analisados.

A estrutura à esquerda na Fig. 3, denominada de “mod4”, tem três pisos com altura igual a 2,75m, 3,25m e 3,25m, respectivamente, e três vãos por piso com comprimento igual a 4,05m, 2,0m e 3,5m. O outro pórtico, denominado de “mod6”, tem quatro pisos de 2,7m de altura e três vãos com comprimentos de 2,5m, 5,0m e 5,0m. Os elementos estruturais foram subdivididos em quatro elementos de barra para traduzir melhor a resposta estrutural nas diferentes modelações não lineares. O desempenho sísmico destes edifícios foi avaliado através de uma análise “pushover” e de dois diferentes modelos não lineares.

A acção sísmica considerada no presente trabalho é definida pelo espectro de resposta da NEHRP [7] correspondente à cidade de Los Angeles, com 5% de amortecimento, para uma probabilidade de excedência, em 50 anos, de 10%.

## 4.2 Desempenho estrutural

Os resultados globais são apresentados para ambas as estruturas. Inicialmente, representam-se as curvas de capacidade correspondentes a cada uma das modelações e, em seguida, é feita uma análise comparativa entre as diferentes estratégias seguidas.

### 4.2.1 Resultados do pórtico “mod4”

Na Fig. 4 estão representadas as relações entre o esforço de corte basal e o deslocamento do nó de controlo da estrutura, utilizando os padrões de carregamento uniforme, modal e triangular, aplicados no sentido negativo da estrutura (tal como todos os resultados apresentados, relativos a esta estrutura). Tal como é preconizado pelo Eurocódigo 8, as forças são aplicadas nos nós onde se localizam as massas concentradas da estrutura. Comparando as duas modelações, verifica-se que a evolução das curvas de capacidade é muito semelhante, qualquer que seja o carregamento aplicado.

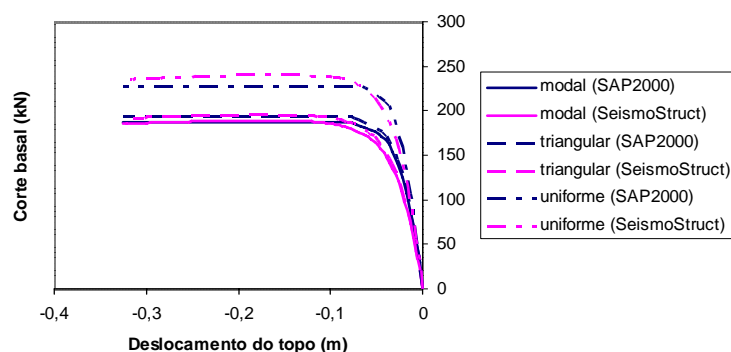
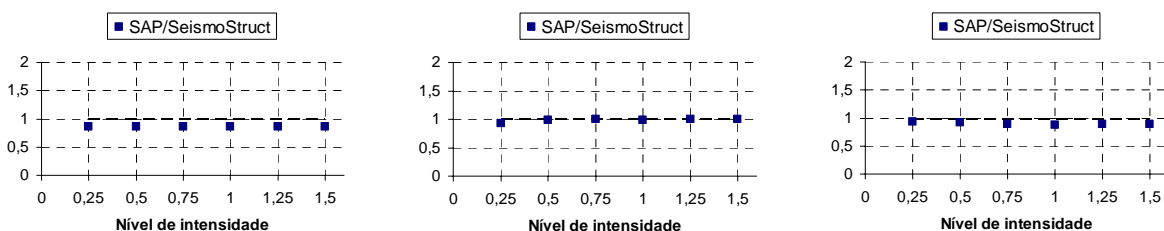


Figura 4. Curvas de capacidade do pórtico “mod4” obtidas com a aplicação dos diferentes padrões de carga.

Apresenta-se na Fig. 5 a comparação dos resultados obtidos pelo dois programas, correspondentes à aplicação do carregamento modal para diferentes níveis de intensidade sísmica, onde é possível concluir que o ponto de desempenho sísmico é bastante semelhante quando obtido pelas duas modelações consideradas neste trabalho. Os parâmetros de resposta avaliados na Fig. 5 são o deslocamento objectivo (“target displacement”), o corte basal e o maior deslocamento relativo (“maximum interstorey drift”).



