

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE LIGAÇÕES METÁLICAS: INFLUÊNCIA NA RESPOSTA DINÂMICA DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Pedro Nogueiro¹, Luís Simões da Silva² e Rita Bento³

RESUMO

Tem-se verificado nas últimas décadas a ocorrência de grande actividade sísmica em diversas zonas do globo, causando inúmeros danos, quer materiais quer humanos. A competitividade da construção metálica e mista, nomeadamente nestas zonas, requer a apresentação e o estudo de soluções que demonstrem claramente o bom desempenho estrutural.

Sabendo-se a importância das ligações no comportamento das estruturas metálicas e mistas, avalia-se a resposta sísmica de três estruturas metálicas, duas planas e uma tridimensional, a partir de análises não lineares. As estruturas estudadas consistem num primeiro pórtico bidimensional, mais baixo (2x5), um pórtico bidimensional, mais alto (2x5), e por fim um pórtico tridimensional (4x5x8), considerando sempre o comportamento histerético das ligações.

Para dimensionar e avaliar o desempenho sísmico deste tipo de estruturas recorreu-se a dois procedimentos diferentes: análise estática não linear e análise dinâmica não linear. Os resultados obtidos por ambas as análises foram comparados, quer em termos de deslocamentos horizontais, quer em termos de deformações nas ligações.

1. INTRODUÇÃO

O trabalho apresentado pretende estudar o desempenho sísmico estrutural de três edifícios com estrutura metálica. Inicia-se com o estudo de uma estrutura bidimensional mais baixa de 2 pisos e 4 vãos (E-2x4-2D), depois estuda-se uma estrutura mais alta, também bidimensional, constituída por 5 pisos e 2 vãos (E-5x2-2D) finalizando-se com o estudo de um edifício tridimensional de 4 por 5 vãos e 8 pisos de altura (E-4x5x8-3D). Considerando o comportamento histerético das ligações, pretende-se avaliar o desempenho sísmico estrutural, observando os deslocamentos horizontais ao longo dos vários pisos e as rotações atingidas

¹ Professor Adjunto, Departamento de Mecânica Aplicada, Instituto Politécnico de Bragança, Bragança

² Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra

³ Professora Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Superior Técnico, Lisboa

nas ligações mais esforçadas.

O estudo aqui apresentado foi desenvolvido numericamente recorrendo ao *software* de cálculo automático *SeismoStruct*^[1], para o qual se desenvolveu um elemento que simula o comportamento real das ligações, mediante a introdução de parâmetros devidamente calibrados^[2].

2. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

2.1 Estrutura E-2x4-2D

Na modelação estrutural dos três exemplos considera-se que as vigas e os pilares se mantêm em regime elástico, ocorrendo a formação de rótulas plásticas nos nós de ligação na região da viga adjacente aos pilares. A primeira estrutura estudada é constituída por pilares HEA220 e vigas de secção mista IPE270 e 12 cm de laje de betão, com a geometria apresentada na Fig. 1.

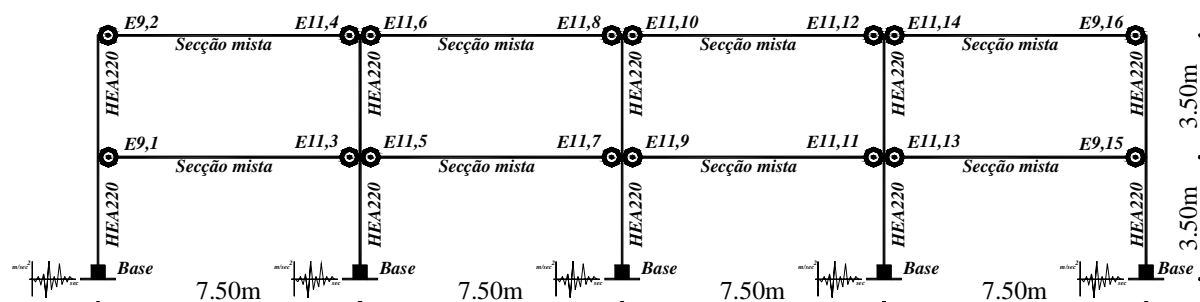


Fig. 1 – Estrutura E-2x4-2D

As ligações utilizadas nesta estrutura foram ensaiadas em laboratório por Simões et al.^[3] e, quando solicitadas a acções cíclicas de acordo com o estabelecido pelo ECCS^[4], apresentam um comportamento conforme as Figs. 2 e 3, respectivamente para a ligação externa do tipo E9 e interna do tipo E11. A calibração (definição dos parâmetros que definem o comportamento hysterético) destas ligações de acordo com o modelo desenvolvido e utilizado pelo programa *SeismoStruct*^[1], é apresentada em detalhe no trabalho publicado por Nogueiro et al.^[2]. Considera-se que as estruturas em estudo têm um coeficiente de amortecimento de 2%.

