



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA**

**COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO
DE PÓRTICOS METÁLICOS
COM LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS**

LUIS MIGUEL MARINHO BARBOSA DE MAGALHÃES

COIMBRA

2004



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA**

**COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO
DE PÓRTICOS METÁLICOS
COM LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS**

**Dissertação apresentada para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil - Especialização em Estruturas**

Orientado por:

Prof. Doutor Carlos Alberto da Silva Rebelo

LUIS MIGUEL MARINHO BARBOSA DE MAGALHÃES

COIMBRA

2004

*A minha mulher,
meus pais
e meus filhos,
Miguel Mateus e António Mateus*

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Doutor Carlos Rebelo, meu orientador, pelo estímulo, pela disponibilidade demonstrada, por todo o conhecimento transmitido e pelo inextinguível apoio prestado ao longo da elaboração desta Tese, o meu mais sincero Bem Haja.

Ao Prof. Doutor Sérgio Lopes e ao Prof. Doutor Luís Simões da Silva, por terem sido, no final da Licenciatura, as pessoas que me aconselharam e incentivaram a continuar a minha formação Académica, convidando-me a ingressar no Mestrado de Estruturas.

Ao Eng.º Teixeira Gomes e ao Prof. Doutor Rui Simões os meus agradecimentos pela colaboração prestada na orientação deste trabalho.

A todos os meus amigos e colegas de Mestrado, por todo o apoio e camaradagem demonstrado, em especial ao Pedro Nogueiro pelo incentivo e confiança que me transmitiu ao longo do Curso.

RESUMO

Apresentam-se neste estudo paramétrico metodologias que permitem obter coeficientes de comportamento sísmico de pórticos metálicos com ligações semi-rígidas, caracterizadas por diferentes curvas momento-rotação e grau de rigidez, com particular realce para o efeito do aumento de resistência das ligações em regime elástico e em regime pós-elástico em função da sua capacidade dúctil. Estas metodologias são baseadas em análises dinâmicas não-lineares no domínio do tempo, permitindo calcular os coeficientes de comportamento com base, por um lado, em níveis de performance ou estados limite (serviço; acumulação de danos e último preconizada por Dubina ou, por outro lado, com base em traçado de curvas que relacionam o coeficiente de comportamento com o nível de ductilidade da estrutura preconizada por Ballio.

O estudo foi efectuado recorrendo a modelação numérica no programa de elementos finitos “LUSAS”, aplicado a pórticos com capacidade de dissipação de energia em termos de momentos flectores dos elementos e ligações. Foi utilizada uma análise geometricamente não-linear, considerando para as ligações um modelo não-linear com o material a ter um comportamento elásto-plástico semelhante tanto em tensão como em compressão. A acção sísmica considerada é a definida pelo Eurocódigo 8, sendo usados acelerogramas artificiais que resultam dos espectros de resposta elásticos.

Usaram-se também modelos numéricos para determinar o comportamento bi-linear momento-rotação dos tipos mais correntes de ligação viga-coluna, nomeadamente as soldadas e aparafusadas com placa de extremidade rasa ou estendida. O método usado baseia-se no “método dos componentes” preconizado no Eurocódigo 3, que permite caracterizar o seu comportamento em termos de resistência, rigidez e ductilidade. Os resultados obtidos, por via analítica ou através dos modelos numéricos, são comparados, possibilitando também classificar cada uma das ligações quanto à resistência e quanto à rigidez.

Os valores dos coeficientes de comportamento obtidos para os diferentes tipos de pórticos são analisados e comparados, entre si e com os de referência do Eurocódigo 8, permitindo estabelecer conclusões sobre a influência da variação de

determinados parâmetros no coeficiente de comportamento, principalmente os relacionados com as características de comportamento das ligações metálicas.

ABSTRACT

The evaluation of seismic behaviour factors of moment resisting frames with semi-rigid connections based on different methodologies are presented in this parametric study. The connections are characterised by bi-linear moment-rotation curves and a particular emphasis is given to the effect of the increasing joint resistance in elastic and post-elastic zone in function of the ductility. The computation of behaviour factors are based on non-linear dynamic analyses in time domain and on two different methodologies: the performance levels and limit states (service, damage and ultimate) preconized by Dubina and the curves relating the behaviour factor with the global ductility level preconized by Ballio.

The numeric models were developed with the finite element model software “LUSAS” considering geometric non-linear behaviour and non-linear material models for the joints, which include an elastic-plastic behaviour similar for tension and compression. The seismic action was defined according to the Eurocode 8 simulating artificial accelerograms based on the elastic response spectra.

The bi-linear moment-rotation behaviour of the usual types of beam-to-column connections (welded and bolted with flush and extended end plate) was determined with the “method of components” presented in Eurocode 3, allowing the characterisation of the joint behaviour in respect to resistance, stiffness and ductility. The results, obtained in an analytical and a numerical way were compared, allowing also the classification of the joint in relation to resistance and stiffness.

The behaviour factors obtained for different frame types were analysed and compared, also with the reference values presented in Eurocode 8. Conclusions about the influence of the variation of some parameters on the behaviour factor could be withdrawn, particularly for the parameters related to the joint behaviour.

ÍNDICE GERAL

<u>AGRADECIMENTOS</u>	v
<u>RESUMO</u>	vii
<u>ABSTRACT</u>	ix
<u>ÍNDICE GERAL</u>	xi
<u>ÍNDICE DE FIGURAS</u>	xvii
<u>ÍNDICE DE QUADROS</u>	xxiii
<u>SIMBOLOGIA</u>	xxv
<u>ABREVIATURAS</u>	xxxv
1 - <u>INTRODUÇÃO</u>	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	3
1.2 - OBJECTIVOS E METODOLOGIA DO ESTUDO PARAMÉTRICO	5
1.3 - ESTRUTURAÇÃO DA APRESENTAÇÃO DO ESTUDO	7
2 - <u>BASES DE CÁLCULO SÍSMICO</u>	9
2.1 - DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	11
2.1.1 - INTRODUÇÃO	11
2.1.2 - O FENÓMENO SÍSMICO	11
2.1.3 - ACÇÃO SÍSMICA DEFINIDA NO EUROCÓDIGO 8	16
2.1.3.1 - INTRODUÇÃO	16
2.1.3.2 - CONDIÇÕES DO TERRENO	16
2.1.3.3 - ZONAS SÍSMICAS	18
	xi

2.1.3.4 - REPRESENTAÇÃO BÁSICA DA ACÇÃO SÍSMICA	19
2.1.3.5 - ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO HORIZONTAL	20
2.1.3.6 - ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO VERTICAL	23
2.1.3.7 - DESLOCAMENTO MÁXIMO NA BASE	24
2.1.3.8 - ESPECTRO DE CÁLCULO PARA ANÁLISE ELÁSTICA	24
2.1.3.9 - REPRESENTAÇÕES ALTERNATIVAS DA ACÇÃO SÍSMICA	26
2.1.4 - ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS	26
2.1.4.1 - GERAÇÃO DE ACELEROGRAMAS A PARTIR DAS DENSIDADES ESPECTRAIS DE POTÊNCIA	27
2.1.4.2 - GERAÇÃO DE ACELEROGRAMAS COMPATÍVEIS COM UM DADO ESPECTRO DE RESPOSTA	31
2.2 - ANÁLISE DINÂMICA DE PÓRTICOS	35
2.2.1 - MODELO NÃO-LINEAR COM UM GRAU DE LIBERDADE	35
2.2.2 - INTEGRAÇÃO DA EQUAÇÃO NÃO-LINEAR DE MOVIMENTO	39
2.2.2.1 - MÉTODO PASSO-A-PASSO DE NEWMARK	41
2.2.3 - COMPORTAMENTO ELÁSTO-PLÁSTICO DE ESTRUTURAS	45
2.2.4 - ALGORITMO DO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS “LUSAS”	46
2.2.4.1 - EQUAÇÕES DE ELEMENTOS FINITOS	46
2.2.4.2 - CONSIDERAÇÕES GERAIS RELATIVAS AO PROGRAMA “LUSAS”	49
2.2.5 - NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA	50
3 - <u>CARACTERIZAÇÃO DE LIGAÇÕES E DUCTILIDADE DOS ELEMENTOS</u>	53
3.1 - CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES METÁLICAS	55
3.1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	55
3.1.2 - DIFERENÇA ENTRE NÓ E LIGAÇÃO	59
3.1.3 - CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES	60
3.1.3.1 - CLASSIFICAÇÃO PELA RIGIDEZ ROTACIONAL	61
3.1.3.2 - CLASSIFICAÇÃO PELO MOMENTO RESISTENTE	64
3.1.4 - CARACTERIZAÇÃO DAS LIGAÇÕES	66
3.1.5 - MÉTODO DOS COMPONENTES	67
3.1.5.1 - TIPOS DE COMPONENTES	68
3.1.5.2 - T-STUB EQUIVALENTE	72
3.1.5.3 - CARACTERIZAÇÃO DOS COMPONENTES DE LIGAÇÕES VIGA-COLUNA	74
3.1.5.4 - MOMENTO-FLECTOR RESISTENTE	95
3.1.5.5 - RIGIDEZ ROTACIONAL	96

