

MODELAÇÃO DE LIGAÇÕES NA ANÁLISE SÍSMICA DE PÓRTICOS METÁLICOS

Laertes Mota^a, Carlos Rebelo^a, Luís Simões da Silva^a, Pedro Nogueiro^b e Luciano Lima^c

^a *ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra*

^b *ISISE, Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Bragança*

^c *Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro*

Resumo. Neste artigo é avaliada a influência da modelação das ligações estruturais viga-pilar no comportamento sísmico de pórticos metálicos sem contraventamentos a partir de análises dinâmicas não-lineares. Inicialmente estuda-se a influência do comportamento hysterético global da ligação, comparando com o comportamento elasto-plástico. Numa segunda fase estuda-se a influência da distorção da alma do pilar ao corte no desempenho estrutural. Pode-se concluir que a partir da análise do comportamento individual das diversas componentes se pode deduzir o comportamento hysterético da ligação. Esta conclusão abre caminho à generalização do método das componentes na previsão do comportamento cíclico das ligações.

1 Introdução

A competitividade da construção metálica e mista, nomeadamente nas zonas de actividade sísmica, requer a apresentação e o estudo de soluções que demonstrem claramente o seu bom desempenho estrutural. A influência do comportamento real das ligações metálicas na resposta sísmica de pórticos metálicos tem vindo a ser reconhecida como um aspecto crucial numa resposta estrutural segura [1].

Nas estruturas localizadas nas zonas sísmicas, os elementos estruturais e em particular as ligações, devem ser pormenorizadas de forma a obter um comportamento estável sob acções cíclicas, com uma elevada capacidade de dissipação de energia. As ligações metálicas sujeitas a cargas cíclicas ou dinâmicas são caracterizadas por uma resposta hysterética com degradação progressiva da resistência e da rigidez, que eventualmente pode levar à sua rotura [2].

Algumas questões que permanecem em discussão e que motivaram este estudo são as seguintes:

- O quão relevante é modelar o comportamento hysterético de ligações dissipativas na análise estrutural?
- O quão sofisticado deve ser o modelo hysterético?

- O quão perigoso é a concentração excessiva de dissipação de energia numa única componente como o painel da alma do pilar?

Desta forma, os objectivos gerais deste artigo são verificar aplicabilidade do método das componentes cíclico e investigar a influência da modelação das ligações na resposta dinâmica de um pórtico metálico plano sem contraventamentos.

O estudo aqui apresentado foi desenvolvido numericamente recorrendo ao software de cálculo automático *Seismostruct* (2008) [3], no qual está implementado um elemento que simula o comportamento real das ligações, mediante a introdução de parâmetros devidamente calibrados [4].

Em relação ao Eurocódigo 8 [5], para os pórticos sem contraventamentos (MRF) com ligações dissipativas salientam-se as seguintes linhas orientadoras:

- É especificamente permitido usar ligações dissipativas semi-rígidas e/ou de resistência parcial, desde que as seguintes condições sejam garantidas: as ligações tenham capacidade de rotação consistente com as deformações globais; esteja garantida a estabilidade no Estado Limite Último dos elementos que convergem nas ligações; o efeito da deformação da ligação no comportamento global seja tido em conta usando a análise global estática não-linear (pushover) ou a análise dinâmica não-linear.
- O dimensionamento das ligações deve garantir que a capacidade de rotação da região das rótulas plásticas não seja inferior a 35 ou 25 mrad (dependendo da classe de ductilidade);
- A capacidade de rotação da região das rótulas plásticas deve ser assegurada para cargas cíclicas sem degradação da resistência e rigidez superior a 20%;
- A deformação do painel da alma do pilar não deve contribuir mais que 30% para a capacidade de rotação plástica;
- A adequação do dimensionamento deve ser sustentado por evidência experimental, com a resistência e a ductilidade dos elementos e das suas ligações sujeitas a cargas cíclicas serem consecutivamente sustentados por evidência experimental, para se adequarem às exigências específicas definidas acima. Isto aplica-se a ligações de resistência parcial e total em zonas dissipativas ou adjacentes a zonas dissipativas.