(a) Deslocamento objectivo

(b) Corte basal

(c) Maior deslocamento relativo

Figura 5. Comparação do desempenho sísmico do pórtico “mod4” determinado para o caso de carregamento modal e para diferentes níveis de intensidade sísmica.

As pequenas diferenças observadas em relação ao deslocamento objectivo devem-se à influência que a definição da curva bilinear idealizada tem na sua determinação. Apesar de as curvas de capacidade serem muito semelhantes, a definição da força de cedência e do respectivo deslocamento diferem ligeiramente. Nas curvas determinadas com recurso ao programa SeismoStruct, o deslocamento correspondente ao ponto de formação do mecanismo de rotura da estrutura é ligeiramente superior, o

que resulta em deslocamentos objectivos maiores, devido à menor rigidez do sistema equivalente de 1 GL.

Pela observação da Fig. 6, onde são comparados os pontos de desempenho obtidos para os diferentes padrões de carga, conclui-se que as respostas obtidas com os carregamentos modal e triangular são muito idênticas. Esta semelhança deve-se ao facto da configuração do primeiro modo de vibração se aproximar de uma configuração triangular. Relativamente aos resultados obtidos através da aplicação da distribuição de forças uniforme, estes já diferem dos determinados pelas restantes distribuições. Como se pode verificar pelas curvas de capacidade calculadas, a correspondente à distribuição uniforme, para os mesmo deslocamentos de topo da estrutura, tem um esforço de corte na base superior às restantes. Assim, resulta numa rigidez do sistema equivalente maior e, consequentemente, num período e deslocamento objectivo inferiores. Devido ao mesmo facto, o maior deslocamento relativo entre pisos apresenta valores inferiores quando é aplicado o padrão de carga uniforme.

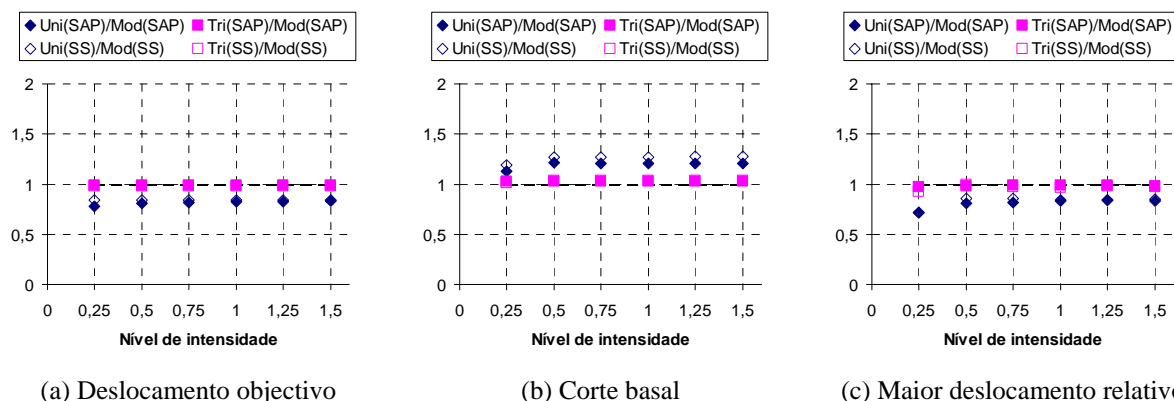


Figura 6. Comparação do desempenho sísmico determinado pelo dois programas com a aplicação das três distribuições de carga.

Analisando globalmente os resultados obtidos relativos ao ponto de desempenho sísmico desta estrutura, conclui-se que as duas modelações consideradas neste estudo produzem resultados bastante semelhantes.

Num trabalho realizado por Marques, M. *et al* [8], semelhante ao aqui apresentado, foram comparadas as mesmas estruturas usando os mesmos programas, com pequenas divergências relativas ao sentido de aplicação das forças – no trabalho de Marques são aplicadas no sentido positivo – e relativas à acção sísmica – no mesmo trabalho, o espectro de resposta considerado não é o presente na NEHRP, mas o espectro de dez acelerogramas correspondentes a sismos ocorridos na região da Califórnia [9]. Estes foram escolhidos e escalados tal que fosse minimizado o erro quadrático entre o espectro de resposta correspondente à média das duas componentes horizontais de cada um deles e o já referido espectro da NEHRP, utilizado neste trabalho.