3.1.5.6 - CAPACIDADE DE ROTAÇÃO	98
3.1.6 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS COMPONENTES A LIGAÇÕES VIGA-COLUNA..	99
3.1.6.1 - METODOLOGIAS.....	99
3.1.6.2 - TIPOS DE LIGAÇÕES ANALISADAS	100
3.1.6.3 - RESULTADOS.....	104
3.2 - DUCTILIDADE LOCAL DOS ELEMENTOS	113
3.2.1 - CAPACIDADE DE ROTAÇÃO	113
3.2.2 - AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE ROTAÇÃO	113
3.2.2.1 - REQUISITOS GEOMÉTRICOS	113
3.2.2.2 - CLASSES DE COMPORTAMENTO DE SECÇÕES TRANSVERSAIS	114
3.2.2.3 - MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE ROTAÇÃO	123
3.2.2.4 - MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE “MAZZOLANI E PILUSO”	124
3.2.2.5 - CÁLCULO DA CAPACIDADE DE ROTAÇÃO DOS PERFIS HEB	129
4 - <u>COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO</u>	133
4.1 - DEFINIÇÃO.....	135
4.2 - COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8	139
4.2.1 - TIPOS ESTRUTURAIS E COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	140
4.2.2 - CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL	143
4.2.3 - CONSIDERAÇÕES RELATIVAS AOS COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO DO EUROCÓDIGO 8	145
4.3 - MÉTODOS DE CÁLCULO DE COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	147
4.3.1 - DEFINIÇÃO GERAL	147
4.3.2 - METODOLOGIA DE BASE PARA OS VALORES DO EUROCÓDIGO 8	148
4.3.3 - MÉTODO DA UNIVERSIDADE DE FLORENÇA	150
4.3.4 - TESTE PSEUDO-DINÂMICO	151
4.4 - METODOLOGIAS ADOPTADAS PARA A DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO	155
4.4.1 - METODOLOGIA DE BALIO	155
4.4.2 - METODOLOGIA DE DUBINA	157
4.4.3 - ESTADOS LIMITES	160

5 - <u>COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PÓRTICO SIMPLES</u>	163
5.1 - CARACTERÍSTICAS DO PÓRTICO SIMPLES.....	165
5.1.1 - CARACTERÍSTICAS DOS PERFIS METÁLICOS	166
5.1.2 - CARREGAMENTO ESTÁTICO	167
5.1.3 - ACELEROGRAMA CONSIDERADO	167
5.1.4 - ELEMENTO DE CONTROLO DO MECANISMO GLOBAL DE COLAPSO	169
5.1.5 - LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS METÁLICOS	169
5.2 - PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	171
5.2.1 - PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DAS LIGAÇÕES	171
5.2.2 - METODOLOGIAS USADAS NO CÁLCULO DOS COEFICIENTES	174
5.3 - ANÁLISE COMPUTACIONAL	175
5.4 - RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO DO PÓRTICO SIMPLES	177
5.4.1 - QUADRO SÍNTESE DE RESULTADOS	177
5.4.2 - INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ INICIAL	179
5.4.3 - INFLUÊNCIA DO MOMENTO RESISTENTE	183
5.4.4 - INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ PÓS-ELÁSTICA	190
5.4.5 - INFLUÊNCIA DA METODOLOGIA ADOPTADA	194
6 - <u>COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PÓRTICOS COM DIFERENTES TIPOLOGIAS</u>	197
6.1 - CARACTERÍSTICAS DOS PÓRTICOS	199
6.1.1 - CARACTERÍSTICAS DOS PERFIS METÁLICOS	201
6.1.2 - CARREGAMENTO ESTÁTICO E DINÂMICO	202
6.1.3 - ELEMENTOS DE CONTROLO DO MECANISMO GLOBAL DE COLAPSO	202
6.2 - PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO.....	203
6.2.1 - PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DAS LIGAÇÕES	203
6.2.2 - INFLUÊNCIA DE OUTROS PARÂMETROS NO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO.....	204
6.2.2.1 - FREQUÊNCIA PRÓPRIA DOS PÓRTICOS	205
6.2.2.2 - RIGIDEZ DAS VIGAS E DAS COLUNAS	205
6.2.2.3 - CONDIÇÕES DE APOIO	206
6.2.2.4 - EXISTÊNCIA DE ALGUMAS IRREGULARIDADES	206
6.2.3 - INFLUÊNCIA DO TIPO DE PÓRTICO	207
6.3 - RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	209
6.3.1 - QUADROS SÍNTESE DE RESULTADOS	209

6.3.2 - INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ INICIAL	214
6.3.3 - INFLUÊNCIA DO MOMENTO RESISTENTE	220
6.3.4 - INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ PÓS-ELÁSTICA	226
6.3.5 - INFLUÊNCIA DE OUTROS PARÂMETROS	231
6.3.5.1 - FREQUÊNCIA PRÓPRIA DOS PÓRTICOS	231
6.3.5.2 - RIGIDEZ DAS VIGAS E DAS COLUNAS	234
6.3.5.3 - CONDIÇÕES DE APOIO	236
6.3.5.4 - EXISTÊNCIA DE ALGUMAS IRREGULARIDADES	238
6.3.6 - INFLUÊNCIA DO TIPO DE PÓRTICO	240
7 - <u>CONCLUSÕES</u>	243
7.1 - CONCLUSÕES GERAIS	245
7.2 - PERSPECTIVAS DE FUTUROS DESENVOLVIMENTOS	247
<u>REFERÊNCIAS</u>	249

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Geometria dos pórticos analisados	5
Figura 2.1	Esquema da origem de um sismo	12
Figura 2.2	Sismograma tipo	13
Figura 2.3a	Ondas Sísmicas P	14
Figura 2.3b	Ondas Sísmicas S com oscilação vertical e horizontal	14
Figura 2.3c	Ondas Sísmicas L	14
Figura 2.4	Espectro de resposta elástico, tipo-1	21
Figura 2.5	Espectro de resposta elástico, tipo-2	22
Figura 2.6	Discretização da densidade espectral de potência	28
Figura 2.7	Função de Amin-Ang para modulação da série temporal	29
Figura 2.8	Acelerograma para sismo tipo-1	30
Figura 2.9	Acelerograma para sismo tipo-2	30
Figura 2.10	Espectros de resposta: final e pretendido (EC8)	32
Figura 2.11	Acelerograma obtido	32
Figura 2.12	Comparação dos espectros de resposta	33
Figura 2.13	Modelo para um sistema de 1 grau de liberdade	36
Figura 2.14	Diagrama de corpo livre onde se mostram a força de inércia, de amortecimento, na mola e externa	36
Figura 2.15a	Rigidez não-linear	38
Figura 2.15b	Amortecimento não-linear	38
Figura 2.16	Aceleração assumida constante durante o intervalo. Método de Euler-Gauss	41
Figura 2.17	Aceleração assumida com variação linear durante o intervalo. Método de Newmark Beta	41
Figura 2.18a	Modelos estruturais elásto-plásticos. Comportamento plástico geral	45
Figura 2.18b	Modelos estruturais elásto-plásticos. Comportamento elásto-plástico	45
Figura 3.1	Diagramas momento-rotação para diferentes ligações	55
Figura 3.2	Diagrama momento-rotação de uma ligação viga-coluna	56
Figura 3.3	Forças que actuam na ligação	57
Figura 3.4	Possíveis idealizações das curvas momento-rotação	58
Figura 3.5	Diferença entre nó e ligação	59

Figura 3.6	Classificação de ligações pela rigidez rotacional	62
Figura 3.7	Comportamento de ligações de acordo com a rigidez	62
Figura 3.8	Curvas momento-rotação das ligações	63
Figura 3.9	Exemplos de classificação pela rigidez rotacional	64
Figura 3.10	Classificação de ligações pelo momento resistente	65
Figura 3.11	Curvas momento-rotação de ligações viga-coluna	66
Figura 3.12	Zonas críticas a considerar num nó de uma ligação	68
Figura 3.13	Curva força-deformação para componentes com ductilidade limitada	69
Figura 3.14	Aproximação bi-linear da curva força-deformação para componentes com ductilidade limitada	70
Figura 3.15	Curva força-deformação para componentes com ductilidade elevada	70
Figura 3.16	Aproximação bi-linear da curva força-deformação para componentes com ductilidade elevada	71
Figura 3.17	Curva força-deformação para componentes com rotura frágil	71
Figura 3.18	Aproximação bi-linear da curva força-deformação para componentes com rotura frágil	72
Figura 3.19	Modelo T-stub equivalente para ligação viga-coluna com placa de extremidade estendida	72
Figura 3.20	Modos de rotura do T-stub	73
Figura 3.21	Placa de alma suplementar	76
Figura 3.22	Exemplos de reforço da alma com placas transversais	77
Figura 3.23	Braço das forças z para os três tipos de ligação viga-coluna	78
Figura 3.24	Curva força-deformação típica do componente “alma da coluna em compressão”	79
Figura 3.25	Comparação do comportamento força-deformação do componente “alma da coluna em compressão” considerando perfis HEA240 e HEB240	80
Figura 3.26	Dimensões e e m	87
Figura 3.27	Valores de α	88
Figura 3.28	Dimensão m_2	89
Figura 3.29	Placas de protecção posteriores	89
Figura 3.30	Dimensões m_x , w , e_x e b_p	92
Figura 3.31	Dimensão L_b	95
Figura 3.32	Método simplificado para determinação do momento resistente em ligações aparafusadas com duas fiadas em tracção	96
Figura 3.33	Elemento finito JPH3	100
Figura 3.34	Elemento finito BM3	100
Figura 3.35	Tipos e configurações de ligações viga-coluna	102