2 Ligações metálicas sujeitas a acções sísmicas

2.1 Comportamento global da ligação

A análise do comportamento de ligações metálicas é muito complexo e requer a consideração de diversos fenómenos, desde a não-linearidade material (plasticidade; endurecimento), contacto e deslizamento não-linear, não-linearidade geométrica (instabilidade local), até condições de tensões residuais e configurações geométricas complicadas [6].

Quando sujeitas a cargas sísmicas, o comportamento das ligações metálicas torna-se ainda mais complicado de prever. A curva momento-rotação é caracterizada por curvas histeréticas com degradação progressiva da resistência e da rigidez, que eventualmente podem levar à rotura da ligação. Ao contrário das situações estáticas monotónicas, ainda não está regulamentada a previsão da resposta momento-rotação das ligações metálicas sujeitas a cargas cíclicas através do método das componentes.

O procedimento usual é usar expressões matemáticas com diversos parâmetros calibráveis experimentalmente, que possam reproduzir uma gama de comportamentos histeréticos para um dado grupo de tipologias de ligações metálicas, sendo o modelo de Richard-Abbott modificado o mais referido na bibliografia e aquele que vai ser usado neste estudo [4]. Este proce-

dimento corresponde à forma mais simplificada de introduzir o comportamento real das ligações, sendo caracterizado pela colocação de um elemento de mola nas extremidades das vigas, como se mostra na Fig. 1a. Este elemento devidamente calibrado e parametrizado reproduz o comportamento hysterético de uma ligação, onde apenas se considera a deformação rotacional.

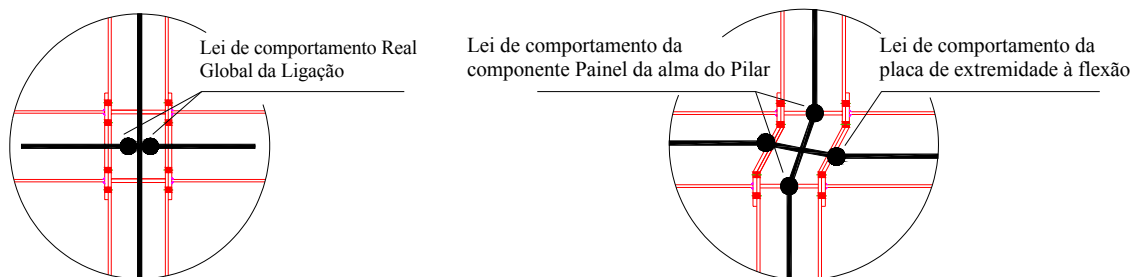


Fig. 1: a) Modelo de simulação global da ligação; b) Modelo de simulação da ligação por componentes [7]

Sintetizando, para o caso geral de um nó interno pode-se adotar duas alternativas para a idealização da ligação para a análise estrutural:

- Usar a aproximação simplificada do EC3-1-8 [8] e considerar duas molas rotacionais, onde a influência do painel da alma do pilar é condensado em ambas as molas através do parâmetro β (Fig. 1a);
- Separar o comportamento do painel da alma do pilar das duas ligações à viga (Fig. 1b).

2.2 Método das componentes cíclico

Na modelação das ligações para a análise estrutural, os modelos de comportamento das várias componentes podem ser assemblados em diferentes molas rotacionais, como é ilustrado na Fig. 1b.

Dado o número de componentes que estão activas numa ligação viga-pilar e a complexidade do problema, as seguintes hipóteses são adoptadas no desenvolvimento de um modelo cíclico de componentes: o comportamento hysterético é apenas modelado para um pequeno número de componentes dissipativas, denominadas de componentes críticas; as restantes componentes são modeladas com comportamento linear elástico com uma deformação de rotura correspondente à carga de rotura para as componentes frágeis e correspondente à carga plástica para as componentes dúcteis; as componentes críticas são definidas com base na avaliação do comportamento rotacional para momentos flectores positivos e negativos sujeitos a carregamento estático monotónico. Nas ligações metálicas viga-pilar com placa de topo com reforços estruturais, as componentes críticas são o painel da alma do pilar ao corte e a placa de topo à flexão. Além disso, a resistência das restantes componentes deve apresentar um nível adequado de sobrerresistência para se assegurar uma resposta dissipativa. [9]

O modelo cíclico da Fig. 2 pode ser usado para gerar a resposta cíclica momento-rotação de uma ligação metálica, combinando o comportamento de cada componente individual ou grupo de componentes (histeréticas ou não.)

