

# ESTUDO PARAMÉTRICO DE COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS METÁLICOS COM LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS

Luis Barbosa de Magalhães <sup>1</sup> e Carlos Silva Rebelo <sup>2</sup>

## RESUMO

Nesta comunicação são apresentados alguns resultados relativos ao estudo paramétrico de coeficientes de comportamento de pórticos metálicos. Os modelos numéricos usados incluem a análise geometricamente não-linear dos pórticos e as relações constitutivas não-lineares das ligações. No estudo são consideradas ligações viga-coluna semi-rígidas caracterizadas por relações bi-lineares momento-rotação definidas pela sua rigidez inicial e pós-elástica, resistência e capacidade de deformação. São considerados três níveis de performance ou estados limites, Estado Limite de Serviço (SLS), Estado Limite de Acumulação de Danos (DLS) e Estado Limite Último (ULS).

## 1. INTRODUÇÃO

A verificação da segurança estrutural de pórticos metálicos no que respeita à acção sísmica é realizada, geralmente, numa base linear elástica usando espectros de resposta de cálculo, os quais têm em conta a ductilidade (capacidade de rotação) e a capacidade de dissipação de energia da estrutura através do factor de comportamento  $q$ . É, por isso, requerida aos elementos estruturais (vigas e colunas), incluindo as ligações, uma adequada resistência, considerando que a ductilidade necessária para se desenvolver um mecanismo pós-elástico deve ser garantida.

Apesar da limitação inerente a um factor deste tipo, o qual deverá ter em conta todo o tipo de não-linearidades subjacentes à resposta a acções extremas, tem-se considerado ser um elemento muito útil para o dimensionamento. Num passado recente foi feito um esforço para clarificar e identificar as causas de cada não-linearidade que podem ter contribuído decisivo no factor de comportamento, como por exemplo o tipo de estrutura, contraventamentos, tipo de secção transversal, etc.

---

<sup>1</sup> Assistente do 2º Triénio, Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco

<sup>2</sup> Prof. Auxiliar, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil

De acordo com o Eurocódigo 8 (EC8) [1] o comportamento semi-rígido característico das ligações metálicas de pórticos não é incluído na análise sísmica. Assim, as ligações em zonas dissipativas dos pórticos devem possuir uma resistência suficiente afim de permitir a formação de rótulas nos elementos a ligar. No entanto, o comportamento real semi-rígido das ligações pode alterar aqueles pressupostos, podendo contribuir também para a dissipação de energia, pelo que devem ser analisadas as várias implicações daí resultantes, em especial no que concerne à caracterização do factor  $q$ .

## 2. AVALIAÇÃO DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

### 2.1 Caracterização de ligações semi-rígidas

O comportamento momento-rotação das ligações foi modelado como uma relação bi-linear, ver figura 1, em que se definem os três parâmetros característicos: rigidez inicial ( $S_{j,ini}$ ), rigidez pós-elástica ( $S_{j,pl}$ ) e momento resistente máximo ( $M_j$ ).

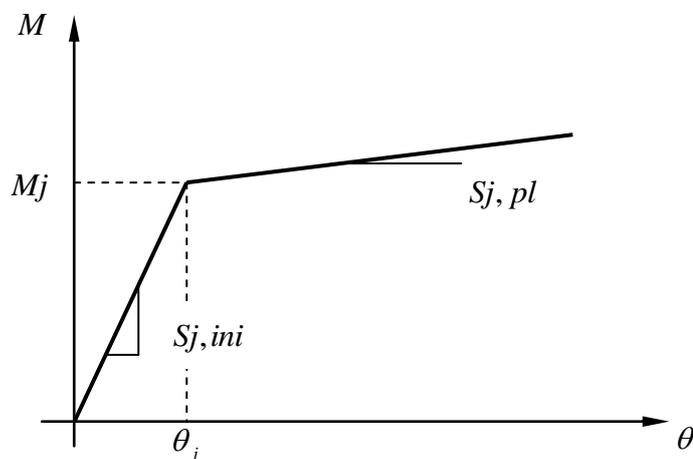


Fig. 1 - Comportamento momento-rotação bi-linear das ligações

Os valores dos parâmetros característicos das ligações usados no estudo são indicados na tabela 1, os quais combinados permitem obter 96 tipos de ligações. Destes 96 tipos apenas foram considerados 48 e somente os parâmetros que são apresentados a negrito foram usados em todos os pórticos apresentados na tabela 3.