As diferenças entre os resultados obtidos neste trabalho e no trabalho de Marques, M. *et al* são apresentadas na Fig. 7, através da mediana e do desvio padrão dos valores da razão entre os parâmetros de resposta obtidos pelos dois programas, para todos os níveis de intensidade sísmica considerados, com a aplicação do carregamento modal.

Pode-se então observar que as conclusões relativas aos cálculos efectuados no pórtico “mod4” neste trabalho podem ser extrapoladas para os cálculos efectuados por Marques, M. *et al*, já que as medianas e respectivos desvios padrão são muito semelhantes.

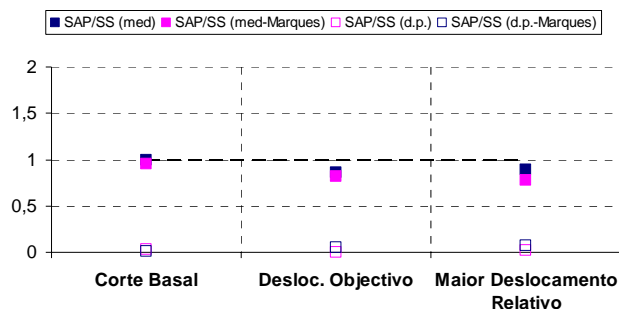


Figura 7. Comparação dos valores dos parâmetros de resposta referentes ao pórtico “mod4”, obtidos neste estudo e no de Marques, M. *et al.*

#### 4.2.2 Resultados do pórtico “mod6”

Ao analisar o desempenho sísmico do pórtico “mod6”, representado pelas duas modelações, verifica-se que, ao contrário da estrutura anterior, neste existem diferenças consideráveis entre os dois programas de cálculo automático. Este pórtico apresenta-se com uma ductilidade bastante inferior, traduzida no modelo de fibras por uma descida abrupta da curva de capacidade devida à diminuição de rigidez verificada após o ponto de formação do mecanismo de rotura.

Na Fig. 8 estão representadas as curvas de capacidade obtidas nos dois programas de cálculo, correspondentes aos carregamentos uniforme, modal e triangular aplicados no sentido negativo, tal como todos os resultados que se seguem relativos a esta estrutura.

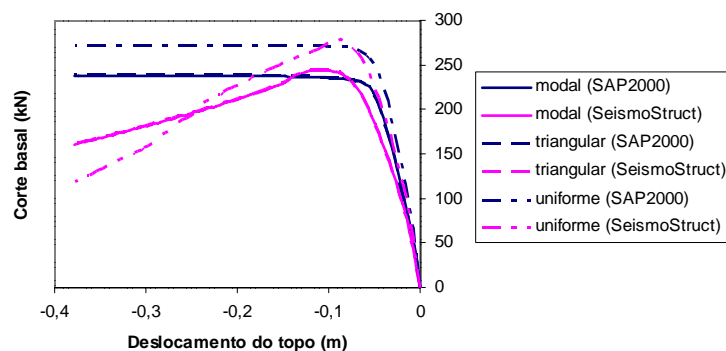


Figura 8. Curvas de capacidade do pórtico “mod6” obtidas com a aplicação dos diferentes padrões de carga.

A diminuição de rigidez global da estrutura é explicada pela baixa percentagem de armaduras transversais (o factor de confinamento introduzido no programa SeismoStruct é igual a 1,01), o que tem como consequência uma baixa ductilidade dos elementos estruturais. A diminuição de rigidez global da estrutura também é explicada pelos efeitos da não linearidade geométrica, que são mais importantes no caso deste pórtico devido à sua maior altura e maior carga permanente vertical.

A baixa ductilidade dos elementos estruturais não é modelada no programa SAP2000 devido à impossibilidade de traduzir na lei momento-curvatura o seu comportamento pós-pico, que é definida somente por cinco pontos. A opção tomada foi a de, atingido o ponto de momento máximo, manter este valor constante para valores crescentes da curvatura.