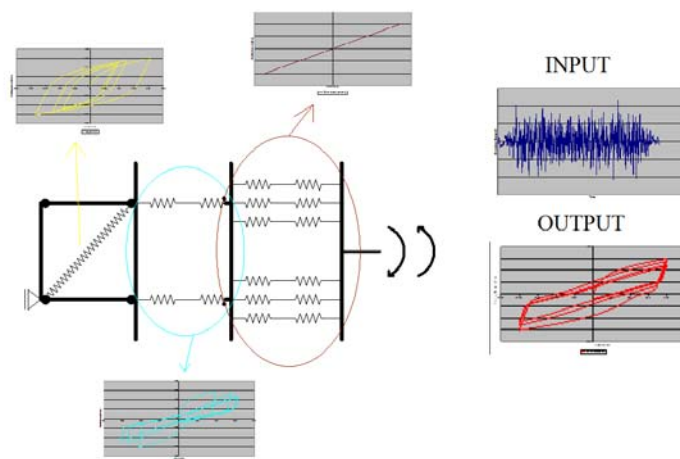


Fig. 2: Modelo cíclico; a) Modelo estrutural; b) Detalhe do nó interno; c) Elemento de ligação generalizado [8]

Ao tentar perceber-se o comportamento de um edifício quando este se deforma em função de uma acção horizontal, e mais em particular a deformação ao nível do painel da alma do pilar, verifica-se que existe uma translação ao nível dos reforços horizontais dos pilares como se observa na Fig. 1b. Para introduzir este efeito de translação e para ter em conta a influência das excentricidades, torna-se necessário proceder a uma sofisticação do modelo para simulação numérica. Esta sofisticação passa pela inclusão de mais dois elementos mola ao nível dos reforços horizontais do pilar, para simular a distorção da alma do pilar ao corte, enquanto os elementos de mola posicionados nas extremidades das vigas são ligeiramente deslocados, exactamente para o local da placa de extremidade (Fig. 1b). Fazendo esta melhoria na simulação numérica, é possível associar a cada elemento mola a lei individualizada de comportamento de cada uma das componentes críticas. [7]

3 Caso de estudo

3.1 Metodologia

Para levar a efeito este estudo, adoptou-se a metodologia de estudar uma estrutura metálica plana, considerando os elementos estruturais vigas e pilares em regime linear elástico, ligados através de elementos de mola que simulam as ligações estruturais. Para modelar o comportamento cíclico das molas recorreu-se à implementação numérica do modelo Richard-Abbott modificado integrada no software de cálculo numérico *Seismostruct* (2008) [3].

Assim, avalia-se o desempenho sísmico estrutural recorrendo a análises dinâmicas não-lineares, inspeccionando os deslocamentos horizontais ao longo dos vários pisos e as rotações atingidas nas ligações mais esforçadas.

3.2 Descrição da estrutura

O sistema estrutural estudado corresponde a um pórtico plano em aço com apenas um vão e 3 andares, conforme ilustrado na Fig. 3. A escolha dos elementos metálicos, os detalhes das ligações e a geometria do pórtico resultam do dimensionamento do Edifício de Cardington [10,11], tendo-se simplificado o pórtico através da redução do número de pisos e de vãos.

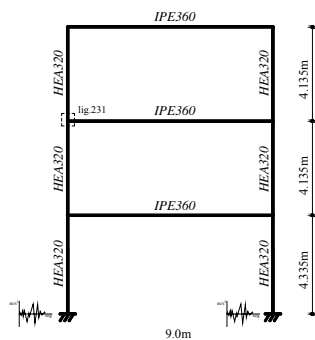


Fig. 3: Sistema estrutural

3.3 Ligações

As ligações utilizadas nesta estrutura foram ensaiadas em laboratório por *Nogueiro et al* [2] e correspondem ao grupo J1 do programa de ensaios. A Fig. 4 ilustra a sua configuração, assim como o comportamento experimental evidenciado.