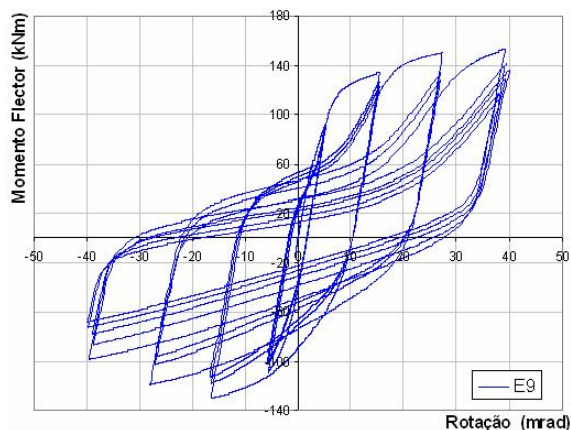


Fig. 2 – Ligação E9

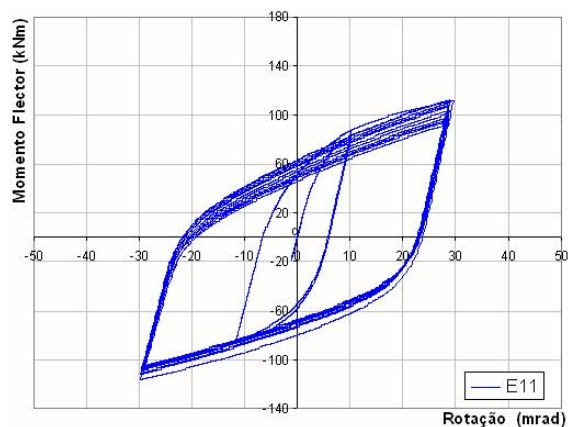


Fig.3 – Ligação E11

2.2 Estrutura E-5x2-2D

Nesta segunda estrutura estudada, também bidimensional, mantêm-se os pressupostos referidos anteriormente, privilegiando-se o desenvolvimento em altura, como se pode observar na Fig. 4. Nesta estrutura, como na seguinte, as ligações não foram estudadas em laboratório, pelo que foi necessário idealizar o seu comportamento. Esta estrutura foi anteriormente estudada por Della Corte et al. [5], para sismos de intensidade superior pelo que foi necessário fazer alguns ajustamentos, sob pena de não se tirar todo o proveito do comportamento hysterético (plástico) das ligações. Assim, consideraram-se as ligações como aparafusadas com placa de extremidade duplamente estendida, determinando a sua rigidez e resistência com base nos elementos estruturais adjacentes, pelo método das componentes^[6]. A espessura da placa de extremidade foi diminuída sucessivamente até se atingirem valores que demonstraram permitir um desempenho em regime não linear da estrutura, avaliado através do método N2 preconizado pelo EC8^[7]. O comportamento hysterético das ligações foi definido igual ao da ligação JB1-3A, ligação estudada em laboratório por Bursi et al. [8]. Considera-se que esta ligação tem um bom comportamento para ações cíclicas, como é ilustrado na Fig. 5, para solicitações segundo o estabelecido pela ECCS^[4]. Verifica-se que à medida que a resistência e rigidez dos elementos estruturais adjacentes aumenta, aumenta também a resistência e rigidez das respectivas ligações.

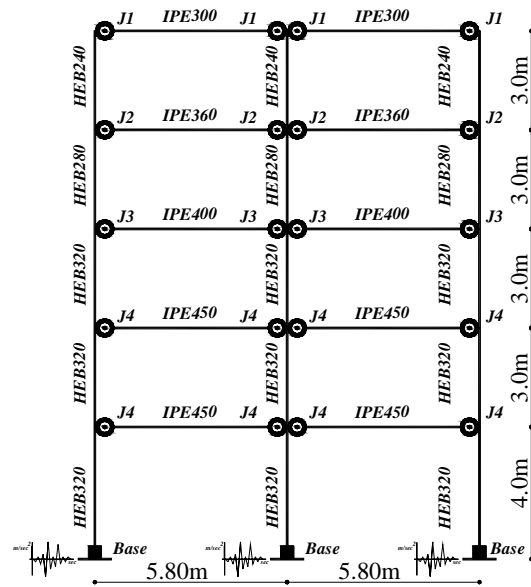


Fig. 4 – Estrutura E-5x2-2D

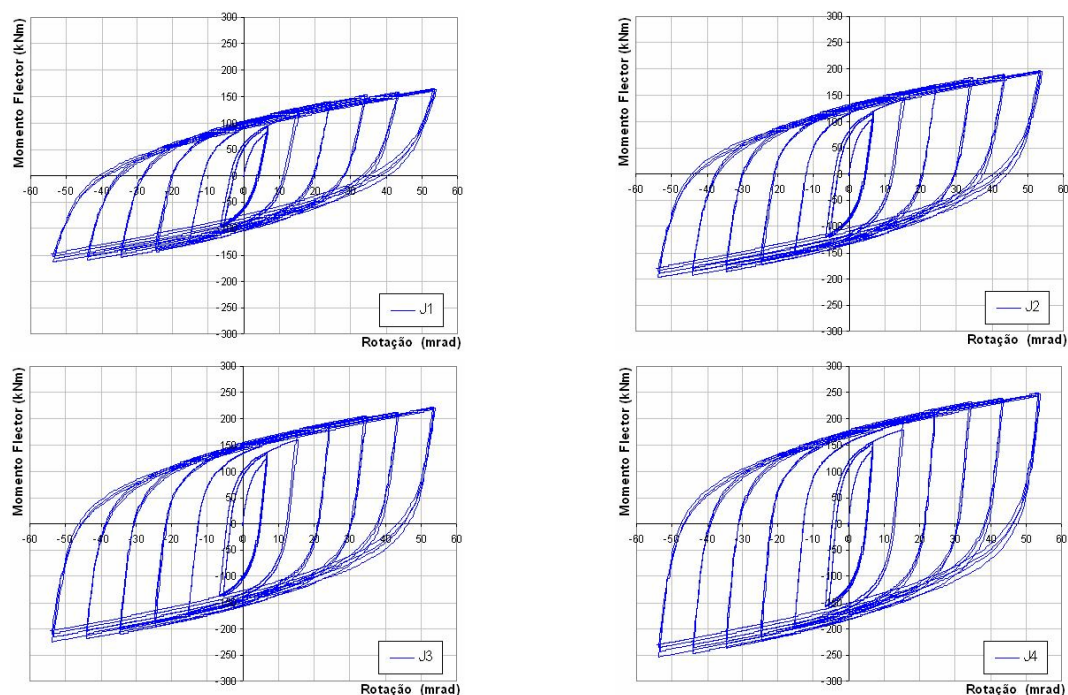


Fig. 5 – Curvas histeréticas das ligações J1 a J4

2.3 Estrutura E-4x5x8-3D

A terceira estrutura estudada é uma estrutura tridimensional, como se pode observar na Fig. 6. Corresponde a uma estrutura real, existente em Cardington (Inglaterra) que tem servido para diversos estudos na área do fogo. Na realidade a estrutura tal como existe é contraventada nas duas direcções. Para este estudo, foram retirados os contraventamentos segundo a direcção xx (direcção do eixo forte) e substituídos por ligações semi-rígidas de resistência parcial.

Também para esta estrutura foi feito um pré-dimensionamento das ligações no sentido de se conseguir um desempenho estrutural em regime não linear para as acções sísmicas definidas. Observando os elementos estruturais que constituem a estrutura, Fig. 7, optou-se por idealizar duas gamas de ligações, uma mais resistente J-X610 que tem como viga adjacente o perfil 610 229 101 UB, e uma menos resistente J-X356, que tem como viga adjacente o perfil 356 171 51 UB, com o comportamento hysterético ilustrado na Fig. 9.