Tabela 1 - Características das ligações

Momento Resistente		Rigidez Inicial		Rigidez Pós-Elástica	
$M_j$ [KNm]		$S_{j,ini}$ [KNm]		$S_{j,pl}$ [% de $S_{j,ini}$ ]	
Rotulada	50	8 EI/L = 39547		<b>0</b>	
	<b>100</b>	<b>12,5 EI/L = 61792,5</b>		0,1	
<b>Resistência parcial</b>	<b>150</b>	<b>25 EI/L = 123585</b>		<b>1</b>	
	<b>200</b>	<b>37,5 EI/L = 185377,5</b>		<b>10</b>	
Resistência total	250				
	300				

Os valores da rigidez inicial das ligações apresentados são proporcionais à rigidez unitária da viga ligada (EI/L). Na totalidade dos casos as vigas são do tipo IPE330 ( $M_{pl,rd} = 221,2$  KNm). A classificação da ligação segundo a resistência, preconizada pelo Eurocódigo 3 (EC3) [2] [3] é baseada no  $M_{pl,rd}$  da viga ligada.

## 2.2 Propriedades geométricas dos pórticos

Nesta investigação paramétrica, relativa a coeficientes de comportamento, foram considerados vários tipos de pórticos metálicos com geometrias diversas. As suas geometrias e características principais são apresentadas na tabela 3. A frequência própria natural é indicada na figura 2 em conjunto com o respectivo valor espectral.

## 2.3 Acção sísmica

Para a realização de uma análise dinâmica não-linear no domínio do tempo, são simulados acelerogramas de acordo com as especificações incluídas no EC8 e com um procedimento adaptado descrito em [4]. Partindo de um intervalo de tempo pré-definido e de um espectro de potência da aceleração sísmica suave, são geradas séries temporais. Enquanto o espectro de resposta do acelerograma resultante não tenha, em geral, um andamento próximo dos especificados no EC8, o espectro de potência original é repetidamente modificado por forma a conseguir uma boa aproximação dos espectros de resposta aí considerados.

Embora não seja possível obter de forma exacta o espectro original, pode obter-se, em geral, uma boa aproximação com um pequeno número de iterações. Na figura 2 encontra-se representado o resultado deste tipo de simulação para condições de solo tipo A (definido no EC8), o qual está dentro da tolerância de 5% imposta pelo EC8.

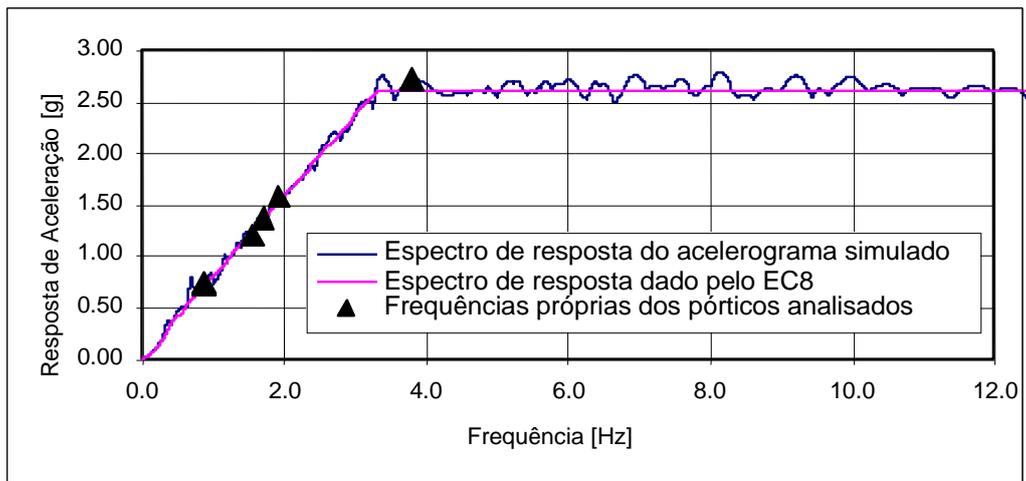


Fig. 2 - Comparação do espectro de resposta para 5% de amortecimento, solo tipo A e aceleração de pico do terreno de 1g

## 2.4 Níveis de performance e estados limites

Para a definição dos estados limites são considerados dois níveis de performance: um considerando o limite de danos, para sismos com ocorrência frequente e moderada, e o segundo considerando o não colapso, para sismos mais destrutivos mas com rara possibilidade de ocorrerem. A sua obtenção obriga à verificação dos estados limites de serviço e estados limites últimos respectivamente [5].