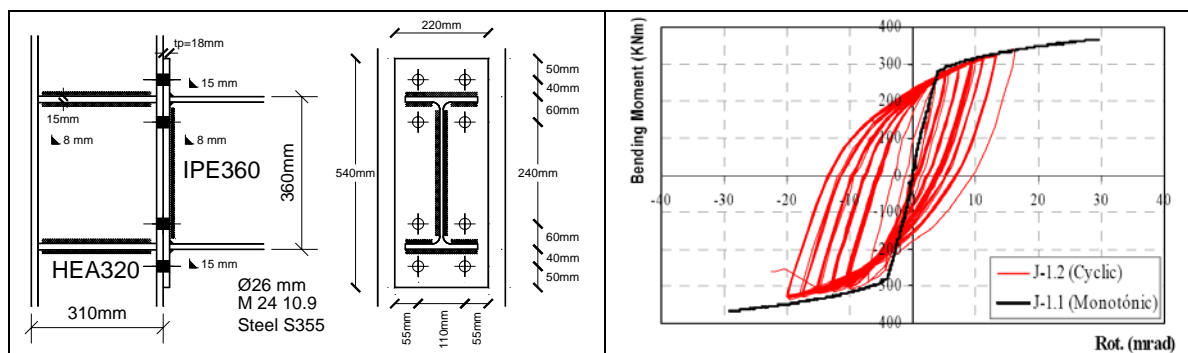


Fig. 4: Ligação J1; a) Geometria; b) Curva histerética Momento flector-Rotação experimental [2]

Esta ligação apresenta comportamento semi-rígido de resistência parcial. Na Tabela 1 podem-se observar as propriedades mecânicas e os parâmetros do modelo da ligação J1, assim como das 2 componentes críticas: (1) painel da alma do pilar ao corte; (2) placa de topo à flexão, obtidos através de calibração numérica com resultados experimentais [12]. Os parâmetros estão definidos na Fig. 6.

Tabela 1: Parâmetros de calibração do comportamento histerético da ligação J1

| Ligação | K_a | M_a | K_{pa} | n_a | K_{ap} | M_{ap} | K_{pap} | n_{ap} | t_{1a} | t_{2a} | C_a | i_{Ka} | i_{Ma} | H_a | E_{maxa} |
|---------|---------|-------|----------|-------|----------|----------|-----------|----------|----------|----------|-------|----------|----------|-------|------------|
| | KNm/rad | KNm | KNm/rad | | KNm/rad | KNm | KNm/rad | | | | | | | | rad |
| Global | 69500 | 285 | 5500 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 | 0 | 0,1 |
| (1) | 80120 | 318 | 5500 | 1 | 80120 | 318 | 5500 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0,0 | 0 | 0 | 0,1 |
| (2) | 190000 | 280 | 18000 | 1 | 190000 | 200 | 18000 | 1 | 10 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0,1 |
| | K_d | M_d | K_{pd} | n_d | K_{dp} | M_{dp} | K_{pdp} | n_{dp} | t_{1d} | t_{2d} | C_d | i_{Kd} | i_{Md} | H_d | E_{maxd} |
| | KNm/rad | KNm | KNm/rad | | KNm/rad | KNm | KNm/rad | | | | | | | | rad |
| Global | 69500 | 285 | 5500 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 | 0 | 0,1 |
| (1) | 80120 | 318 | 5500 | 1 | 80120 | 318 | 5500 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,1 |
| (2) | 190000 | 280 | 18000 | 1 | 190000 | 200 | 18000 | 1 | 10 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0,1 |

Constata-se e que o efeito de aperto na placa de topo não é muito pronunciado e que o painel da alma do pilar ao corte controla a resposta devido a ter uma menor rigidez pós-limite, apesar de apresentar maior resistência. Isto resulta num comportamento histerético estável. [9]

3.4 Análise dinâmica não-linear

Para avaliar o desempenho sísmico da estrutura recorreu-se a análises dinâmicas não-lineares. Na Fig. 5 representa-se o acelerograma aplicado na base dos pilares. Este acelerograma foi gerado de acordo com o espectro de resposta elástico do EC8, para um solo do tipo B e um amortecimento crítico de 2%, considerando uma aceleração de pico igual a 0,45g. [7].