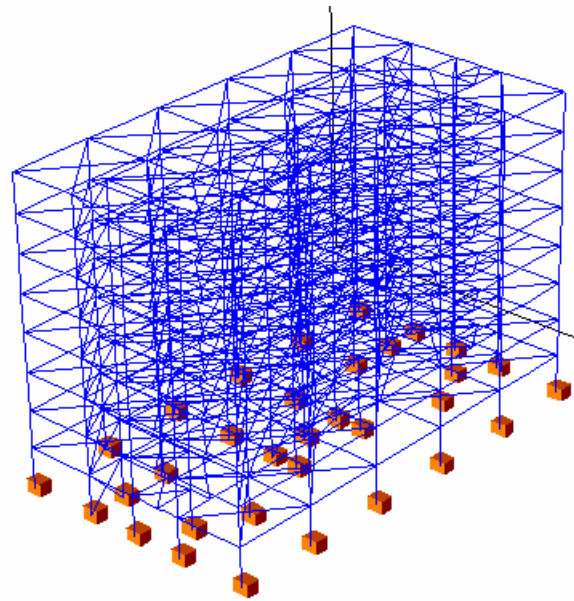


Fig. 6 – Vista tridimensional

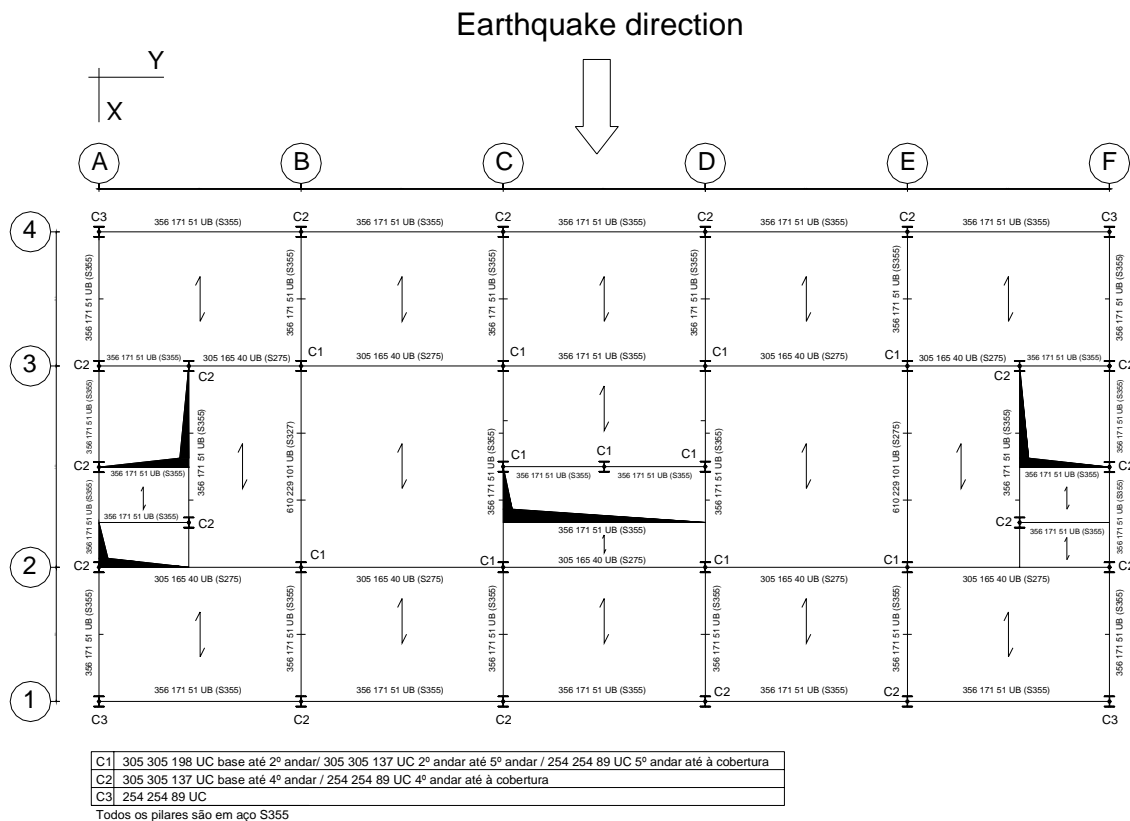


Fig. 7 – Planta de um andar intermédio

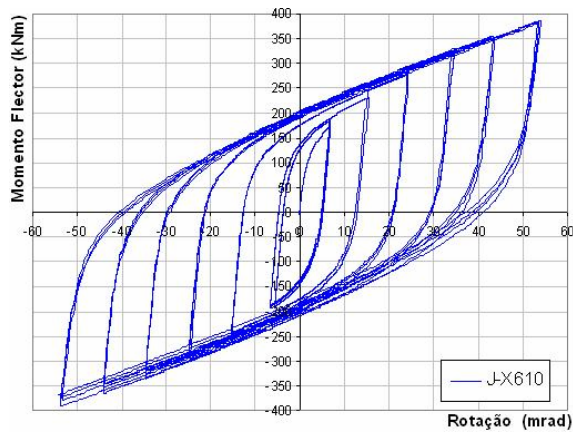


Fig. 8 – Curva histerética da ligação J-X610

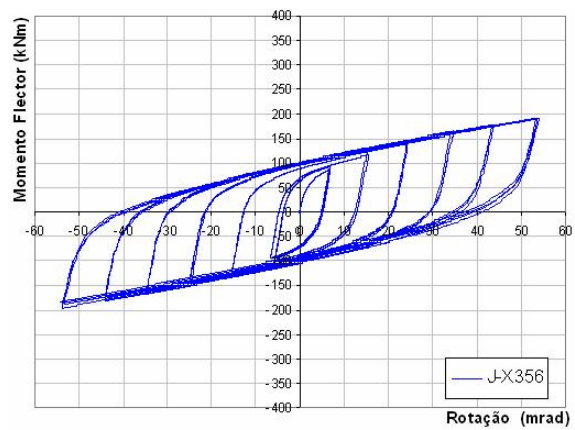


Fig. 9 – Curva histerética da ligação J-X356

2.4 Propriedades mecânicas das estruturas estudadas

As propriedades mecânicas das ligações consideradas são apresentadas na tabela 1, sendo M_j a resistência da ligação, K_j a rigidez inicial e K_{pj} a rigidez pós elástica. Verifica-se que todas as estruturas são bastante flexíveis, como esperado, apresentando períodos de vibração de 1,07, 0,88 e 1,92 segundos, respectivamente.