Figura 3.36	Modelos numéricos dos três tipos de ligações, soldada, aparafusada com placa de extremidade estendida e aparafusada com placa de extremidade rasa	103
Figura 3.37a	Curva momento-rotação da ligação LS-B	105
Figura 3.37b	Curva momento-rotação da ligação LS-PT	105
Figura 3.37c	Curva momento-rotação da ligação LS-PA	106
Figura 3.37d	Curva momento-rotação da ligação LAE-B	106
Figura 3.37e	Curva momento-rotação da ligação LAE-PT	107
Figura 3.37f	Curva momento-rotação da ligação LAE-PA	107
Figura 3.37g	Curva momento-rotação da ligação LAE-PA+PP	108
Figura 3.37h	Curva momento-rotação da ligação LAR-B1	108
Figura 3.37i	Curva momento-rotação da ligação LAR-B2	109
Figura 3.38	Comportamento momento-rotação bi-linear das ligações estudadas e das adoptadas na modelação do pórtico P1a do capítulo 5	110
Figura 3.39	Comportamento momento-rotação bi-linear das ligações estudadas e das adoptadas na modelação dos pórticos do capítulo 6	111
Figura 3.40	Diagrama momento-curvatura definindo o comportamento das 4 classes ..	115
Figura 3.41	Diagrama tensões-extensões do material	124
Figura 3.42	Relação momento-curvatura para $\rho > \frac{s-1}{2}$ (esq.) e $\rho \leq \frac{s-1}{2}$ (dir.)	126
Figura 3.43	Avaliação da rotação última para $\rho > \frac{s-1}{2}$ (esq.) e $\rho \leq \frac{s-1}{2}$ (dir.)	127
Figura 4.1	Pórticos com contraventamento em K	136
Figura 4.2	Espectros de resposta elásticos e de cálculo	139
Figura 4.3	Obtenção do coeficiente de comportamento pela definição geral	148
Figura 4.4	Determinação de q pela teoria de Ballio	149
Figura 4.5	Modelo de comportamento histerético momento-rotação na ligação	150
Figura 4.6	Determinação de q pela metodologia de Ballio	156
Figura 4.7	Mecanismo de rotura global	158
Figura 4.8	Determinação de q pela metodologia de Dubina (Rotações)	159
Figura 4.9	Determinação de q pela metodologia de Dubina (Deslocamentos)	160
Figura 5.1	Geometria do pórtico simples (P1a) usado na análise	165
Figura 5.2	Elemento finito BEAM	166
Figura 5.3	Carregamento do pórtico simples	167
Figura 5.4	Acelerograma aplicado na base dos pórticos	168

Figura 5.5	Comportamento não-linear das ligações	172
Figura 5.6	Elemento finito JSH4	175
Figura 5.7	Elemento finito BTS3	176
Figura 5.8	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento, com $S_{j,pl} = 0$	179
Figura 5.9	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com $S_{j,pl} = 0$	180
Figura 5.10	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com $S_{j,pl} = 0$	181
Figura 5.11	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento, com diferentes valores de $S_{j,pl}$	182
Figura 5.12	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com diferentes valores de $S_{j,pl}$	182
Figura 5.13	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com diferentes valores de $S_{j,pl}$	183
Figura 5.14	Influência da resistência no coeficiente de comportamento, com $S_{j,pl} = 0$.	184
Figura 5.15	Influência da resistência no coeficiente de comportamento, com $S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$	184
Figura 5.16	Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com $S_{j,pl} = 0$	185
Figura 5.17	Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com $S_{j,pl} = 0$	186
Figura 5.18	Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com $S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$	186
Figura 5.19	Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, $S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$	187
Figura 5.20	Influência da resistência no coeficiente de comportamento, com diferentes valores de $S_{j,ini}$ e $S_{j,pl}$	188
Figura 5.21	Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com diferentes valores de $S_{j,ini}$ e $S_{j,pl}$	189
Figura 5.22	Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com diferentes valores de $S_{j,ini}$ e $S_{j,pl}$	189

Figura 5.23	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento, com $S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$	190
Figura 5.24	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com $S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$	191
Figura 5.25	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com $S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$	191
Figura 5.26	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento, com diferentes valores de M_j e $S_{j,ini}$	192
Figura 5.27	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com diferentes valores de M_j e $S_{j,ini}$	193
Figura 5.28	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com diferentes valores de M_j e $S_{j,ini}$	193
Figura 5.29	Influência da metodologia adoptada	194
Figura 6.1	Geometria dos pórticos analisados	199
Figura 6.2	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento do pórtico P3x1a	215
Figura 6.3	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2a	215
Figura 6.4	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2b	216
Figura 6.5	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2c	216
Figura 6.6	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento do pórtico P6x2a	217
Figura 6.7	Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento do pórtico P6x3a	217
Figura 6.8	Aumento da capacidade de rotação das ligações com $S_{j,pl} = 0$	219
Figura 6.9	Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P3x1a	220
Figura 6.10	Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2a	221
Figura 6.11	Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2b	221

Figura 6.12	Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2c	222
Figura 6.13	Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P6x2a	222
Figura 6.14	Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P6x3a	223
Figura 6.15	Capacidade de rotação das ligações ($S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$ e $S_{j,pl} = 0$)	225
Figura 6.16	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P3x1a	226
Figura 6.17	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2a	227
Figura 6.18	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2b	227
Figura 6.19	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2c	228
Figura 6.20	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P6x2a	228
Figura 6.21	Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P6x3a	229
Figura 6.22	Comparação dos momentos últimos das ligações com diferentes rigidezes pós-elástica	231
Figura 6.23	Influência da massa e da frequência própria da estrutura no coeficiente de comportamento, para o <i>SLS</i>	232
Figura 6.24	Influência da massa e da frequência própria da estrutura no coeficiente de comportamento, para o <i>DLS</i>	232
Figura 6.25	Influência da massa e da frequência própria da estrutura no coeficiente de comportamento, para o <i>ULS</i>	233
Figura 6.26	Influência da rigidez das vigas	235
Figura 6.27	Influência da rigidez das colunas	235
Figura 6.28	Influência das condições de apoio	237
Figura 6.29	Influência das condições de apoio	237
Figura 6.30	Influência da variação da altura do 1º piso	238
Figura 6.31	Influência da irregularidade do pórtico P3-2x2a	239
Figura 6.32	Influência do tipo de pórtico, para o <i>SLS</i>	240
Figura 6.33	Influência do tipo de pórtico, para o <i>DLS</i>	241
Figura 6.34	Influência do tipo de pórtico, para o <i>ULS</i>	241

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1	Classes de classificação do subsolo	17
Quadro 2.2	Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico tipo-1	22
Quadro 2.3	Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico tipo-2	22
Quadro 2.4	Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico vertical	24
Quadro 2.5	Parâmetros usados na simulação dos sismogramas.....	29
Quadro 3.1	Tipos de modelação de ligações	61
Quadro 3.2	Valores limites de rigidez para a classificação de ligações	61
Quadro 3.3	Valores de $b_{eff,c,wc}$	81
Quadro 3.4	Tipos e configurações de ligações viga-coluna	101
Quadro 3.5	Características das ligações viga-coluna	101
Quadro 3.6	Características geométricas das ligações viga-coluna	101
Quadro 3.7	Classificação das ligações em relação à resistência	104
Quadro 3.8	Classificação das ligações em relação à rigidez rotacional	104
Quadro 3.9	Comparação de resultados	109
Quadro 3.10	Resistências das secções transversais à flexão e análise global da estrutura	116
Quadro 3.11	Relações largura/espessura máximas, para almas comprimidas, retirado do Eurocódigo 3	117
Quadro 3.12	Relações largura/espessura máximas, para elementos internos do banzo comprimidos, retirado do Eurocódigo 3	118
Quadro 3.13	Relações largura/espessura máximas, para banzos salientes comprimidos, retirado do Eurocódigo 3	119
Quadro 3.14	Relações largura/espessura máximas, para cantoneiras e secções tubulares comprimidas, retirado do Eurocódigo 3	120
Quadro 3.15	Relações largura/espessura máximas, para elementos comprimidos, retirado das recomendações da <i>ECCS</i>	121
Quadro 3.16	Classe de secção transversal requerida	122
Quadro 3.17	Classes de ductilidade	122
Quadro 3.18	Características geométricas dos perfis	130

Quadro 3.19	Parâmetros característicos dos pórticos	131
Quadro 3.20	Resultados para a determinação de R	132
Quadro 3.21	Resultados para a determinação de θ_y e θ_u	132
Quadro 4.1	Valores de referência dos coeficientes de comportamento para diferentes tipos de estruturas metálicas	140
Quadro 4.2	Valores limites associados ao nível de performance e aos estados limites ..	162
Quadro 5.1	Características geométricas e do material dos perfis metálicos	166
Quadro 5.2	Valores standard da rigidez inicial adoptados	172
Quadro 5.3	Valores de M_j , $S_{j,ini}$ e $S_{j,pl}$	174
Quadro 5.4	Resultados do pórtico P1a	177
Quadro 6.1	Frequências próprias dos pórticos	200
Quadro 6.2	Características geométricas dos perfis metálicos	201
Quadro 6.3	Valores de M_j , $S_{j,ini}$ e $S_{j,pl}$	204
Quadro 6.4	Rigidezes e momentos resistentes dos perfis IPE	204
Quadro 6.5	Resultados do pórtico P3x1a	209
Quadro 6.6	Resultados do pórtico P3x2a	210
Quadro 6.7	Resultados do pórtico P3x2b	210
Quadro 6.8	Resultados do pórtico P3x2c	211
Quadro 6.9	Resultados do pórtico P6x2a	211
Quadro 6.10	Resultados do pórtico P6x3a	212
Quadro 6.11	Resultados dos pórticos P3x2d e P3x2dc	212
Quadro 6.12	Resultados dos pórticos P3x2e e P3x2f	213
Quadro 6.13	Resultados dos pórticos P3x2g e P3x2h	213
Quadro 6.14	Resultados dos pórticos P3x2i e P3x2j	213
Quadro 6.15	Resultados do pórtico P3-2x2	214
Quadro 6.16	Percentagens da variação do factor q com a duplicação de $S_{j,ini}$	218
Quadro 6.17	Valores da rotação de cedência, θ_y , das ligações	219
Quadro 6.18	Percentagens da variação do factor q com a diminuição para metade de M_j	224
Quadro 6.19	Resultados expressos na fig. 6.15	226
Quadro 6.20	Percentagens da variação do factor q com o aumento de 10 vezes de $S_{j,pl}$	230

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

A - área; área da secção transversal.