Apesar da maioria dos modernos regulamentos considerarem explicitamente um parâmetro objectivo, definido com base na protecção dos ocupantes contra ferimentos graves ou perda de vida no caso de sismos de grande intensidade, de acordo com [6], o dimensionamento de estruturas face à acção dos sismos tem de satisfazer critérios severos

relativos à resistência, rigidez e ductilidade, os quais podem ser referidos em termos de condições de deslocamentos inter-pisos, deslocamentos residuais e capacidade de rotação plástica dos elementos ou das ligações.

Neste estudo foram considerados três estados limites, por forma a avaliar o correspondente coeficiente de comportamento:

1. Estado Limite de Serviço (SLS), respeitante a sismos frequentes com baixo período de retorno (< 20 anos), em que os elementos não estruturais apresentam pequenos danos e a estrutura permanece com um comportamento elástico. Este estado limite é definido na situação em que o deslocamento de andar excede o valor de 0,6% da altura desse andar (tabela 2);
2. Estado Limite de Acumulação de Danos (DLS), referido a sismos raros (período de retorno de 475 anos), a que correspondem danos importantes nos elementos não estruturais e danos moderados nos elementos estruturais, se bem que podem ser reparados após o sismo sem envolver dificuldades técnicas especiais e grandes custos. A resposta estrutural aos movimentos sísmicos é feita em regime elástico-plástico sendo o parâmetro determinante a resistência da secção dos elementos da estrutura. Este estado limite é quantificado com base no deslocamento de andar de 3% da altura desse andar (tabela 2);
3. Estado Limite Último (ULS), é considerado no caso de sismos muito raros (terramotos bastante fortes com período de retorno de 970 anos), em que as estruturas sofrem grandes danos em elementos estruturais e não estruturais, mas com garantia da segurança das pessoas. Neste caso, os estragos causados na estrutura são tão extensos que torna inviável a sua reparação, sendo portanto inevitável proceder à sua demolição. A estrutura entra em regime elasto-plástico, esperando-se por isso grandes deformações, e então, o critério determinante na verificação das condições de segurança é a ductilidade local. Neste caso, de acordo com a AISC [7], são consideradas rotações plásticas máximas nas ligações de 0,03 rad (tabela 2).

Tabela 2 - Critérios de performance para avaliação do coeficiente de comportamento global

Nível de segurança	Rotações plásticas nas ligações [rad]	Rotações plásticas nos membros [rad]	Deslocamentos inter-pisos [% da altura do piso]
SLS	-	-	0,6
DLS	-	-	3,0
ULS	0,03	(*)	-

(\*) Valores apresentados na tabela 3 que dependem do tipo de pórtico e da geometria da secção

A ductilidade dos membros depende directamente da ductilidade do material e da classe da sua secção transversal, podendo ser expressa em termos de capacidade de rotação. A capacidade de rotação pode ser avaliada como a razão entre a rotação plástica de colapso e a rotação elástica limite, de acordo com a seguinte equação:

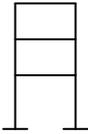
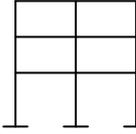
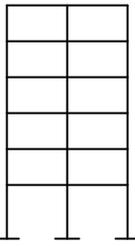
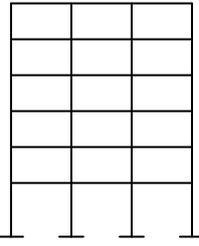
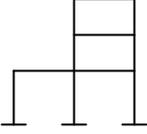
$$R = \frac{\theta_u}{\theta_y} - 1$$

onde  $\theta_u$  é a rotação plástica última e  $\theta_y$  é a rotação de cedência.