Tabela 1 – Propriedades mecânicas das ligações

Estrutura	Ligação	M_j (kNm)	K_j (kNm/rad)	K_{pj} (kNm/rad)
E-2x4-2D	E9	130	24570	600
	E11	85	16830	825
E-5x2-2D	J1	182	78631	1000
	J2	162	63991	1000
	J3	147	48511	1000
	J4	124	32879	1000
E-4x5x8-3D	X356	100	50000	1500
	X610	200	100000	3000

3. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES PARA A ANÁLISE DINÂMICA

3.1 Acção permanente e sobrecarga

As acções gravíticas e acções sísmicas foram avaliadas e combinadas de acordo com a EN 1990^[9] e o Eurocódigo 1^[10], adicionando o valor da acção permanente com o valor de dimensionamento da acção sísmica e o valor quase permanente da sobrecarga (foi usado o valor de 0.3 para o coeficiente correspondente de combinação).

De acordo com as utilizações dos três edifícios, consideraram-se as acções da tabela 2.

Tabela 2 – Definição das acções gravíticas

Acção (KN/m ²)	E-2x4-2D	E-5x2-2D	E-4x5x8-3D
Permanente (andar)	3	3	2,5
Sobrecarga (andar)	2	2	2,5
Permanente (cobertura)	3	3	2,5
Sobrecarga (cobertura)	2	2	4

3.2 Acção sísmica

De acordo com o EC8^[7], para realizar análises dinâmicas não lineares com a acção sísmica simulada recorrendo a acelerogramas gerados artificialmente, é necessário considerar no mínimo três acelerogramas, #1, #2 e #3, compatíveis com o espectro de resposta regulamentar. Assim, foram gerados dez séries de acelerogramas, de acordo com o espectro de resposta elástico de EC8^[7], Fig. 10, para um solo do tipo B. Desses, foram escolhidos três, considerando as características dinâmicas das estruturas, isto é, comparando as acelerações espectrais do espectro de resposta elástico regulamentar com as obtidas para cada espectro correspondente a cada acelerograma no intervalo de períodos $0,2T_1$ e $2T_1$, conforme o proposto no EC8^[7] e onde T_1 representa o período fundamental da estrutura, com uma verificação mais cuidada no intervalo $T_1-1,7T_1$. Na Fig. 10 podem observar-se os espectros de resposta dos três acelerogramas seleccionados, para uma aceleração de pico $0,45g$, sobrepostos com o espectro de resposta elástico do EC8^[7]. A Fig. 11 representa, como exemplo, um dos acelerogramas seleccionados.

Como a acção sísmica é combinada com as acções gravíticas atrás referidas, resultam 3 combinações para cada estrutura, sendo que, por falta de tempo, para a estrutura E-4x5x8-3D, apenas foram processados dois carregamentos. As estruturas bidimensionais, foram solicitadas segundo essa direcção, enquanto que a estrutura tridimensional foi solicitada unicamente segundo a direcção xx , como está indicado na Fig. 7.