O facto de o programa SAP2000 não ter em conta os efeitos da não linearidade geométrica explica também, em parte, as diferenças nos desempenhos sísmicos obtidos.

Na Fig. 9 é feita uma análise comparativa de vários parâmetros de resposta pelos dois programas, correspondentes ao carregamento modal, para vários níveis de intensidade sísmica.

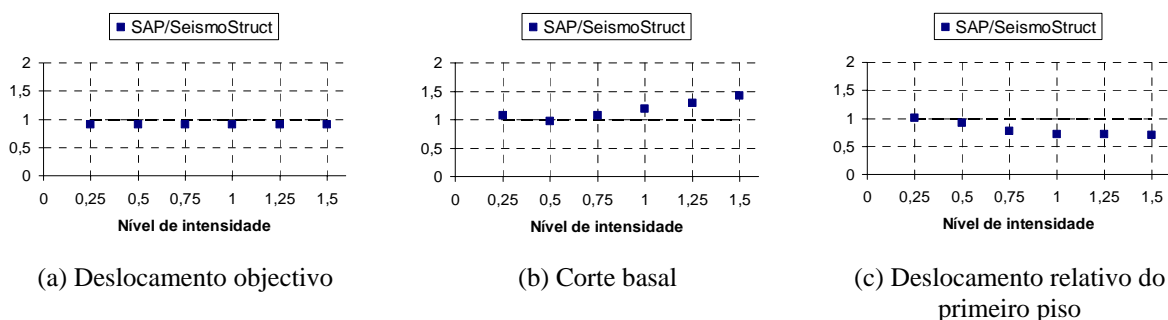


Figura 9. Comparação do desempenho sísmico do pórtico “mod6” determinado para o caso de carregamento modal e para diferentes níveis de intensidade sísmica.

Apesar das diferenças observadas nas curvas de capacidade, verifica-se que os dois programas obtêm deslocamentos objectivos semelhantes, o que é explicado pela proximidade entre os pontos onde se forma o mecanismo de rotura da estrutura. Quanto ao corte basal, as diferenças encontradas são explicadas pela observação das curvas de capacidade que como se referiu previamente são função da diferença de perda de rigidez. Relativamente ao deslocamento relativo do primeiro piso, verifica-se que no programa SeismoStruct são consideravelmente superiores aos do programa SAP2000 para níveis de intensidade mais elevados, apesar de o deslocamento do topo ser semelhante. Esta constatação pode ser explicada pela Fig. 10 onde, através da observação do perfil de deslocamentos em altura, é possível identificar o mecanismo de rotura da estrutura, que é devido principalmente à cedência dos pisos inferiores. Assim, a diferença na determinação do deslocamento relativo do primeiro piso pelos dois programas, é explicada pela perda de rigidez dos pisos inferiores no programa SeismoStruct, ao contrário do programa SAP2000, como já foi explicado.