A_i - amplitude da função harmónica.

A_s - área do núcleo do parafuso.

A_{vc} - área de corte da secção da coluna.

$A_{v,z}$ - área de corte da secção segundo o eixo Z .

$A_{v,y}$ - área de corte da secção segundo o eixo Y .

A_w - área da alma.

$B_{p,Rd}$ - resistência ao punçoamento da cabeça do parafuso e da porca.

C - amortecimento; parâmetro da função de Amin-Ang.

C_u - resistência ao corte.

$DS_e(T)$ - ordenada do espectro de resposta elástico relativo a deslocamentos.

E - módulo de elasticidade; energia libertada pela rotura geológica.

E_h - módulo de endurecimento.

E_r - módulo de elasticidade reduzido.

F - força externa.

$F(t)$ - função de força externa.

$F_{c,fb,Rd}$ - resistência à compressão da alma e banzo da viga.

$F_{c,wc,Rd}$ - resistência da ligação à compressão transversal.

F_D - força de amortecimento.

$F_D(t)$ - função de força de amortecimento.

$F_{fc,Rd}$ - resistência à flexão do banzo da coluna.

F_i^{dyn} - vector força dinâmica.

F_i^{ext} - vector força externa.

F_i^{int} - vector força interna.

F_I - força de inércia.

$F_I(t)$ - função de força de inércia.

F_{Rd} - capacidade resistente ou nível máximo de força do componente.

F_S - força de rigidez.

$F_S(t)$ - função de força de rigidez.

$F_{T,Rd}$ - força de tracção resistente dos modos de rotura do T-stub equivalente.

$F_{t,Rd}$ - resistência à tracção de um parafuso.

$F_{t,wb,Rd}$ - resistência à tracção da alma da viga.

$F_{t,wc,Rd}$ - resistência da alma da coluna sujeita a tracção transversal.

$F_{1,Rd}$ - força na fiada de parafusos externa aos banzos da viga.

$F_{2,Rd}$ - força na fiada de parafusos interna aos banzos da viga.

I - momento de inércia da secção real.

I_b - momento de inércia da secção da viga.

I_c - momento de inércia da secção da coluna.

I_e - momento de inércia da secção de dois banzos.

I_t - momento de inércia torcional ou constante de torção.

I_Z - momento de inércia em torno do eixo Z.

I_Y - momento de inércia em torno do eixo Y.

I_w - constante de empenamento.

K - rigidez.

K_b - rigidez de flexão da viga.

K_e - rigidez elástica do componente.

K_p - rigidez plástica do componente.

L - distância entre a secção de momento máximo e a secção de momento nulo.

L_b - comprimento da viga; comprimento de alongamento do parafuso.

L_c - comprimento da coluna.

L_x - dimensão em planta da estrutura na direcção X.

L_y - dimensão em planta da estrutura na direcção Y.

M - momento flector; magnitude de um sismo; massa.

$M_{b,pl,Rd}$ - momento flector plástico resistente da viga.

$M_{bp,Rd}$ - momento flector resistente das placas posteriores de reforço.

$M_{c,pl,Rd}$ - momento flector plástico resistente da coluna.

$M_{c,Rd}$ - momento flector resistente da secção da viga.

$M_{el,Rd}$ - momento flector elástico resistente.

M_j - momento flector da ligação.

$M_{j,Ed}$ - momento flector de dimensionamento da ligação.

$M_{j,Rd}$ - momento flector resistente da ligação.

M_p - momento flector plástico.

$M_{pl,fc,Rd}$ - momento flector plástico resistente do banzo da coluna.

$M_{pl,Rd}$ - momento flector plástico resistente.

$M_{pl,st,Rd}$ - momento flector plástico resistente do enrijecedor.

M_{Rd} - momento flector resistente.

$M_{o,Rd}$ - momento flector resistente para secções de classe 4.

N - esforço axial.

N_{Ed} - esforço axial de dimensionamento.

$N_{pl,Rd}$ - esforço axial plástico resistente.

N_{Sd} - esforço axial de dimensionamento.

N_{SPT} - número de pancadas no teste *SPT*.

N_y - esforço axial de cedência.

N_0 - cargas axiais externas.

Pl - índice de plasticidade.

R - capacidade de rotação de um elemento; vector residual.

tR - vector função de força.

R_L - reacção das lajes.

R_V - reacção das vigas.

S - parâmetro do solo.

$S_d(T)$ - ordenada do espectro de resposta horizontal de cálculo.

$S_e(T)$ - ordenada do espectro de resposta elástico horizontal.

S_j - rigidez rotacional da ligação.

$S_{j,ini}$ - rigidez inicial da ligação.

$S_{j,pl}$ - rigidez pós-elástica da ligação.

$S_{ve}(T)$ - ordenada do espectro de resposta elástico vertical.

$S(\Omega)$ - densidade espectral de potência.

T - período de vibração de um sistema linear com 1 grau de liberdade.

T_B - limite da ramificação da constante espectral de aceleração.

T_C - limite da ramificação da constante espectral de aceleração.

T_D - valor que define o início do ramo de deslocamento constante do espectro.

T_s - período da parte estacionária do acelerograma.

V - esforço transversal.

V_s - velocidade de corte.

V_{sd} - esforço transversal de cálculo.

$V_{S,30}$ - velocidade média de propagação das ondas de corte.

$V_{pl,Rd}$ - esforço transversal plástico resistente.

$V_{wp,add,Rd}$ - resistência adicional da ligação ao corte devido a placas transversais.

$V_{wp,Rd}$ - resistência da ligação ao corte.

Z - módulo de flexão plástico.

Y - vector de deslocamento.

\dot{Y} - vector de velocidade.

\ddot{Y} - vector de aceleração.

W_c - deformação correspondente à rotura do componente.

W_{eff} - módulo de flexão efectivo para secções de classe 4.

W_{el} - módulo de flexão elástico.

W_{pl} - módulo de flexão plástico.

W_y - deformação correspondente ao início da plastificação do componente.

Letras minúsculas latinas

a - espessura efectiva da solda; aceleração; amplificação do valor de pico do acelerograma.

a_b - espessura efectiva da solda da ligação viga-coluna.

a_c - espessura efectiva da solda da ligação banzo-alma.

a_g - valor de cálculo da aceleração horizontal na base.

a_{gR} - aceleração máxima nominal na base em rocha ou solo rijo.

a_m - amplitude última da aceleração correspondente ao mecanismo de rotura global.

a_p - espessura efectiva da solda da ligação da placa de extremidade à viga.

a_R - parâmetro do amortecimento.

a_s - amplificação correspondente ao atingir do *SLS*.

a_u - aceleração máxima do terreno que provoca o colapso da estrutura; amplificação correspondente ao critério de rotura da estrutura.

a_{vg} - valor de cálculo da aceleração vertical na base.

a_y - aceleração máxima do terreno que provoca a cedência num elemento da estrutura; amplificação correspondente à entrada em cedência de determinada secção.

$a_{0(i)}$ - vector de aceleração do terreno.

a_θ - amplitude última da aceleração correspondente ao total esgotamento da ductilidade rotacional local, atendendo à rotação plástica última dos elementos, ou seja, ao atingir do *ULS*.

a_Δ - amplitude última da aceleração correspondente ao total esgotamento da ductilidade global limite, em termos de deslocamentos inter-pisos, ou seja, ao atingir do *DLS*.

b - largura.

$b_{eff,b,fc}$ - largura efectiva do banzo da coluna em flexão.

$b_{eff,c,wc}$ - largura efectiva da alma da coluna em compressão.

$b_{eff,t,wb}$ - largura efectiva da alma da viga em tracção.

$b_{eff,t,wc}$ - largura efectiva da alma da coluna em tracção.

b_f - largura do banzo.

b_{fb} - largura do banzo da viga.

b_p - largura da placa de extremidade.

b_R - parâmetro do amortecimento.

b_s - largura da placa de reforço da alma.

c - amortecimento; largura do banzo saliente.

c_i - coeficiente de amortecimento.

d - altura da parte direita da secção da alma.

d_c - altura efectiva da alma da coluna.

d_g - deslocamento máximo na base.

d_i - deslocamento no instante i .

d_m - diâmetro médio (entre círculos inscrito e circunscrito) da cabeça do parafuso e da porca.

d_s - distância entre os centros dos enrijecedores (compressão e tracção).

d_y - deslocamento elástico limite.

d_w - altura da alma.

d_{wc} - altura da secção da alma da coluna.

d_{we} - comprimento efectivo da alma.

e - dimensão do T-stub.

e_x - dimensão da placa de extremidade.

e_{ox} - distância entre os centros de rigidez e de massa do pavimento na direcção x .

e_1 - dimensão do T-stub.

f - frequência.

f_u - tensão última.

f_{ub} - tensão de rotura à tracção do parafuso.