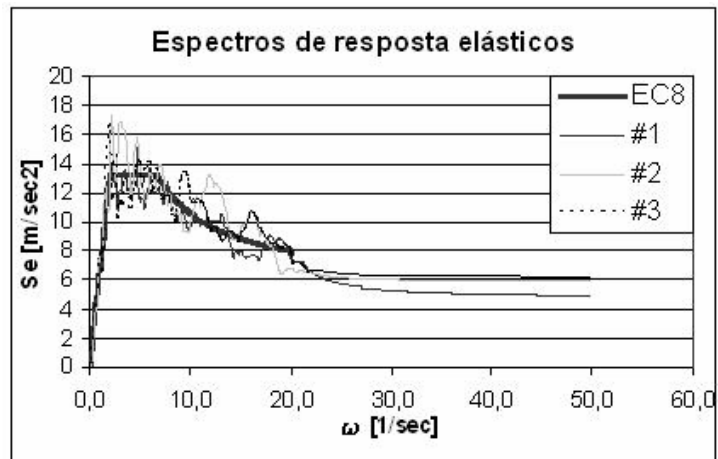


Fig. 10 – Espectros de resposta

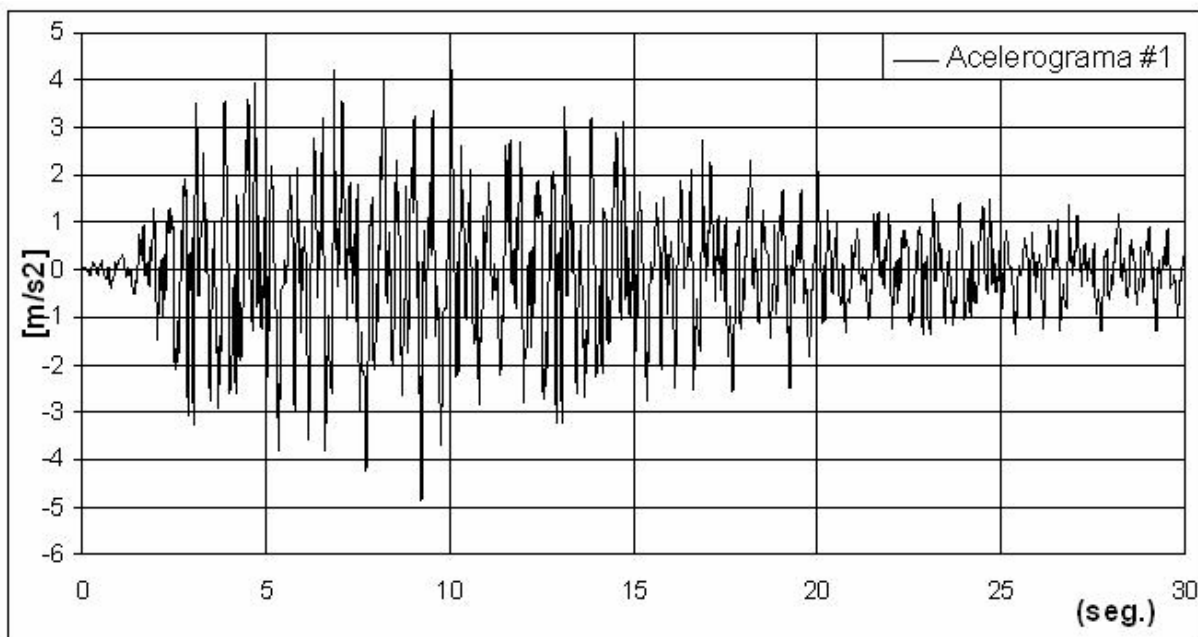


Fig. 11 – Acelerograma artificial

4. APLICAÇÃO DO MÉTODO N2

As três estruturas foram inicialmente estudadas recorrendo ao método N2^[11], proposto no EC8^[7]. Com este procedimento pretende-se, por um lado, comparar os resultados de duas análises, método N2^[11] e análise dinâmica e por outro lado, garantir à partida que o desempenho estrutural resultante das ligações seleccionadas se situe em regime não linear, para se tirar partido do comportamento hysterético das ligações, considerando-as assim como elementos dissipadores de energia. Pretende-se ainda garantir que os níveis de deformação não ultrapassem os níveis regulamentarmente admissíveis.

O método N2^[11] é um método que se baseia na curva de capacidade resistente da estrutura, definida com base num carregamento monotónico. Esta curva é posteriormente transposta para uma curva de capacidade resistente de uma estrutura equivalente de 1 grau de liberdade (gl), para se poder definir a acção sísmica a partir do espectro de resposta regulamentar. Depois de se encontrar a correspondente configuração bi-linear da curva de capacidade resistente do sistema de 1 gl, e com base na acção sísmica considerada, determina-se o deslocamento objectivo d_t^* da estrutura equivalente. Posteriormente pode avaliar-se o desempenho sísmico estrutural, verificando se a estrutura entra em regime não linear e analisando os valores máximos obtidos em termos de deformação, por exemplo.

Para as três estruturas a acção foi definida com base no espectro de resposta elástico do EC8^[7], para um solo tipo B e uma aceleração de pico do solo igual a 0,45 g (Fig. 10).

Nas Fig. 12, 13 e 14 estão representados o espectro de resposta elástico considerado, no formato aceleração espectral em função do deslocamento espectral, e as configurações bi-lineares da estrutura de 1 gl. Observa-se que todas as três estruturas estão em regime não linear e que, segundo este método e para as acções consideradas, poderão atingir-se os deslocamentos horizontais no topo da respectiva estrutura equivalente de 1gl de 207, 169 e 356 mm, respectivamente para a primeira, segunda e terceira estrutura estudada. Para se encontrarem os deslocamentos de topo correspondentes às respectivas estruturas originais, de acordo com o método N2^[11], os valores atrás referidos terão que ser multiplicados pelo factor de transformação respectivo, onde resultariam valores da ordem de 249, 228 e 452 mm respectivamente.

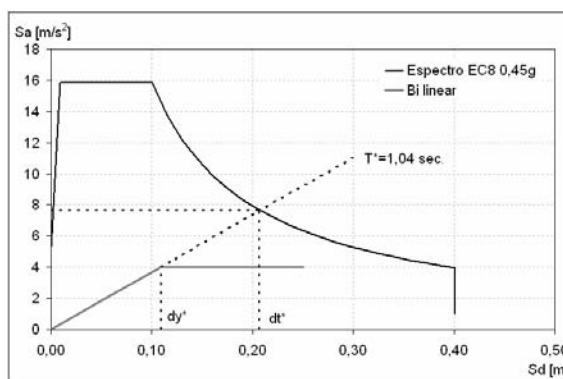


Fig. 12 – Determinação do deslocamento objectivo da estrutura E-2x4-2D

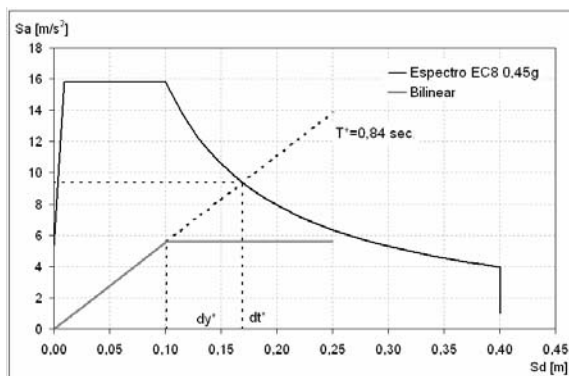


Fig. 13 – Determinação do deslocamento objectivo da estrutura E-5x2-2D

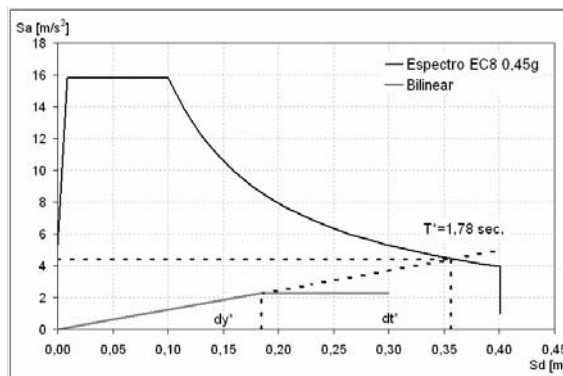


Fig. 14 – Determinação do deslocamento objectivo da estrutura E-4x5x8-3D

5. DESEMPENHO ESTRUTURAL

5.1 Deslocamentos horizontais

O desempenho estrutural é normalmente aferido através dos valores máximos obtidos, em termos de deslocamentos ou de rotações nas ligações mais esforçadas.

Na tabela 3 resumem-se os deslocamentos verificados no topo das três estruturas estudadas.

Tabela 3 – Comparação dos deslocamentos horizontais de topo

Estrutura	δ_{topo} (mm) [dinâmica]	δ_{topo} (mm) [N2]	δ_{topo} (mm) [0,025xh]
E-2x4-2D	234	249	175
E-5x2-2D	195	228	400
E-4x5x8-3D	345	452	925

Comparam-se os deslocamentos que foram obtidos pela análise dinâmica não linear (média dos 3 acelerogramas), pelo método N2 e na última coluna os valores de referência para o estado limite último de resistência.

Nas Figs. 15, 16 e 17 respectivamente para a primeira, segunda e terceira estrutura, apresentam-se a distribuição dos deslocamentos em altura, resultantes da acção dinâmica, a sua média aritmética, e os resultantes da aplicação do método N2. Na Fig. 18, 19 e 20, apresentam-se os respectivos deslocamentos relativos inter-pisos.