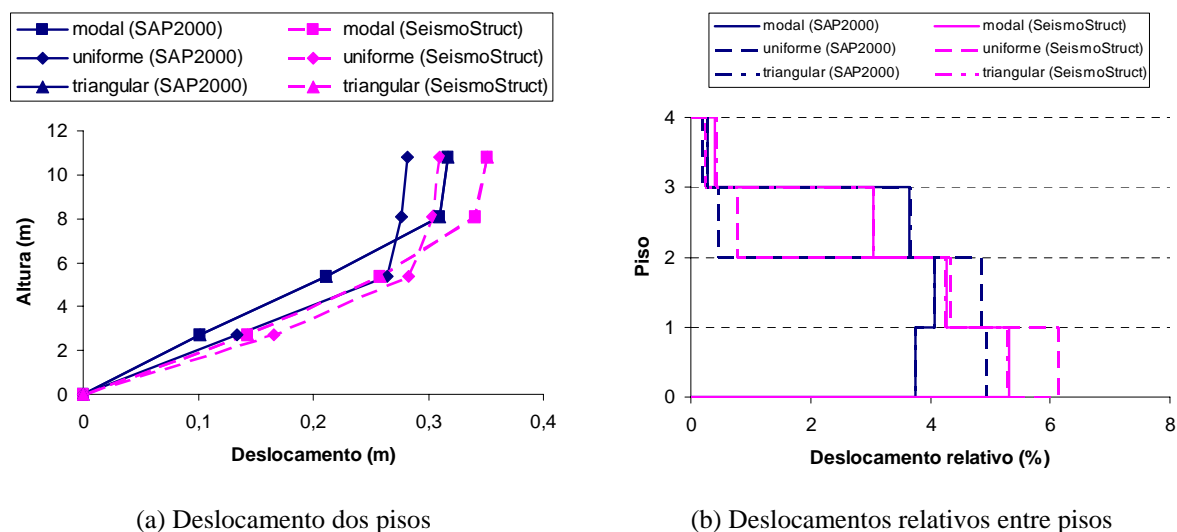


Figura 10. Parâmetros de resposta para um nível da intensidade sísmica de 1,50, avaliados ao longo da altura do pórtico nos dois programas e com a aplicação das três distribuições de carga.

Pela observação da Fig. 10 verifica-se também a diferença dos perfis de deslocamentos relativos entre pisos determinados pelos dois programas, principalmente quando é aplicada a distribuição de forças uniforme. No programa SAP2000 estes têm valores semelhantes entre si nos dois pisos inferiores e nos dois pisos superiores, sendo que, estes últimos, têm valores de deslocamentos relativos muito mais baixos, como esperado. Já no programa SeismoStruct, os valores dos deslocamentos entre pisos decrescem gradualmente em altura.

Esta diferença de comportamento é explicada pela forma como se distribuem os esforços na estrutura quando solicitada por cargas horizontais crescentes. Como o pilar intermédio da direita na Fig. 3 tem uma rigidez muito superior à dos restantes, a sua deformação é bastante inferior, assim, são gerados esforços de tracção consideráveis nas vigas à esquerda deste pilar. Devido também à baixa resistência



à tracção que o betão apresenta, estas vigas têm uma rigidez muito menor, o que provoca maiores deslocamentos relativos dos seus nós de intersecção com os pilares. No entanto, a perda de rigidez das secções de betão armado quando solicitadas por esforços de tracção só é correctamente modelada no programa SeismoStruct. No programa SAP2000 a resistência a esforços axiais é sempre igual à elástica. Daí as diferenças nos valores dos deslocamentos relativos entre pisos.

As diferenças entre os resultados obtidos, relativos ao pórtico “mod6”, neste trabalho e no trabalho de Marques, M. *et al* são apresentadas na Fig. 11, também através da mediana e do desvio padrão dos valores da razão entre os parâmetros de resposta obtidos pelos dois programas, para todos os níveis de intensidade sísmica considerados, com a aplicação do carregamento modal.

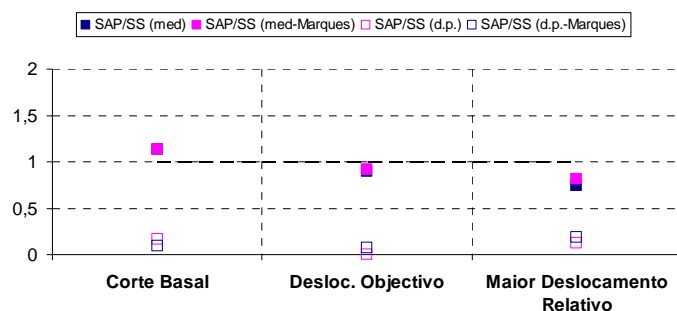


Figura 11. Comparação dos valores dos parâmetros de resposta referentes ao pórtico “mod6”, obtidos neste estudo e no de Marques, M. *et al*.