Para calcular as rotações última e de cedência, com vista ao cálculo da capacidade de rotação, são propostos na literatura vários métodos. Neste estudo recorreu-se ao método semi-empírico estabelecido por Mazzolani e Piluso e recomendado pela ECCS [8]. Este método depende essencialmente da esbelteza da secção transversal do elemento, por forma a ter em

consideração a encurvadura lateral torsional, e do esforço axial. Os valores obtidos para os seis diferentes tipos de pórticos são apresentados na tabela 3.

Tabela 3 - Propriedades dos pórticos metálicos

Tipo	P1	P3x1	P3x2	P6x2	P6x3	P3-2x2
Geometria						
Colunas	HEB260 - $M_{pl,rd} = 352,8 \text{ KNm}$					
Vigas	IPE330 - $M_{pl,rd} = 221,2 \text{ KNm}$					
Frequência [Hz] <sup>(*)</sup>	3,81	1,71	1,58	0,90	0,88	1,71
$\theta_u$ [rad]	0,101	0,075	0,075	0,063	0,063	0,075
$\theta_y$ [rad]	0,012	0,011	0,011	0,010	0,010	0,011

(\*) Valores obtidos com ligações rígidas

## 2.5 - Metodologia

A avaliação dos coeficientes de comportamento é baseada na metodologia seguida por Dubina [9]:

1. A estrutura é submetida progressivamente ao acelerograma anteriormente apresentado multiplicado por um factor de amplificação  $\lambda$ , por forma a obter-se o valor da amplificação referente à entrada em cedência de determinada secção  $\lambda_y$  (devido à menor resistência e rigidez são as ligações que atingem primeiro a cedência);
2. Continuar a crescente amplificação do mesmo acelerograma até à amplificação  $\lambda_u$ , correspondente ao atingir dos critérios de performance definidos para os estados limites.  $\lambda_u$  é o valor da amplificação correspondente ao deslocamento máximo inter-pisos para SLS e DLS e da amplificação correspondente ao limite de rotação nas ligações ou nos membros para ULS.

O coeficiente de comportamento é definido pela seguinte relação:

$$q = \frac{\lambda_u}{\lambda_y}$$

A análise de elementos finitos efectuada teve em conta as não-linearidades geométricas e do material, nomeadamente, a do comportamento não-linear das ligações viga-coluna e da base das colunas. Esta análise foi realizada através do software LUSAS [10].

### 3. ESTUDO PARAMÉTRICO E RESULTADOS

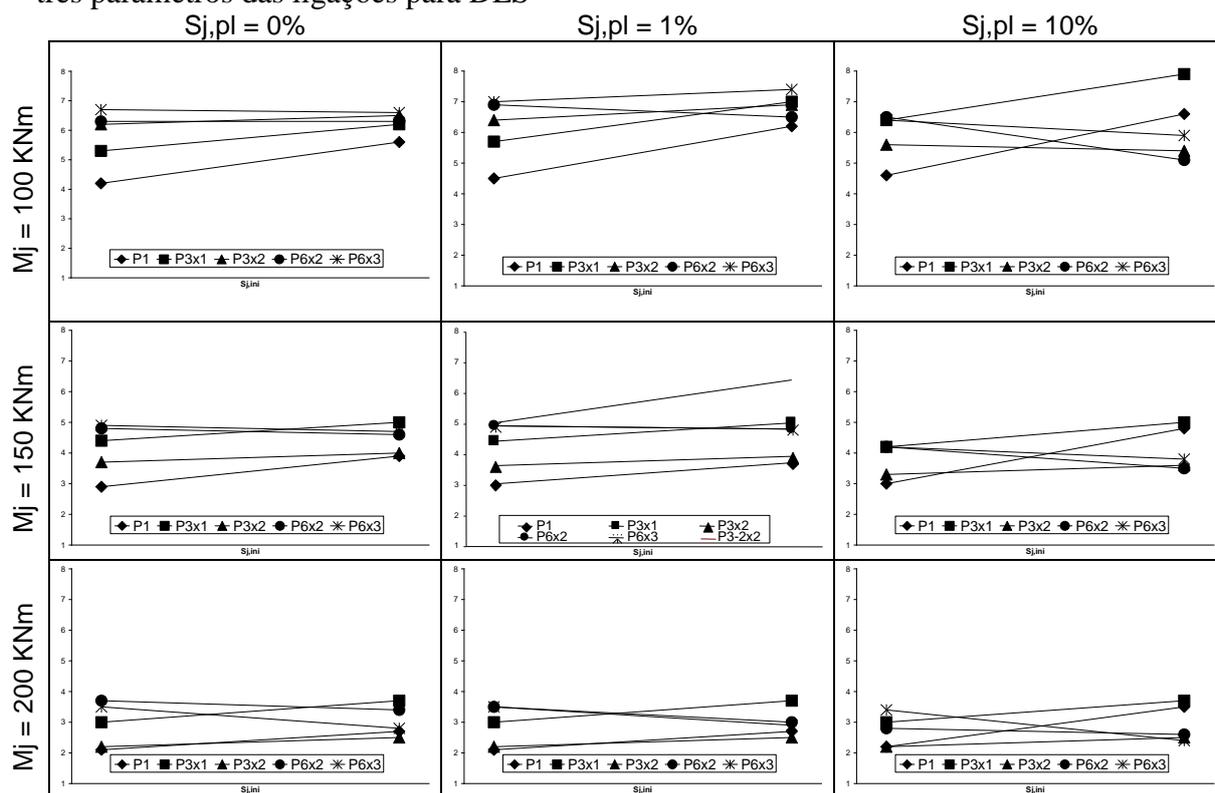
#### 3.1 Influência da ligação usando como critério o DLS