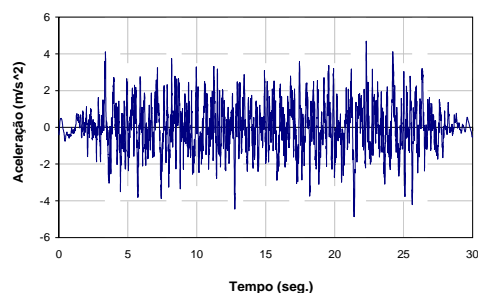


Fig. 5: Acelerograma

O intervalo para integração do sistema de equações de movimento não-lineares considerado nas análises foi igual a $7,32 \times 10^{-3}$ segundos.

Salienta-se que a análise dinâmica não-linear permite incorporar no comportamento global das estruturas a degradação de resistência e rigidez verificada nas respectivas ligações.

4 Avaliação do desempenho sísmico

4.1 Influência do comportamento global da ligação

Nesta parte estuda-se a influência do comportamento histerético da ligação no desempenho sísmico da estrutura. Com esse objectivo duas formulações alternativas foram usadas para reproduzir o comportamento das ligações: (A) lei bi-linear elasto-plástica, (B) modelo histerético baseado no modelo de Richard-Abbott modificado (Fig. 6); usando-se a modelação esquematizada na Fig. 1a), ou seja, o modelo em que se concentram todas as componentes da ligação num nó.

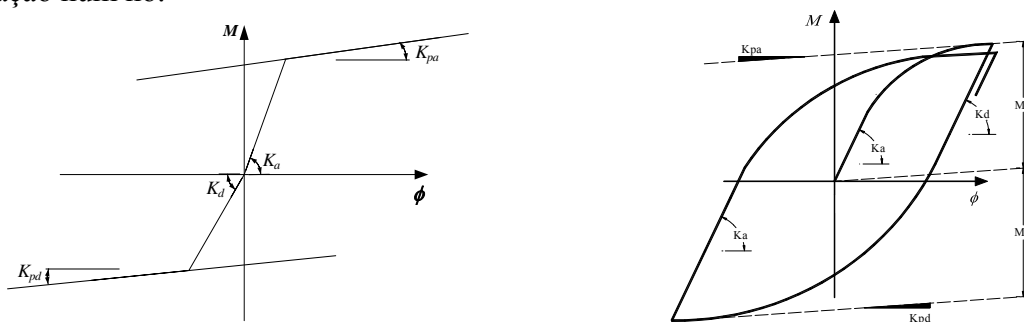


Fig. 6: a) Lei bi-linear elasto-plástica; b) Modelo de Richard-Abbott modificado

Na Fig. 7 representam-se os deslocamentos no topo da estrutura ao longo do tempo. Na Fig. 8a apresenta-se a distribuição dos deslocamentos máximos por piso resultantes da acção dinâmica, enquanto na Fig. 8b apresentam-se os respectivos deslocamentos inter-pisos.