$f_{u,fb}$ - tensão resistente última do banzo da viga.

f_y - tensão de cedência.

$f_{y,bp}$ - tensão de cedência das placas posteriores de reforço.

$f_{y,fb}$ - tensão de cedência do banzo da viga.

$f_{y,fc}$ - tensão de cedência do banzo da coluna.

$f_{y,wb}$ - tensão de cedência da alma da viga.

$f_{y,wc}$ - tensão de cedência da alma da coluna.

g - aceleração da gravidade.

h - altura da secção; altura da secção real.

h_b - altura da secção da viga.

h_c - altura da secção da coluna.

h_e - altura da secção idealizada de dois banzos.

k - rigidez; factor de modificação dos espectros de resposta; número da iteração.

k_{eq} - coeficiente de rigidez equivalente.
 k_i - coeficiente de rigidez da mola de um sistema de 1 grau de liberdade.
 \bar{k}_i - constante efectiva da mola.
 k_{wc} - factor de redução.
 $k_1, k_2, k_3, k_4, k_5, k_7, k_8, k_{10}$ - coeficientes de rigidez dos componentes.
 l_{eff} - comprimento efectivo do T-stub equivalente.
 Σl_{eff} - comprimento efectivo total do T-stub equivalente.
 $l_{eff,cp}$ - comprimento efectivo do T-stub equivalente do padrão de rotura circular.
 $l_{eff,nc}$ - comprimento efectivo do T-stub equivalente do padrão de rotura não-circular.
 l_s - raio de giração no plano do pavimento.
 m - massa; dimensão do T-stub; multiplicador do acelerograma.
 m_e - multiplicador correspondente à primeira plastificação de um elemento estrutural.
 m_l - multiplicador correspondente à situação limite de eficiência da estrutura.
 m_x - dimensão da placa de extremidade.
 m_2 - dimensão do T-stub.
 n - dimensão do T-stub.
 p - dimensão do T-stub.
 q - coeficiente de comportamento.
 q_a - coeficiente de comportamento relativo a aceleração.
 q_{Ball} - coeficiente de comportamento considerando o método de Ballio.
 q_{Dub} - coeficiente de comportamento considerando a metodologia de Dubina.
 q_s - coeficiente de comportamento considerando o *SLS*.
 q_u - coeficiente de comportamento considerando o *ULS*.
 q_v - coeficiente de comportamento relativo a deslocamentos.
 q_{Δ} - coeficiente de comportamento considerando o *DLS*.
 r_c - raio da concordância alma-banzo da coluna.
 r_i - vector das forças de reacção produzidas pela estrutura.
 r_x - raio de torção do pavimento.
 s - parâmetro de $b_{eff,c,wc}$; tensão de encurvadura local adimensional.

s_p - comprimento obtido por dispersão de 45° através da placa de extremidade.

t - tempo; espessura.

t_{bp} - espessura das placas posteriores de reforço.

t_f - espessura do banzo; espessura do banzo do T-stub equivalente.

t_{fb} - espessura do banzo da viga.

t_{fc} - espessura do banzo da coluna.

t_i - instante de tempo i .

t_p - espessura da chapa sob a cabeça do parafuso ou sob a porca.

t_w - espessura da alma.

t_{wb} - espessura da alma da viga.

t_{wc} - espessura da alma da coluna.

$t_{w,eff}$ - espessura efectiva da alma quando reforçada.

z - braço das forças.

y - deslocamento.

\dot{y} - velocidade.

\ddot{y} - aceleração.

y_i - vector de deslocamento.

\dot{y}_i - vector de velocidade.

\ddot{y}_i - vector de aceleração.

$y(t)$ - função deslocamento.

$\dot{y}(t)$ - função velocidade.

$\ddot{y}(t)$ - função aceleração.

$\ddot{y}_{G_j}(t)$ - aceleração num dado instante t .

w - dimensão da placa de extremidade.

Caracteres do alfabeto grego

α - parâmetro do comprimento efectivo do T-stub equivalente; parâmetro do algoritmo.

α_i - ângulo de fase.

α_u - multiplicador do coeficiente de comportamento.

α_1 - multiplicador do coeficiente de comportamento.

β - factor limite inferior para o espectro; parâmetro de transformação; parâmetro do algoritmo.

$\delta_{máx,100}$ - deslocamento máximo registado no sismógrafo.

ε_h - deformação correspondente ao início do endurecimento.

ε_y - deformação de cedência.

ϕ - rotação.

ϕ_{Cd} - capacidade de rotação.

γ - parâmetro do algoritmo.

γ_I - factor de importância.

γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança.

γ_{M1} - coeficiente parcial de segurança.

γ_{M2} - coeficiente parcial de segurança.

η - coeficiente de correcção do amortecimento; coeficiente de ductilidade.

$\theta_{a\Delta}$ - rotação efectiva na ligação correspondente à amplificação que atinge o *DLS*.

θ_u - rotação plástica de colapso, de rotura ou última.

θ_y - rotação elástica limite ou rotação de cedência.

λ_f - parâmetro de esbelteza do banzo.

$\bar{\lambda}_p$ - esbelteza adimensional da alma.

λ_w - parâmetro de esbelteza da alma.

λ_1, λ_2 - parâmetros do comprimento efectivo do T-stub equivalente.

μ - relação de rigidezes; capacidade dúctil.

ν - deslocamento.

ν_u - deslocamento último.

ν_y - deslocamento elástico limite; deslocamento máximo ao nível dos pisos correspondente à amplificação a_y .

ρ - factor de redução devido à encurvadura da alma; carga axial externa adimensional.

σ^2 - valor médio quadrático ou variância.

$\sigma_{com,Ed}$ - máxima tensão longitudinal de compressão na coluna.

σ_u - tensão última.

σ_y - tensão de cedência.

Ψ - coeficiente.

χ_h - curvatura correspondente ao início do endurecimento.

χ_y - curvatura de cedência.

ω , ω_1 e ω_2 - factores de redução.

Δt - intervalo de tempo.

ΔF_D - incremento de força de amortecimento.

ΔF_I - incremento de força de inércia.

ΔF_e - incremento de força externa.

$\Delta \bar{F}_i$ - força efectiva incremental.

ΔF_S - incremento de força de rigidez.

ΔY - incremento do vector de deslocamento.

Δy_i - incremento de deslocamento.

$\Delta \dot{y}_i$ - incremento de velocidade.

$\Delta \ddot{y}_i$ - incremento de aceleração.

ABREVIATURAS

AISC - American Institute of Steel Construction

DEP - Densidade Espectral de Potência

DLS - Estado Limite de Acumulação de Danos

EC3 - Eurocódigo 3

EC8 - Eurocódigo 8

ECCS - European Convention for Constructional Steel Work

RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

SLS - Estado Limite de Serviço

SPT - Standard Penetration Test

prEN - Projecto de Norma Europeia

PSD-T - Teste Pseudo-Dinâmico

ULS - Estado Limite Último

CAPÍTULO - 1

INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

A verificação de segurança das estruturas dos edifícios à acção sísmica é feita, nos casos correntes, com base em análise estrutural elástica e em espectros de resposta de cálculo. Estes espectros de resposta são obtidos dos espectros lineares através da introdução do coeficiente de comportamento, q , também designado por vezes como “factor de redução da acção sísmica”. Este coeficiente de comportamento, depende, em parte, da ductilidade ou capacidade de deformação da estrutura. Assim, a verificação de segurança de pórticos é feita através da verificação da resistência dos elementos estruturais, vigas e pilares, incluindo as suas ligações, garantida que esteja a ductilidade necessária à formação do mecanismo pós-elástico de dissipação.

A utilização do coeficiente de comportamento para efeitos de projecto tem em vista evitar o recurso à análise não-linear, tendo em conta que a capacidade de uma estrutura resistir às acções sísmicas em regime não-linear é tida em consideração ao possibilitar-se o seu dimensionamento para esforços inferiores aos inerentes a uma análise elástica linear. Além disso, a importância do coeficiente de comportamento prende-se também com o facto de, a um determinado valor desse coeficiente, corresponder um determinado nível de ductilidade exigido à estrutura, que esta terá de satisfazer.

A crescente utilização de estruturas metálicas na construção de edifícios implicou que se tenham desenvolvido métodos de análise plástica cada vez mais sofisticados e rigorosos, que aproximam o comportamento da estrutura do seu comportamento real. O desenvolvimento da análise não-linear de estruturas metálicas permitiu que se introduzisse nessa análise o comportamento semi-rígido das ligações, mais aproximado do seu comportamento real, alterando assim o conceito de que esse comportamento ou se considerava infinitamente rígido ou rotulado.