Verifica-se que, a estrutura E-2x4-2D atinge deformações para além da sua resistência para as acções consideradas, constatando-se que as respectivas ligações externas (tipo E9) são bastante influenciadas por fenómenos de deslizamento, especialmente para grandes deformações, que é o caso. Para esta estrutura os deslocamentos verificados pelo método N2 e análise dinâmica não linear (média) aproximam-se mais do que para as duas últimas estruturas como

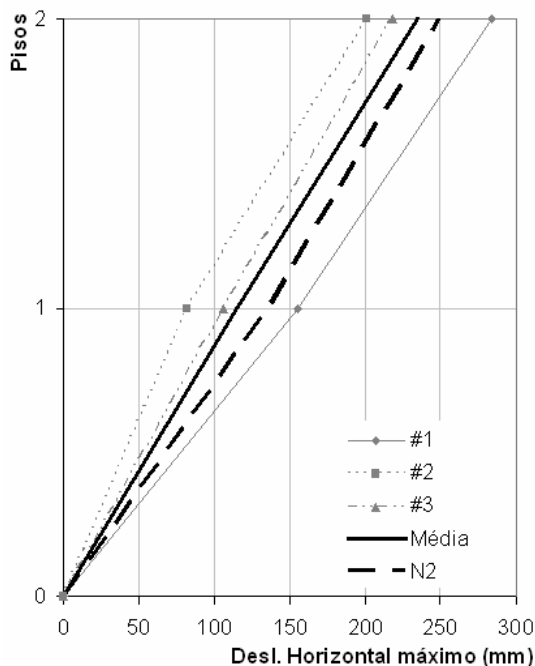


Fig. 15 – Deslocamentos em altura Estrutura E-2x4-2D

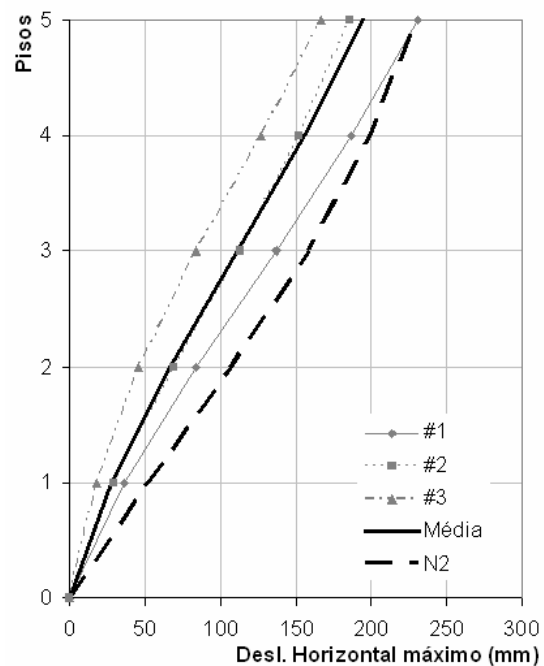


Fig. 16 – Deslocamentos em altura Estrutura E-5x2-2D

se pode constatar pela observação das Figs. 15, 16 e 17.

As duas últimas estruturas apresentam-se bastante aquém do seu limite de resistência, o que pode justificar as maiores diferenças dos deslocamentos observáveis nas diferentes análises, referindo-se novamente, que para a estrutura tridimensional apenas se consideraram dois acelerogramas (acelerograma #1 e #2).

Dependendo da análise considerada, o máximo deslocamento inter pisos para a estrutura E-2x4-2D, verifica-se entre o piso 1 e o piso 2, para a análise dinâmica (média) e entre o piso 0 e o piso 1, para a análise estática, Fig. 18. Esta diferença justifica-se pela distribuição do carregamento lateral uniforme considerado na análise estática. Também, pela mesma razão, para a estrutura E-5x2-2D o máximo deslocamento inter pisos se verifica no piso inferior ao do verificado na análise dinâmica, se pode observar na Fig. 19. Na estrutura E-4x5x8-3D, o máximo deslocamento inter pisos verifica-se entre o piso 2 e o piso 3, observável na Fig. 20.