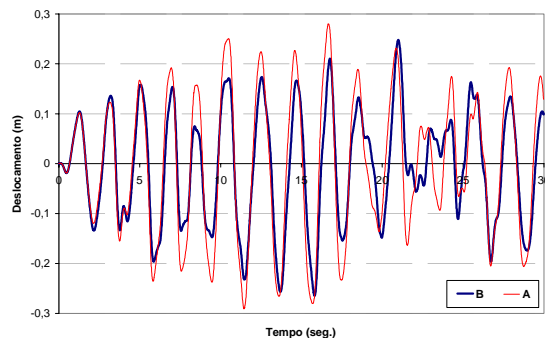


Fig. 7: Deslocamentos no topo

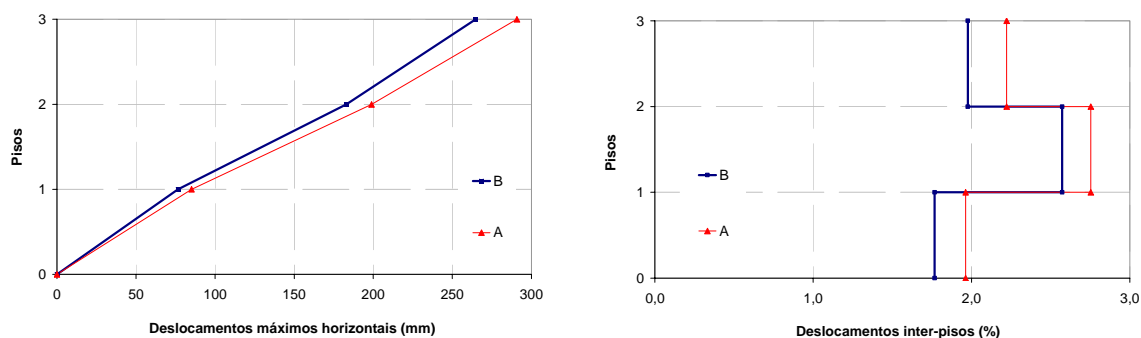


Fig. 8: a) Deslocamentos em altura, b) Deslocamentos inter-pisos

Verifica-se que os deslocamentos máximos no último piso (291mm e 265mm) são inferiores ao valor de referência para o estado limite último de resistência (2,5% da altura = 315mm) [13] e não ocorrem no mesmo instante. Para além disso verifica-se que os deslocamentos máximos no último piso são superiores para a modelação A (lei bilinear elasto-plástica). O máximo deslocamento inter-pisos verifica-se entre o piso 1 e 2 para ambas as leis de comportamento, sendo iguais a 2,75% e 2,57% para A e B, respectivamente.

Por último representam-se na Fig. 9 as trajetórias histeréticas para a ligação mais esforçada (lig.231 representada na Fig. 3). Esta ligação atinge uma rotação máxima de aproximadamente -33 mrad e -37 mrad para a modelação A e B, respectivamente. O nível de rotação atingido está muito próximo do proposto na literatura [13] para o estado limite último de resistência, que será de aproximadamente 40 mrad.

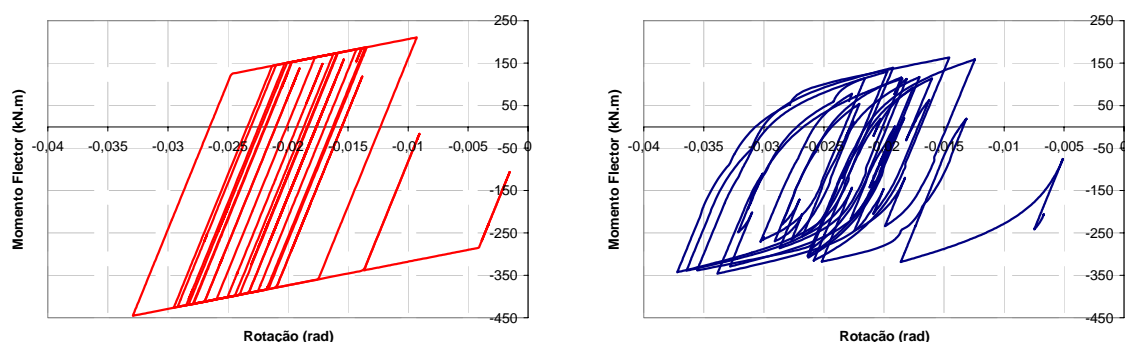


Fig. 9: Trajetória histerética da ligação 231, a) Elasto-plástica; b) Real

Observando as trajetórias histeréticas da Fig. 9a e da Fig. 9b constata-se que as ligações permanecem com rotações negativas. Este comportamento resulta da deformação inicial imposta pelas acções gravíticas. Deste facto resulta que a trajetória histerética esteja descen-

trada da origem. Pode-se afirmar que as ligações apresentam um bom comportamento para acções cíclicas, pelo seu desempenho em termos de dissipação de energia: área bastante alargada descrita pelas curvas histeréticas.

4.2 Influência da distorção da alma do pilar ao corte

A estratégia seguida nesta parte do estudo teve como objectivo estudar a influência da distorção do painel da alma do pilar ao corte no desempenho estrutural. Para o efeito segue-se a metodologia explicitada no parágrafo 2.2 do presente artigo. De acordo com *Huber* [14], as duas molas que representam a componente painel da alma do pilar, actuam em paralelo, sendo que cada uma delas apresenta metade da rigidez total (para uma distribuição vertical simétrica dos momentos) com excepção do último piso (modelação C). No entanto, estas rigidezes vão sempre depender do momento actuante em cada mola, que variam ao longo do tempo como se observa na Fig. 10. Desta forma a análise do pórtico torna-se um processo iterativo. Este processo não é possível de aplicar no software utilizado, optando-se por considerar como aproximação, metade da rigidez para cada mola (aproximadamente os valores iniciais), ao longo de todo o tempo da análise.