Por outro lado, a análise global de estruturas requer o conhecimento das propriedades dos elementos constituintes da estrutura, nomeadamente membros e ligações. Neste propósito, a Norma Europeia prEN-1993, designada por Eurocódigo 3 (EC3) “Dimensionamento de estruturas de aço”, na sua Parte 1.8 “Dimensionamento de ligações” [19], indica modelos numéricos e mecânicos para a determinação das características de comportamento das ligações metálicas, nomeadamente rigidez e resistência, a partir da determinação do comportamento individual de cada componente

da ligação (“método dos componentes”), assim como, estabelece valores limite destes parâmetros que permitem a sua classificação.

A Norma Europeia prEN-1998, Eurocódigo 8 (*EC8*) “Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes”, na sua Parte 1 “Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios” [12] [27], indica espectros de resposta de cálculo para definir a acção sísmica, assim como apresenta valores de referência do coeficiente de comportamento, q , em função do tipo de estrutura em pórtico e da sua classe de ductilidade. De facto, estes valores de referência não dependem da tipologia da ligação entre elementos nem da sua classe de resistência ou de rigidez. No entanto as características das ligações podem influenciar o comportamento global da estrutura e, consequentemente, o seu coeficiente de comportamento.

Atendendo à inexistência de resultados definitivos sobre a importância do comportamento das ligações na determinação do coeficiente de comportamento, e à não definição por parte da regulamentação existente, nomeadamente o *EC8*, em relação a este assunto, elaborou-se este estudo no intuito de relacionar a variação das características de comportamento não-linear das ligações metálicas com o valor do coeficiente de comportamento.

1.2 - OBJECTIVOS E METODOLOGIA DO ESTUDO PARAMÉTRICO

O objectivo principal deste estudo paramétrico consistiu em determinar coeficientes de comportamento de pórticos metálicos com ligações semi-rígidas. Justifica-se a escolha deste tipo de ligação pelo facto da maior parte das ligações viga-coluna apresentarem um comportamento entre o rígido e o rotulado. De salientar, que o estudo efectuado não foi conduzido com o objectivo concreto de determinar valores exactos de coeficientes de comportamento em estruturas metálicas, mas sim avaliar, de forma relativa, a influência da variação de determinados parâmetros no valor desse coeficiente.

Consideraram-se 6 pórticos com diferentes geometrias, indicados na fig. 1.1, nos quais varia o número de pisos e de tramos. Devido aos efeitos de 2ª ordem, a que estes tipos de pórticos são susceptíveis, adoptou-se uma análise elásto-plástica de 2ª ordem geometricamente não-linear. Para obtenção dos coeficientes de comportamento foram consideradas duas metodologias: Uma baseada em níveis de ductilidade (Metodologia de Ballio) e a outra estabelecendo estados limites baseados em níveis de performance, nomeadamente a capacidade de rotação dos elementos e os deslocamentos inter-pisos (Metodologia de Dubina).

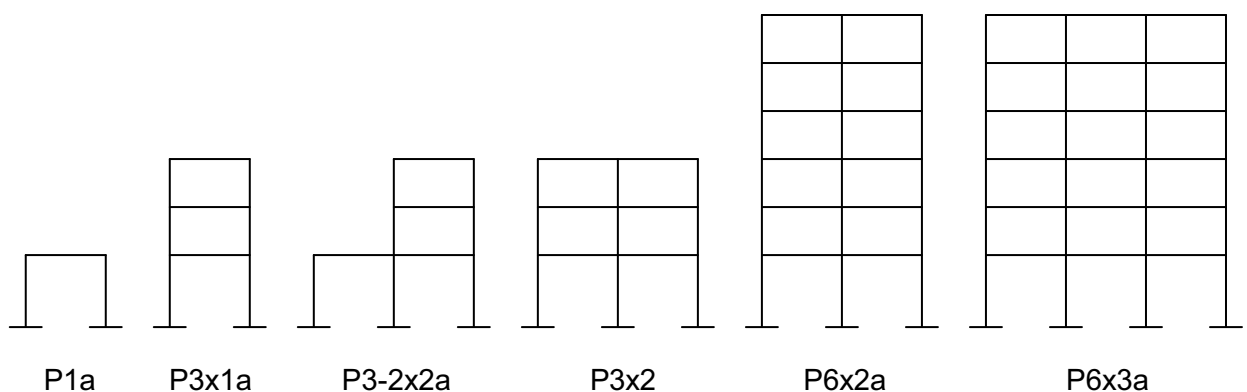


Figura 1.1 - Geometria dos pórticos analisados

Constituiu também objectivo do estudo a determinação das relações momento-curvatura de ligações metálicas viga-coluna de utilização mais corrente (soldadas e aparafusadas com placa de extremidade), posteriormente adoptadas no estudo dos

pórticos. A caracterização do comportamento destas ligações metálicas baseou-se no anteriormente referido “método dos componentes”, preconizado na Parte 1.8 do *EC3* [19], recorrendo a métodos analíticos e a modelos numéricos de elementos finitos.

1.3 - ESTRUTURAÇÃO DA APRESENTAÇÃO DO ESTUDO

A apresentação deste trabalho de investigação encontra-se organizada em sete capítulos principais, cujos conteúdos se descrevem sumariamente nos parágrafos seguintes:

No Capítulo-1 referem-se algumas considerações relacionadas com a necessidade de estudar o comportamento de pórticos metálicos com ligações de comportamento semi-rígido sujeitos à acção dos sismos, bem como os objectivos do estudo e a síntese da apresentação do estudo;

No Capítulo-2, em que se pretende abordar os aspectos relacionados com o comportamento sísmico de estruturas metálicas, apresentam-se as bases de cálculo sísmico, com realce para a descrição do fenómeno sísmico, para a caracterização da acção sísmica, em que se destaca a definida pelo *EC8*, e dos aspectos fundamentais do comportamento de estruturas quando sujeitas a este tipo de acção e para o método usado para gerar acelerogramas artificiais a partir de densidades espectrais de potência. Neste mesmo capítulo faz-se uma descrição de alguns métodos de análise dinâmica de estruturas, com especial incidência na análise no domínio do tempo em regime não-linear, e descrevem-se as principais características do algoritmo do programa de elementos finitos “LUSAS” [25] utilizado no estudo;

No Capítulo-3 são caracterizadas e classificadas, segundo as indicações do *EC3*, as ligações metálicas e avaliadas as propriedades geométricas e físicas dos elementos estruturais. Para analisar as ligações são apresentados modelos numéricos não-lineares, baseados no “método dos componentes”, que permitem determinar as suas características de comportamento, traduzido por diagramas momento-rotação bi-lineares. Para a análise dos elementos estruturais apresenta-se um método, desenvolvido por Mazzolani e Piluso [39], que permite avaliar a sua capacidade de rotação em flexão;

No Capítulo-4 é definido o conceito de coeficiente de comportamento. São apresentados os valores indicados no *EC8* e a sua relação com os diversos tipos estruturais, apresentam-se diversas metodologias para o cálculo desses coeficientes e, por último, explica-se de forma pormenorizada o desenvolvimento das metodologias adoptadas no estudo, nomeadamente os métodos de Ballio e de Dubina, e definem-se os estados limites a considerar;

No capítulo-5 é abordado e são apresentados resultados da análise do comportamento sísmico de uma estrutura em pórtico com apenas um tramo e um piso (ver pórtico P1a na fig. 1.1) com o objectivo de avaliar a influência dos parâmetros relativos às ligações, resistência e rigidezes, inicial e pós-elástica, sobre o seu coeficiente de comportamento. Nesta parte do estudo, para estes parâmetros, adoptaram-se valores típicos de ligações rígidas, semi-rígidas, rotuladas, de resistência parcial e de resistência total. Para a determinação dos coeficientes de comportamento são aplicadas duas diferentes metodologias, Ballio e Dubina, permitindo comparar os resultados de ambas;

De forma semelhante ao anterior capítulo, no Capítulo-6, são apresentados os resultados da análise do comportamento sísmico de pórticos, mas de diferentes tipologias (pórticos com mais pisos e mais tramos, ver fig. 1.1), mas em que se usaram somente ligações de comportamento semi-rígido e de resistência parcial. Também neste capítulo, é apresentado o estudo da influência no coeficiente de comportamento da variação de outros parâmetros, como por exemplo: a variação da massa dos pisos e da frequência própria da estrutura; a mudança das condições de apoio; o aumento e diminuição da rigidez, quer das colunas quer das vigas; a existência de algumas irregularidades estruturais e a variação da geometria estrutural dos pórticos. Nesta parte do estudo só foi aplicada a “metodologia de Dubina” para obter os coeficientes de comportamento;

O Capítulo-7 finaliza o trabalho. Nele estabelecem-se conclusões gerais do estudo efectuado e sugerem-se algumas perspectivas de futuros desenvolvimentos na mesma área.

CAPÍTULO - 2

BASES DE CÁLCULO SÍSMICO

2.1 - DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

2.1.1 - INTRODUÇÃO

A Engenharia Sísmica é um ramo da Engenharia que tem como objectivo fundamental estudar o efeito da acção dos sismos no comportamento das estruturas, necessitando, para isso, dos resultados fornecidos pela Sismologia, fundamentais para a caracterização e quantificação daquela acção.

Por seu lado a Sismologia é a ciência que estuda o fenómeno sísmico, procurando, fazer a previsão da sua ocorrência, analisar as suas causas e as formas de propagação, determinar a sua origem e intensidade, etc., recorrendo a diversos parâmetros que o caracterizam.

Portanto, será então necessário, para a caracterização da acção sísmica, definir no próximo ponto, de forma sumária, alguns conceitos elementares do âmbito da Sismologia.