Pode-se então observar que as conclusões relativas aos cálculos efectuados no pórtico “mod6” neste trabalho, tal como no pórtico “mod4”, podem ser extrapoladas para os cálculos efectuados por Marques, M. *et al*, já que as medianas e respectivos desvios padrão são muito semelhantes.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente estudo tem como objectivo validar a eficiência do emprego de diferentes modelações do comportamento não linear dos edifícios em betão armado utilizando uma análise “pushover”, e comparando os resultados das diferentes abordagens recorrendo a dois programas de cálculo automático. O estudo revelou, em termos globais, uma boa estimativa dos parâmetros de resposta à acção sísmica entre a modelação baseada em rótulas plásticas e baseada num modelo de fibras, principalmente ao avaliar o comportamento global da estrutura até ao ponto correspondente à formação do mecanismo de rotura. Após este ponto, caso se verifique uma acentuada diminuição da rigidez global do edifício, o programa onde está implementada a modelação com não linearidade concentrada não representa o comportamento não linear de forma precisa.

Esta ineficiência do programa deve-se à introdução da lei momento-curvatura dos diferentes elementos estruturais através de somente cinco pontos, o que impossibilita uma correcta modelação do comportamento pós-pico. Outra causa da ineficiência do programa consiste no facto de não considerar os efeitos da não linearidade geométrica. Atendendo a que ambos estes aspectos da modelação estão correctamente introduzidos no programa onde está implementado um modelo de fibras, os resultados referentes ao edifício onde se verificou uma acentuada diminuição da rigidez, para deslocamentos do nó de controlo mais elevados, diferem significativamente quando determinados pelos dois programas.

Para efectuar um estudo comparativo entre as duas modelações mais preciso, a definição das rótulas plásticas em termos de momento-curvatura deve permitir modelar o comportamento pós-pico dos elementos estruturais. Também os efeitos da não linearidade geométrica, tanto local como global, devem ser tidos em conta no modelo numérico baseado em rótulas plásticas.

Verificou-se também que outro aspecto que pode inviabilizar uma correcta modelação do comportamento não linear de edifícios, através de rótulas plásticas, prende-se com a existência de

esforços axiais de tracção consideráveis. No programa baseado num modelo de fibras, a perda de rigidez de uma secção de betão armado devido a esforços de tracção é correctamente modelada, ao contrário do programa baseado em rótulas plásticas, onde a rigidez a esforços axiais é sempre igual à rigidez elástica. No entanto, pode questionar-se se os esforços axiais obtidos nas vigas através destas análises são realistas, já que havendo lajes de piso estas têm um papel determinante na transmissão dos esforços axiais entre os diversos elementos estruturais, modificando radicalmente os esforços axiais nas vigas.

Finalmente, como desenvolvimentos futuros, recomenda-se a realização de estudos semelhantes aplicados a diferentes metodologias de análise “pushover” e a comparação dos desempenhos sísmicos obtidos em edifícios de betão armado com as respostas provenientes de análises dinâmicas não lineares, utilizando também diferentes modelos numéricos para a sua determinação.

## **AGRADECIMENTOS**

Este trabalho foi parcialmente suportado pelo Projecto da FCT PTDC/ECM/72596/2006, “Seismic Safety Assessment and Retrofitting of Bridges”.

## **REFERÊNCIAS**

- [1] SeismoSoft, SeismoStruct - A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures. Disponível online em: <http://www.seismosoft.com>, 2006.
- [2] VAZ, C.T. - Comportamento sísmico de pontes com pilares de betão armado – Verificação da segurança. FEUP, Portugal, 1992. Dissertação de doutoramento.
- [3] Computers and Structures Inc., SAP2000 v10.0.1 - Structural Analysis Program. Berkley, California, USA, 2005.
- [4] PARK, R., PAULEY, T. - Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons. New York, 1975.
- [5] FAJFAR, P., FISCHINGER, M. - N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings: Proceedings of the 9th World Conference in Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto, Japan, 1988. Vol.5, 111-116.
- [6] CEN, Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance, Part. 1. European Standard EN 1998-1, Brussels, 2004.
- [7] FEMA-273 - NEHRP – Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., 1997.
- [8] MARQUES, M. [et al.] - Pushover analysis of RC buildings with different nonlinear models: Proceedings of the 14th World Conference in Earthquake Engineering. Beijing, China, 2008.
- [9] SAC Joint Venture - Develop Suites of Time Histories, Project Task: 5.4.1, Draft Report, March 21, 1997, Sacramento, USA