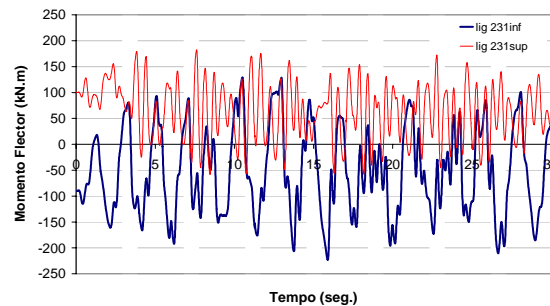


Fig. 10: Andamento dos momentos nas molas representativas do painel da alma do pilar (superior e inferior) para a ligação 231

Com maior rigor, os elementos entre as molas deveriam ser rígidos de forma a garantir que a flexibilidade da ligação, que está integralmente associada às molas rotacionais nos bordos da ligação, não está considerada mais que uma vez. No entanto devido a problemas numéricos e por simplificação, considerou-se a continuidade dos perfis da viga e pilar, verificando-se que a diferença em termos de resposta estrutural era aceitável: 6,5 % do deslocamento máximo no último piso.

Na Fig. 11 representa-se o acelerograma dos deslocamentos no topo da estrutura para as duas simulações, enquanto na Fig. 12 representam-se os deslocamentos em altura máximos e os deslocamentos inter-pisos.

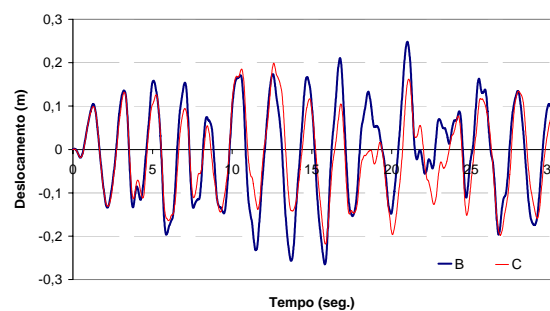


Fig. 11: Evolução dos deslocamentos no topo da estrutura

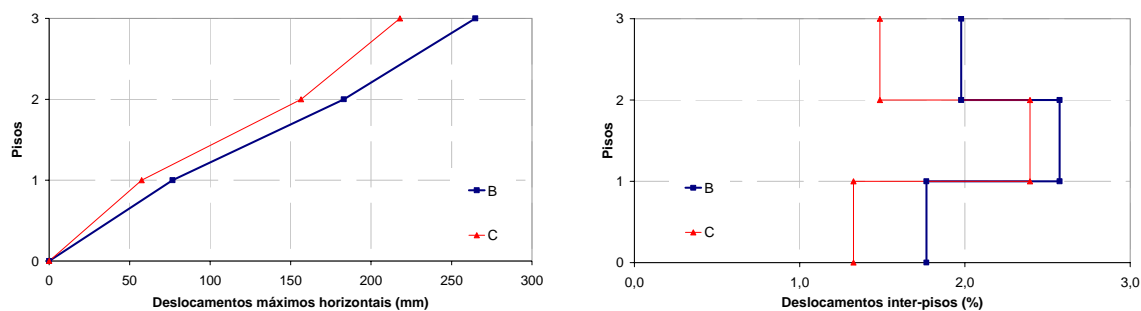


Fig. 12: a) Deslocamentos em altura; b) Deslocamentos inter-pisos

Observa-se que para este tipo de ligação e para a acção dinâmica considerada, a distorção da alma do pilar (C) produz efeitos ao nível dos deslocamentos máximos da estrutura, sendo esses deslocamentos menores comparativamente a não se considerar a referida influência (B). Três possíveis justificações para estas diferenças podem ser consideradas:

- As rotações das molas superior e inferior referentes ao painel da alma do pilar têm sentidos opostos para todas as ligações do pórtico;
- A modelação estrutural C é constituída por um maior número de molas, em que a soma das áreas das 3 trajectórias histeréticas é superior à área da trajectória histerética da mola considerada na modelação B, logo vai haver uma maior dissipação energética para a simulação B;
- A fonte de erro associada ao facto de não se estar a proceder a um processo iterativo. O deslocamento máximo ocorre para 15,86 segundos, quando $M_s/M_i=219/78=2,8 \gg 1$, ou seja, as rigidezes das 2 molas são muito diferentes, e não iguais, como se está a considerar.