2.1.2 - O FENÓMENO SÍSMICO

Os sismos são um dos fenómenos naturais que desde sempre afectaram a Humanidade e que ocorrem de forma imprevisível no tempo e no espaço. Este tipo de acontecimento provoca um grande impacto humano, social, económico e até político, cujas consequências são em muitas regiões da Terra, difíceis de prever e que é necessário reduzir o mais possível.

O risco sísmico é variável de acordo com a zona do Globo Terrestre em consideração, situando-se Portugal Continental e algumas Ilhas do Arquipélago dos Açores em zonas de risco.

O sismo resulta de uma rotura no interior da crosta terrestre (ver fig. 2.1), antecedida de uma fase de acumulação de energia devida à impossibilidade das várias placas tectónicas da crosta se movimentarem livremente. Quando as tensões provocadas são superiores à solidez do material constituinte, há a libertação brusca de grande quantidade de energia acumulada, provocando um movimento repentino e violento, com irradiação de vibrações que se propagam sob a forma de ondas sísmicas de diferentes tipos. Este fenómeno natural pode ser mais ou menos violento, fazendo variar a

quantidade de energia libertada e as vibrações que são transmitidas às áreas circundantes.

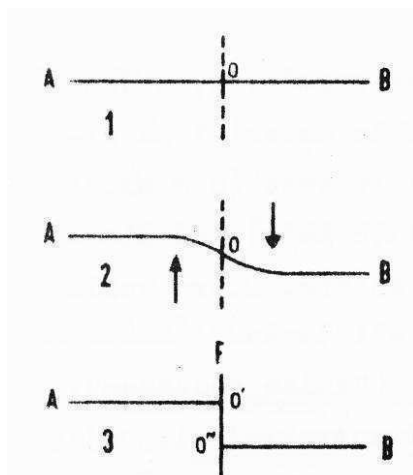


Figura 2.1 - Esquema da origem de um sismo (retirado de [49])

1 - Estado normal; 2 - Tensão antes da rotura; 3 - Estado depois da rotura

Geralmente, os sismos devem-se a movimentos ao longo de falhas geológicas (sismos tectónicos interplacas), que são descontinuidades existentes entre as diversas placas tectónicas da superfície terrestre, mas, podem também ser desencadeados por falhas existentes no interior das próprias placas tectónicas (sismos intraplacas), pela actividade vulcânica (sismos vulcânicos), desabamento de cavernas subterrâneas e, muito raramente, por deslocamentos superficiais de terreno.

As falhas, fracturas na crosta terrestre, são as estruturas geológicas que mais facilmente poderão originar novos sismos, devido a serem zonas de menor resistência. Só algumas falhas, das milhares existentes, devido à sua configuração e geometria, são potencialmente originadoras de grandes libertações de energia, ou seja de provocarem sismos de grande violência.

Quando a actividade sísmica é gerada nos oceanos, pode ser acompanhada por maremotos ou “tsunamis”, que dão origem à formação de vagas gigantes, provocando grandes destruições nas regiões da orla costeira e ribeirinhas, em especial nas estruturas aí existentes.

A extensão e efeitos de um sismo dependem da distância do foco (hipocentro), local de origem do sismo a partir do qual se expande em círculo no plano da falha, ao epicentro (local situado perpendicularmente ao foco, na superfície terrestre), da distância

do local ao epicentro (distância epicentral), da composição e do estado das rochas, etc. Os sismos com epicentro próximo, têm um carácter mais impulsivo e uma duração menor, que os sismos com epicentro afastado, em que as vibrações aumentam gradualmente e a sua duração é superior.

As vibrações sísmicas têm expressão diversa consoante o local em que nos encontramos, mas também consoante o tipo de sismo. Assim, num edifício, quanto mais alto estivermos mais intensamente sentimos essas vibrações. A vibração sísmica é acompanhada muitas vezes por um ruído proveniente do fenómeno de propagação. Os edifícios ao se deformarem também causam ruído.

As ondas sísmicas geradas no foco propagam-se à distância em todas as direcções pondo em movimento vibratório as zonas por onde vão passando. Existem três tipos de ondas, P, S e L com diferentes actuações no tempo durante a ocorrência de um sismo, como exemplifica o sismograma da fig. 2.2.

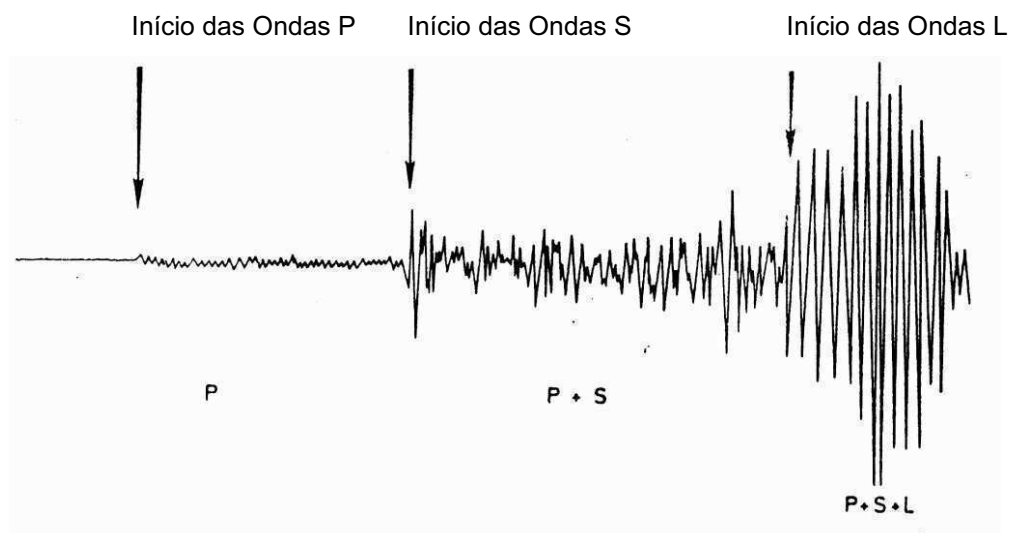


Figura 2.2 - Sismograma tipo (adaptado de [49])

- Ondas P, primárias, que são as mais rápidas. Propagação por dilatação e compressão do material na direcção do seu percurso (fig. 2.3a).
- Ondas S, secundárias, com metade da velocidade das ondas P. Propagação por movimentos perpendiculares do material à direcção do percurso, apenas num meio elástico. Não se propagam num meio líquido (fig. 2.3b).
- Ondas L, resultam da chegada e da sobreposição das ondas P e S na superfície

da terra, com caracter especial da oscilação. Têm grandes amplitudes e baixas velocidades, marcam o máximo de um sismo, causam movimentos violentos no solo, com destruições. Com a chegada das ondas L termina um dado sismo (fig. 2.3c).

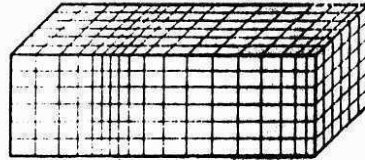


Figura 2.3a - Ondas Sísmicas P (adaptado de [49])

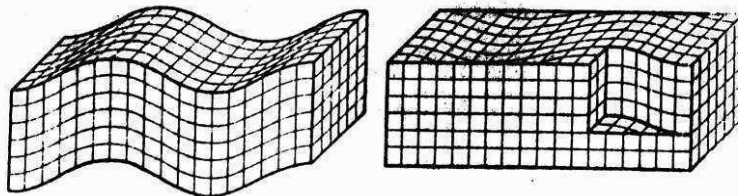


Figura 2.3b - Ondas Sísmicas S com oscilação vertical e horizontal (adaptado de [49])

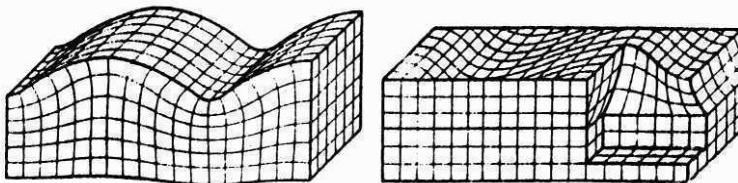


Figura 2.3c - Ondas Sísmicas L (adaptado de [49])

Em média são registados anualmente cerca de 150.000 sismos, dos quais 120 são de média intensidade, mas dos dados existentes, verifica-se que os sismos mais intensos e que provocam grande destruição ocorrem com uma frequência média de um sismo por ano.

Hoje em dia, ainda não é possível fazer previsões sísmicas detalhadas, mas o avanço do conhecimento científico já permite antever os locais mais prováveis para a ocorrência de um sismo, bem como a avaliação das intensidades máximas prováveis num determinado período de tempo. Este avanço aliado ao progresso da Engenharia e

técnicas de construção, têm contribuído para melhorar a resistência das construções às acções sísmicas.

A noção de severidade de um sismo refere-se principalmente aos efeitos sobre as estruturas, pessoas e objectos, estando relacionada com os danos e vítimas causados. Existem diversas formas de avaliar a severidade de um sismo, umas com carácter objectivo e outras com carácter subjectivo, das quais se destacam, para ambos os casos, as mais utilizadas.