No que respeita à variação do momento plástico, valores baixos de  $M_j$ , permitem maiores proporções plástico/elástico da capacidade de rotação das ligações. Portanto, verificam-se aumentos do coeficiente de comportamento quando  $M_j$  decresce (tabela 4). A exceção eventual é a do pórtico P1, onde para ligações com momentos de resistência total o coeficiente de comportamento é controlado pela cedência da base das colunas e não pelo comportamento não-linear das ligações como nos restantes casos.

Como esperado, quando a rigidez inicial ( $S_{j,ini}$ ) é incrementada o factor  $q$  aumenta, embora de forma pouco significativa (com exceção do pórtico P1 onde estes aumentos são superiores), excepto para os pórticos de 6 pisos onde a tendência é para um pequeno decréscimo. A razão para uma variação tão pequena reside no facto do aumento da rigidez elástica não influenciar significativamente a capacidade de rotação da ligação.

Nos pórticos com maior número de membros, na maioria dos casos, aumentando a rigidez pós-elástica ( $S_{j,pl}$ ) da ligação verifica-se um pequeno decréscimo do coeficiente de comportamento. Contrariamente nos pórticos P1 e P3x1 esta situação é invertida.

Tabela 4 - Comparação dos coeficientes de comportamento considerando a variação dos três parâmetros das ligações para DLS