5 Conclusões

Neste trabalho estuda-se o comportamento sísmico dum pórtico metálico, considerando o comportamento das ligações como elemento fundamental na dissipação da energia. Pode-se concluir que a partir da análise do comportamento individual das diversas componentes se pode deduzir o comportamento histerético da ligação. Esta conclusão abre caminho à generalização do método das componentes, já consolidado na análise estática, para utilização na previsão do comportamento cíclico das ligações.

Em relação à influência do comportamento histerético salientam-se as seguintes conclusões:

1. O modelo histerético das ligações influencia o real desempenho estrutural.
2. Para este tipo de ligação (sem deslizamento e sem degradação da resistência e rigidez), pode-se obter uma razoável aproximação dos resultados obtidos através da simulação utilizando ligações semi-rígidas elasto-plásticas de resistência parcial e considerando o seu comportamento real ($\Delta \approx 10\%$ em termos de deslocamentos máximos)

Em relação à influência da distorção da alma do pilar verifica-se que a abordagem mais simplificada da modelação está do lado da segurança, visto apresentar menores deslocamentos globais. No entanto não se podem tirar conclusões definitivas, as quais necessitam de estudos paramétricos, actualmente em desenvolvimento, variando o tipo de acção sísmica e a tipologia das estruturas.

Referências

- [1] Mazzolani, F.M.; Piluso, V., “Theory and design of seismic resistant steel frames”, E & FN Spon London (1996).
- [2] Nogueiro, P., Simões da Silva, L., Bento, R. and Simões, R., “Experimental behaviour of standardised European end-plate beam-to-column steel joints under arbitrary cyclic loading”, in Camotim, D. (ed.), Proceedings of SDSS’06 –International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Lisboa, Portugal, 6-8 September (2006).
- [3] SeismoStruct. "Computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures" [online],2004. Available from URL: <http://www.seissoft.com>.
- [4] Nogueiro, P., Simões da Silva, L., Bento, R. and Simões, R., “Numerical implementation and calibration of a hysteretic model with pinching for the cyclic response of steel joints”, International Journal of Advanced Steel Construction 3(1), pp. 128-153 (2007).
- [5] CEN. EN 1998-1, Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures, Part1: General Rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels.
- [6] Simões da Silva L, Santiago A, Vila Real P (2002). “Post-limit stiffness evaluation of the ductility of steel joints”, Computers & Structures 80, 515-531.
- [7] Nogueiro, P.N.G., Comportamento Sísmico de Ligações Metálicas, PhD dissertation, University of Coimbra, Portugal, 2009.
- [8] EN 1993-1-8, Eurocode 3. 2005. Design of steel structures – Part 1.8: Design of Joints. Commission of the European Communities, Brussels.
- [9] Simões da Silva, L.; Rebelo, C.; Mota, L., “Extension of the Component Method to End-plate Beam-to-Column Steel Joints Subjected to Seismic Loading”, Invited lecture, in Topping, B.H.V.(ed.), Proceedings of CC2009, Trends in Civil and Structural Engineering Computing, Funchal, Portugal, 1-4 September (2009), pp. 149-167
- [10] L. Simões da Silva, H. Gervásio, “Design of Steel Structures, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1 General rules and rules for buildings”, ECCS publication draft version, 2008.
- [11] British Steel plc, Swinden Technology Centre, “The behaviour of multi-storey steel framed buildings in fire”, European Joint Research Programme, South Yorkshire, United Kingdom, 1999.
- [12] Nogueiro, P., Simões da Silva, L., Bento, R. and Simões, R., “Calibration of model parameters for the cyclic response of end-plate beam-to-column steel-concrete composite joints”, International Journal of Steel and Composite Structures, 9(1), pp. 39-58 (2009).
- [13] Grecea, D., Dinu, F., Dubina, D., “Performance Criteria for MR Steel Frames in Seismic Zones”, in Lamas, A. (ed.), Proceedings of Third European Conference on Steel Structures, Coimbra, Portugal, 19-20 September (2002), pp. 1269-1278.
- [14] Huber, G., Nicht-Lineare Berechnungen von Verbundquerschnitten und Biegeweichen Knoten, PhD dissertation, University of Innsbruck, Austria, 1999.