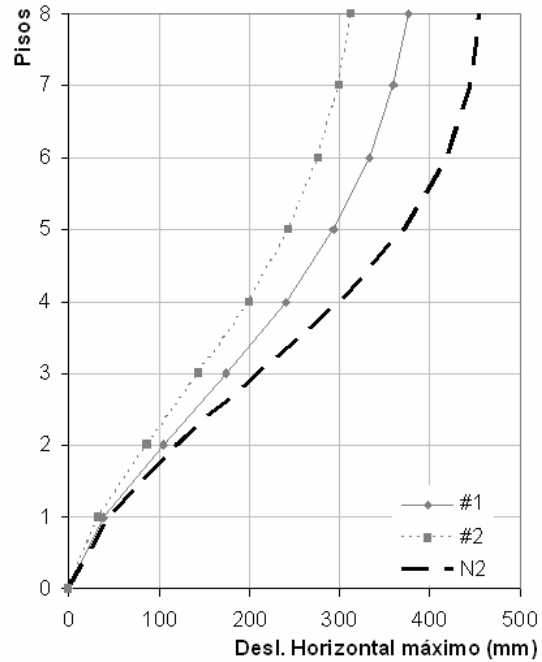


Fig. 17 – Deslocamentos em altura Estrutura E-4x5x8-3D

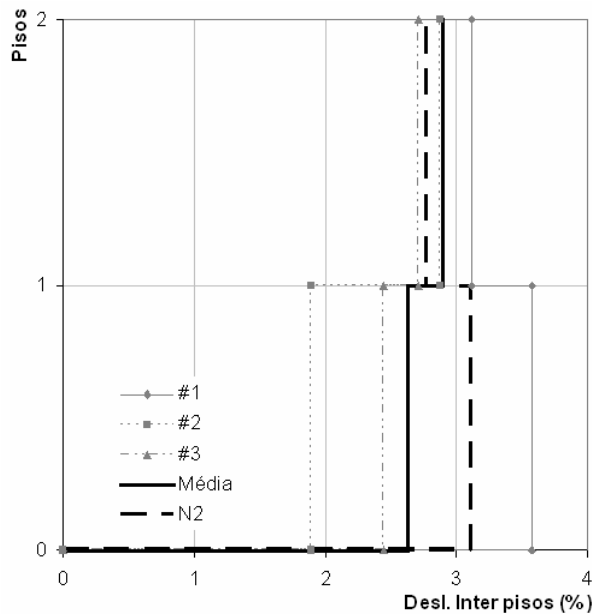


Fig. 18 – Deslocamentos relativos inter pisos Estrutura E-2x4-2D

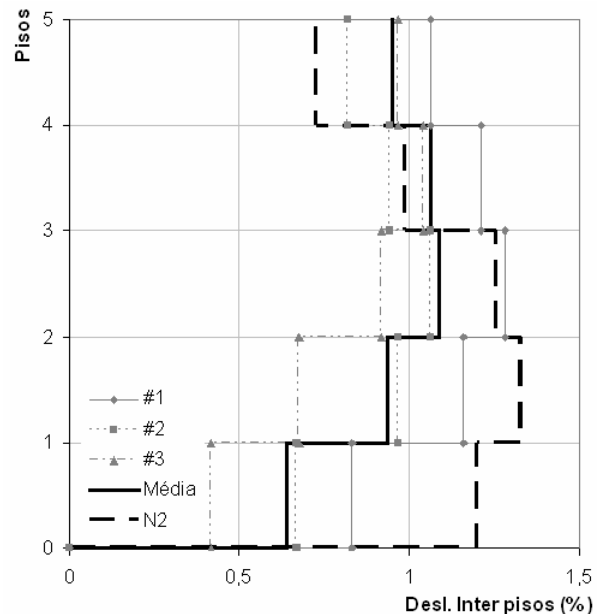


Fig. 19 – Deslocamentos relativos inter pisos Estrutura E-5x2-2D

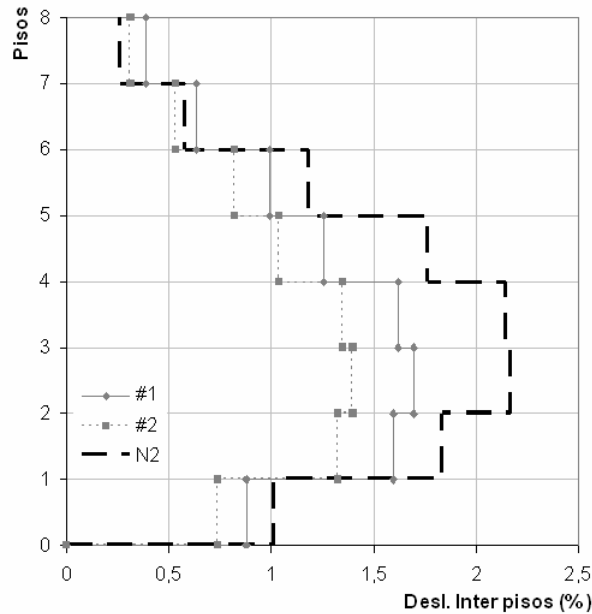


Fig. 20 – Deslocamentos relativos inter pisos. Estrutura E-4x5x8-3D

5.2 Rotações nas ligações

Apresenta-se de seguida a curva histerética de algumas ligações das três estruturas, para o carregamento que provoca maior deformação resultante da análise dinâmica. Para cada tipo de ligação seleccionou-se a mais esforçada. Para a estrutura E-2x4-2D a ligação externa do tipo E9 apresentada na Fig. 21, atinge uma rotação máxima de aproximadamente 48 mrad. Esta ligação é bastante influenciada por fenómenos de deslizamento, como de resto tinha sido observado atrás na Fig. 2. Para a ligação interna tipo E11 apresenta-se na Fig. 22 a curva histerética da ligação mais esforçada, que atinge uma rotação de aproximadamente 46 mrad. Ambas as ligações se situam ao nível do piso intermédio. De verificar que o nível de deformação verificado nestas ligações, só foi possível porque a estrutura atingiu um grau de deformação um pouco para além do que é normalmente proposto em termos de deslocamentos inter-pisos.

Na Fig. 23 apresenta-se a curva histerética para uma das ligações do tipo J4 da estrutura E-5x2-2D. São verificadas rotações da ordem dos 15,7 mrad. Como já se tinha verificado, pelos deslocamentos horizontais de topo, a estrutura está aquém do seu limite de resistência. Também ao nível das rotações nas ligações se verifica o mesmo. Isto leva a concluir que as ligações, nesta estrutura, estão algo sobredimensionadas, para as acções consideradas. Relativamente à estrutura E-4x5x8-3D, apresenta-se na Fig. 24 a curva histerética resultante para uma das ligações do tipo X610. Verifica-se também que o nível de rotação atingido está abaixo do estabelecido para o estado limite último de resistência, que será de aproximadamente 30 mrad. Estas ligações situam-se ao nível de 4 piso do edifício em estudo. O comportamento das ligações para as duas últimas estruturas, que resultam bastante aquém do seu limite de esgotamento, foi idealizado, e representa o que se considera como um bom comportamento para acções cíclicas, pela seu desempenho em termos de dissipação de energia, (área bastante alargada descrita pelas curvas histeréticas).

De referir que só a análise dinâmica não linear permite incorporar no comportamento global das estruturas a degradação de resistência e de rigidez verificada nas respectivas ligações.