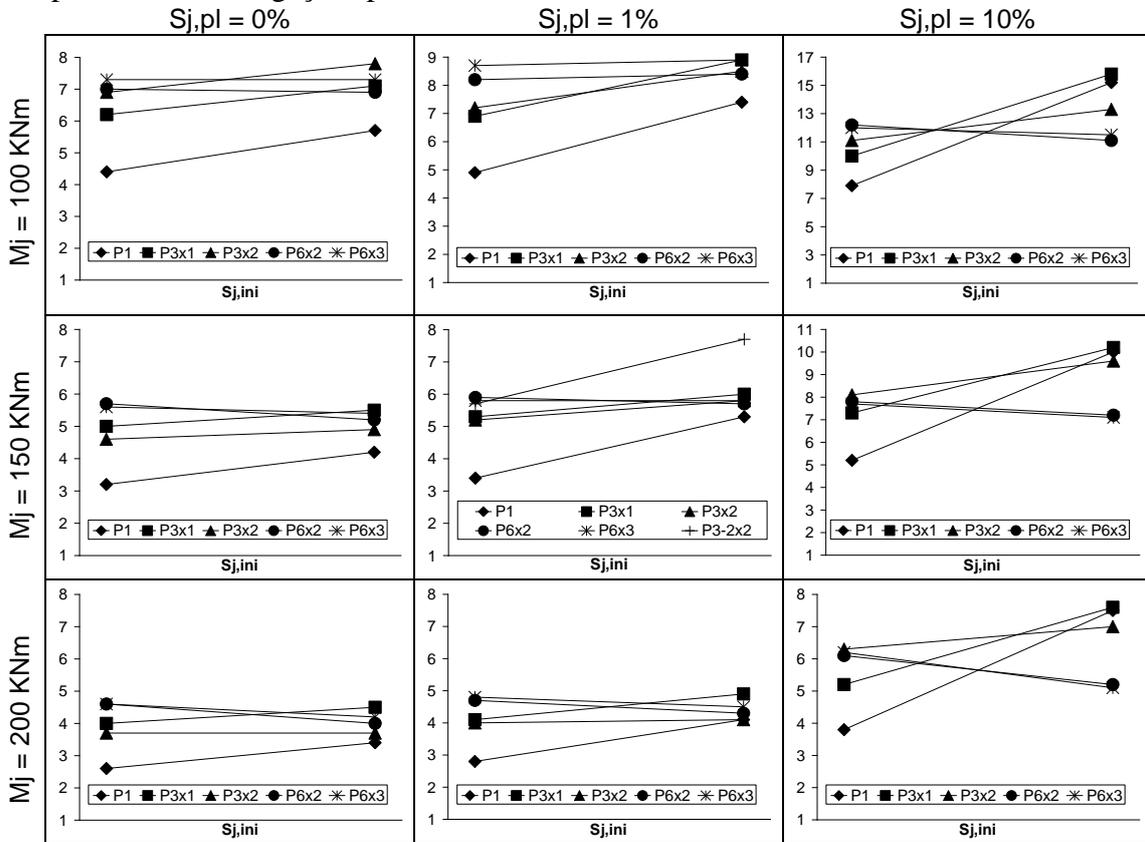


#### 3.2 Influência da ligação usando como critério o ULS

Relativamente ao momento plástico e à rigidez pós-elástica a análise dos resultados leva a conclusões semelhantes às retiradas para DLS (tabela 5), no entanto, no caso de ULS, os valores do factor  $q$  obtidos e a sua variação são superiores.

Aumentando a rigidez pós-elástica das ligações dos pórticos o coeficiente de comportamento aumenta em todas as situações.

Tabela 5 - Comparação dos coeficientes de comportamento considerando a variação dos três parâmetros das ligações para ULS

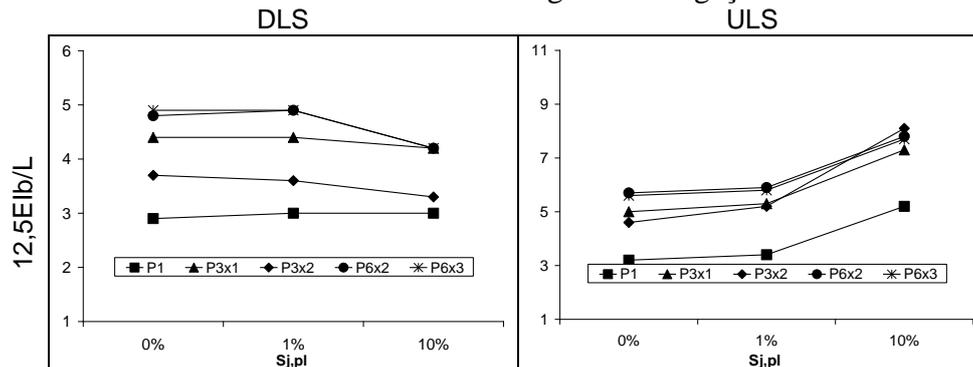


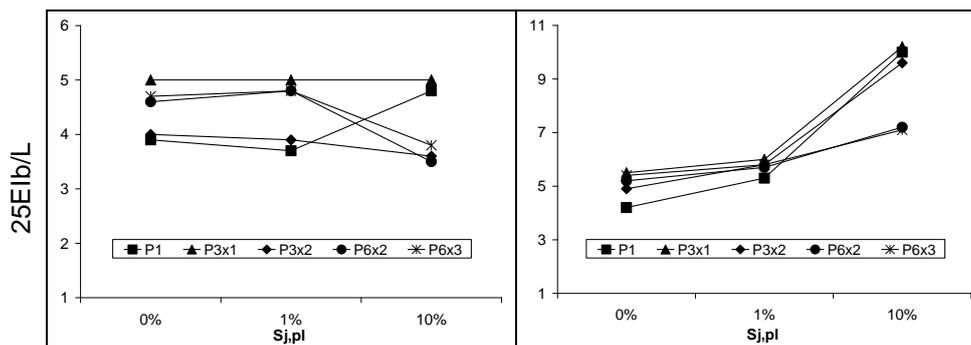
### 3.3 Influência do estado limite e da metodologia na avaliação do factor $q$