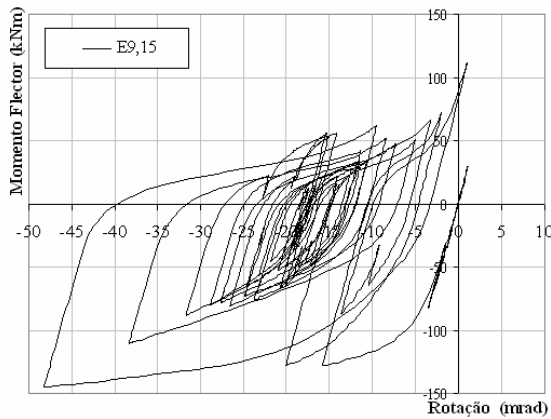


Fig.21 – Ligação da estrutura E-2x4-2D

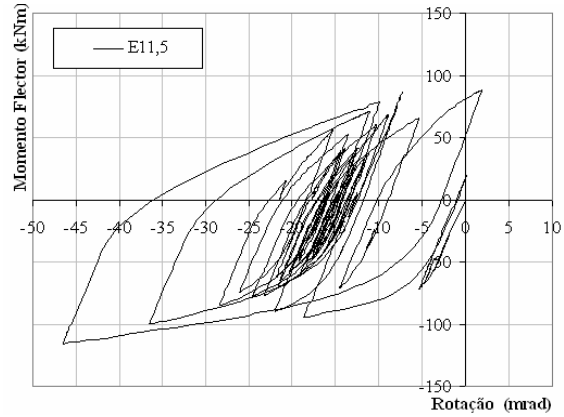


Fig. 22 – Ligação da estrutura E-2x4-2D

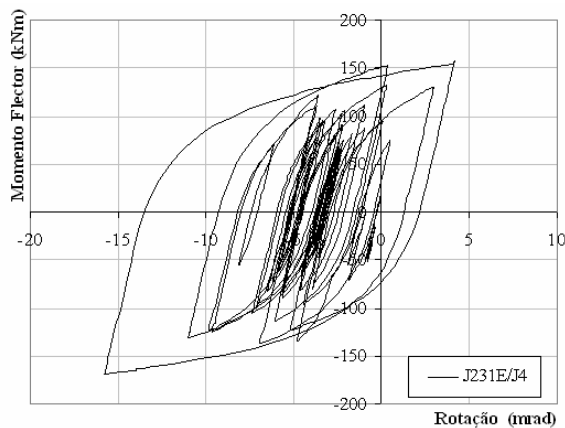


Fig. 23 – Ligação da estrutura E-5x2-2D

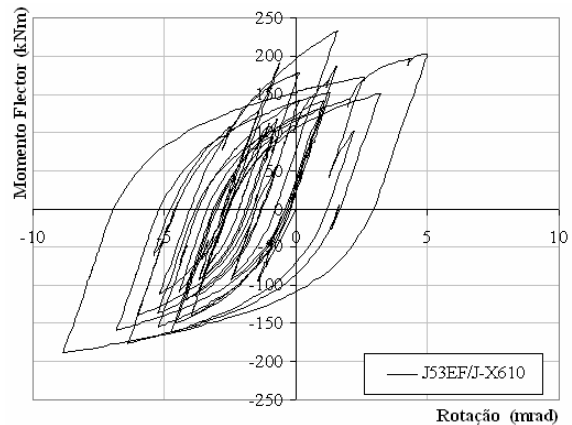


Fig. 24 – Ligação da estrutura E-4x5x8-3D

6. CONCLUSÕES

Neste trabalho estuda-se o comportamento sísmico de três edifícios de estrutura metálica, considerando o comportamento histerético das ligações como elemento fundamental na dissipação de energia. Fez-se um estudo comparativo dos resultados obtidos a partir de análises estáticas não lineares, recorrendo ao método N2^[11] proposto no EC8^[7], e de análises dinâmicas não lineares. A análise dos resultados obtidos permitiu chegar às seguintes conclusões:

1. Verifica-se uma razoável concordância entre os resultados das duas análises consideradas (estáticas e dinâmicas não lineares), em particular a distribuição em altura dos deslocamentos ao nível dos pisos e dos deslocamentos inter-pisos.

2. A estrutura E-2x4-2D, simulada com ligações estudadas em laboratório, apresenta-se no seu limite de resistência para as acções consideradas, o que implica o seu redimensionamento. Contudo é de notar que o valor considerado neste estudo para a acção sísmica ultrapassa em 50% (0,45g) o valor de referência para Portugal.

3. A estrutura E-5x2-2D e E-4x5x8-3D, simuladas com ligações cujo comportamento foi idealizado, apresentam-se aquém do seu limite de resistência, para as acções consideradas, encontrando-se pois sobredimensionadas.

4. Pelos resultados obtidos, pode concluir-se, que o modelo desenvolvido e aqui utilizado, para o estudo dinâmico não linear de estruturas metálicas, incorporando o comportamento histerético das ligações é uma ferramenta que ajuda a avaliar e a dimensionar este tipo de estruturas.

7. AGRADECIMENTOS

Agradece-se o suporte financeiro concedido pela Ministério da Ciência e Tecnologia através do programa *PRODEP III (5.3)*, a Pedro Nogueiro, da Fundação para a Ciência e Tecnologia através do projecto POCTI/ECM/55783/2004, do Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional, programa INTERREG-III-A através do projecto RTCT-B-Z/SP2.P18, assim como toda a assistência prestada pela Seismosoft (<http://www.seismosoft.com>).

8. REFERÊNCIAS

- [1] SeismoSoft, *SeismoStruct*. 2004. p. Computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structure.
- [2] Nogueiro, P., Simões da Silva, L., Rita Bento, Simões, R. *Numerical Implementation and Calibration of a Hysteretic Model with Pinching for the Cyclic Response of Steel and Composite Joints*. in *Fourth International Conference on Advanced in Steel Structures ICASS 05*. Shangai, China.
- [3] Simões, R., L. Simões da Silva, L. and Cruz P., "*Behaviour of End-Plate Beam-to-column Composite Joints Under Cyclic Loading*". *International Journal of Steel and Composite Structures*, 2001. **1(3)**: p. 355-376.
- [4] ECCS, *Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements Under Cyclic Loads*. **45**.
- [5] Della Corte, G., De Matteis, G. and Landolfo, R., *Influence of Connection Modelling on Seismic Response of Moment Resisting Steel Frames*. Moment resistant connections of steel buildings frames in seismic areas, ed. F.M. Mazzolani, London: E. & F. N. Spon. 485-512.
- [6] EN.1993-1-8, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.8: Design of Joints. Commission of the European Communities, Brussels. 2005.
- [7] EN 1998-1, Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Commission of the European Communities, Brussels. 2005.
- [8] Oreste S. Bursi, F.F., Virgilio Fontanari, "*Non-linear analysis of the low-cycle fracture behaviour of isolated Tee stub connections*". *Computers & Structures*, 2002. **80**: p. 2333-2360.
- [9] EN 1990. Basis of structural design. Commission of the European Communities, Brussels. 2002.
- [10] EN 1991-1-1, Eurocode 1. Actions on structures. Part 1-1: General Actions. Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Commission of the European Communities, Brussels. 2002.
- [11] Fajfar, P., *A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design*. *Earthquake Spectra*, Vol.16, EERI, p. 573-592, 2000.