Quando o SLS é o critério usado, o factor de comportamento é em geral  $q = 1$ , exceptuando os casos de pórticos com ligações de  $S_{j,ini}$  elevada e baixo  $M_j$ , nas quais a plastificação ocorre para multiplicadores do acelerograma  $\lambda$  baixos.

A rigidez de endurecimento das ligações na fase pós-elástica tem diferente efeito quando se considera DLS ou ULS (tabela 6). Um incremento de  $S_{j,pl}$  conduz a um aumento do factor  $q$  somente quando é considerado o ULS.

Tabela 6 - Comparação dos coeficientes de comportamento considerando ambos os estados limites DLS e ULS e a rigidez das ligações





A metodologia usada neste estudo para avaliação do factor de comportamento foi comparada com o método de Ballio-Setti [8] e foram detectadas algumas diferenças. Este último método conduz, em geral, a menores factores  $q$  quando são considerados valores mais baixos das rigidezes e resistência das ligações.

#### 4. CONCLUSÃO

Neste artigo são apresentados alguns resultados preliminares relativamente ao estudo paramétrico dos factores de comportamento sísmico de pórticos metálicos, obtidos com uma análise dinâmica não-linear no domínio do tempo e considerando três estados limites. As conclusões àcerca da influência das rigidezes e resistência das ligações apenas estão de acordo com aquelas que eram esperadas, quando o ULS é o critério considerado. Para o DLS o coeficiente de comportamento é em geral menor e a influência do comportamento pós-elástico das ligações não segue as tendências encontradas para o ULS.

#### 5. REFERÊNCIAS

- [1] CEN/TC 250/SC 8/N306, Final Draft n.º 4 prEN 1998-1 Eurocode 8 - "Design of Structures for Earthquake resistance", Working document, December 2001.
- [2] CEN/TC 250/SC 3, Eurocode 3 ENV 1993-1-1 - "Design of Steel Structure" - Part 1.1: "General Rules and Rules for Buildings". CEN, European Committee for Standardisation, Document, Brussels, 1992.
- [3] CEN/TC 250/SC 3, Eurocode 3 ENV 1993-1-1: 1992/A2:1998 - "Design of Steel Structure" - Part 1.1: "Revised Annex J". CEN, European Committee for Standardisation, Document, Brussels, 1992.
- [4] Clough, R. W., Penzian, J., "Dynamics of Structures", International Student Edition, 1975.
- [5] Faggiano, B., De Matteis, G., Landolfo, R., "On the Efficacy of Design Methods for Steel Moment Resisting Frames According to Eurocode", Proceedings of the Third European Conference on Steel Structures, volume II, Coimbra, Portugal, 19-20 September 2002, Edited by cmm - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Guimarães, Portugal, pp. 1247-1258, 2002.
- [6] Grecea, D., Dinu, F., Dubina, D., "Performance Criteria for MR Steel Frames in Seismic Zones", Proceedings of the Third European Conference on Steel Structures, volume II, Coimbra, Portugal, 19-20 September 2002, Edited by cmm - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Guimarães, Portugal, pp. 1269-1278, 2002.

- [7] AISC 97, (1997), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA.
- [8] ECCS "Manual on Design of Steel Structures in Seismic Zones", n.º 76, 1994.
- [9] Dubina, D., Ciutina, A., Stratan, A., Dinu, F., "Ductility Demand for Semi-Rigid Joint Frames", Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Areas, Design and Reability, Edited by Federico M. Mazzolani, pp. 371-408, 2000.
- [10] FEA Ltd, Lusas Finite Element System, Lusas - "Theory Manual 1". Kingston upon Thames, Surrey, United Kingdom.