A escala sísmica objectiva mais utilizada é a escala de magnitude de Richter (1958). Nesta escala, a magnitude M é uma medida que traduz a severidade de um sismo, estando relacionada com a quantidade de energia libertada E pela rotura geológica que lhe deu origem, sendo, por isso, um parâmetro muito importante na apreciação da sua grandeza e dimensão. Segundo esta escala a magnitude é dada pelo logaritmo decimal da amplitude máxima de um sismógrafo standardizado situado a uma distância de 1000Km do epicentro, pela expressão:

$$M = \text{Log}_{10}(\delta_{\text{máx},100}) \quad (2.1)$$

Devido à definição anterior ser baseada no logaritmo decimal, o aumento de um valor na magnitude de um sismo equivale a uma libertação de energia 10 vezes superior.

A relação existente entre o valor da energia libertada por um sismo, medida em *ergs*, e a sua magnitude é dada por:

$$\text{Log}_{10}E = 11,8 + 1,5.M \quad (2.2)$$

Existem outras escalas de magnitude, contudo a mais usual é a escala de Richter. Trata-se de uma escala cujo valor máximo é ilimitado, contudo certos autores admitem como limite superior desta escala o valor aproximado de 9, tendo em conta que a capacidade de acumulação de energia na crosta terrestre também é limitada. O sismo com a maior magnitude registada até hoje ocorreu na Colômbia em 1906, atingido a magnitude de 8,9.

Quando não é possível registar as diferentes vibrações sísmicas, em locais onde não há instrumentação, pode recorrer-se à noção de intensidade para caracterizar a acção dos sismos sobre as construções e sobre a superfície terrestre. Em muitos sismos, a intensidade constitui a única fonte de informação e, se bem utilizada, pode fornecer

indicações muito importantes. As escalas de intensidades, das quais a de Mercalli-Sieberg modificada por Wood e Neumann, com 12 graus, é a mais utilizada, têm um significado subjectivo, pois baseiam-se no grau de percepção das populações e nos danos provocados nas construções, cuja importância é influenciada pelo tipo de construção e pelas características do terreno.

2.1.3 - ACÇÃO SÍSMICA DEFINIDA NO EUROCÓDIGO 8

2.1.3.1 - INTRODUÇÃO

A acção dos sismos sobre as construções, resultante das vibrações do terreno de fundação, é definida em diversas Normas Internacionais, realçando-se neste estudo a anteriormente referida Norma Europeia denominada Eurocódigo 8 [27], na qual a acção sísmica é definida por intermédio de espectros de resposta, dependentes das condições do terreno e do risco sísmico da zona.

2.1.3.2 - CONDIÇÕES DO TERRENO

O EC8 especifica que é necessário proceder às sondagens necessárias de forma a classificar um solo de fundação de acordo com as 5 classes de subsolo por ele apresentadas, excepto em construções de pequena importância (com o factor de importância $\gamma_I \leq 1,0$) situadas em zonas de sismicidade baixa, nas quais a acção sísmica deve ser determinada assumindo condições do terreno de acordo com um subsolo classe B. Estas sondagens têm também como objectivo investigar se a natureza do terreno de fundação é propícia à ocorrência de roturas, instabilidade de taludes e assentamentos permanentes, causados por liquefacção ou densificação do solo durante a ocorrência de um sismo.

Em geral a influência das condições do subsolo local na acção sísmica, deverá ser tida em conta considerando 5 classes de solos A, B, C, D e E, mais duas classes especiais S1 e S2, a considerar nos locais com condições de terreno especiais, com possibilidade da rotura do solo devida à acção sísmica, apresentadas no quadro 2.1.

Estas classes, como se indica no quadro 2.1, são caracterizadas segundo perfis estratigráficos, velocidade média de propagação das ondas de corte, $V_{S,30}$, número de pancadas no teste *SPT*, N_{SPT} , e resistência ao corte, C_u .

Classe de Subsolo	Descrição do Perfil Estratigráfico	$V_{S,30}$ (<i>m/s</i>)	N_{SPT} (<i>bl/30cm</i>)	C_u (<i>KPa</i>)
A	Rocha ou formação geológica semelhante, incluindo no máximo 5 <i>m</i> de material mais fraco à superfície.	> 800	-	-
B	Depósitos muito densos de areia, gravilha ou argila sobreconsolidada, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros de espessura, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia densa ou de densidade média, de gravilha ou de argila de consistência média com espessura de várias dezenas a muitas centenas de metros.	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos de solo solto a pouco coesivo (com ou sem a ocorrência de algumas camadas coesivas brandas) ou de solo coesivo brando a duro.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com uma camada aluvionar à superfície com valores de $V_{S,30}$ das classes C ou D e espessura variando entre os 5 <i>m</i> e os 20 <i>m</i> , sobreposta a material rijo com $V_{S,30} > 800\text{m/s}$.			
S1	Depósitos constituídos por argilas ou siltes moles, ou contendo uma camada com pelo menos 10 <i>m</i> de espessura daquele material, com alto índice de plasticidade ($Pl > 40$) e contendo uma grande quantidade de água.	< 100 (indicativo)	-	10 – 20
S2	Depósitos de solos liquefeitos, de argilas muito moles, ou qualquer outro perfil de solo não contido nas classes anteriores.			

Quadro 2.1 - Classes de classificação do subsolo

As classes de subsolo anteriormente apresentadas no quadro 2.1 podem eventualmente ser subdivididas, de forma a melhor especificar as condições especiais dos terrenos de determinada região, mas tendo sempre em atenção que a acção sísmica resultante dessa subdivisão não poder ser considerada inferior à estabelecida para a classe principal.

2.1.3.3 - ZONAS SÍSMICAS

O grau de actividade sísmica de cada local é avaliado tendo em conta as características tectónicas gerais de cada região (ramo da geologia) e a actividade sísmica histórica. A actividade sísmica de uma região pode ser descrita por mapas de casualidade sísmica. Os mapas de casualidade sísmica fornecem as distribuições espaciais dos valores de um ou mais parâmetros que definem a severidade do evento sísmico referente a determinados períodos médios de retorno ou, em termos equivalentes, para determinadas probabilidades de excedência anuais.

A severidade de um evento sísmico pode ser expressa tanto por meio de uma escala fenomenológica como as escalas de intensidade (que reflectem igualmente a vulnerabilidade das construções) ou por valores instrumentais dos parâmetros que representam a vibração do terreno. Para efeitos do projecto estrutural e apesar de algumas limitações, a aceleração máxima do terreno é um parâmetro apropriado (em descrições uni-paramétricas) à descrição de tal severidade.

O EC8 estabelece que para a maioria das aplicações, a casualidade é descrita por um único parâmetro, ou seja, pelo valor da aceleração máxima nominal na base em rocha ou solo rijo, a_{gR} , de que depende directamente o valor de cálculo da aceleração na base, a_g .

Os valores de referência da aceleração máxima do terreno de dimensionamento, para cada zona sísmica, correspondem a um período de retorno de referência. Para este período de retorno é atribuído um factor de importância, γ_I , igual a 1,0. Para períodos de retorno diferentes do de referência, a aceleração do terreno de dimensionamento, a_g , deve ser igual a a_{gR} , multiplicado pelo factor de importância.

2.1.3.4 - REPRESENTAÇÃO BÁSICA DA ACÇÃO SÍSMICA

No âmbito do *EC8*, o movimento sísmico num dado ponto à superfície do terreno é geralmente representado por espectros de resposta elástica devidos a acelerações na base, designado por “espectro de resposta elástico”, em que a acção sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais consideradas independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta, permitindo que a escolha dos eixos definidores dessas componentes seja arbitrária.

À semelhança do que já era preconizado no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (*RSA*) [48] devem ser adoptados, para todas as componentes da acção sísmica, dois diferentes tipos de espectro de resposta, tipo-1 e tipo-2. A situação de considerar os dois tipos de espectro em simultâneo acontece quando a zona em questão possa ser afectada por sismos com origens diferentes, no que diz respeito tanto a distância e mecanismo focal como a condições geológicas do trajecto de propagação desde o foco. Nestas circunstâncias, são normalmente considerados diferentes valores da aceleração máxima do terreno, a_g , consoante as diferentes configurações dos espectros de resposta para cada tipo de sismo.

De forma a considerar a variabilidade da acção sísmica em termos de duração e conteúdo em frequências, factores estes que dependem, para uma mesma intensidade da acção, da magnitude e da distância focal, o *RSA* estabelece que a verificação da segurança deve ser feita em relação a duas acções sísmicas distintas: Uma que representa um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (sismo tipo-1); e outra que representa um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (sismo tipo-2).

Em estruturas de grande importância ($\gamma_I > 1,0$), implantadas em zonas de alta sismicidade, os efeitos da amplificação topográfica devem ser tidos em conta. Para esse efeito devem ser utilizados os “factores de amplificação topográfica” estabelecidos no Anexo A da Parte 5 do *EC8*.

Este Eurocódigo refere ainda outro modelo de representação que pode ser utilizado, servindo de alternativa aos espectros de resposta elásticos, baseado em histórias de aceleração, e que será abordado mais à frente.

2.1.3.5 - ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO HORIZONTAL

Para a componente horizontal da acção sísmica o espectro de resposta elástico horizontal, $S_e(T)$, representado para as acções sísmicas tipo-1 e tipo-2 respectivamente nas figs. 2.4 e 2.5, para o período de retorno de referência é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot k \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot k \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot k \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.5)$$

$$T_D \leq T \leq 4\text{seg.}: \quad S_e(T) = a_g \cdot k \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.6)$$

em que:

$S_e(T)$ - ordenada do espectro elástico de resposta;

T - período de vibração de um sistema linear com 1 grau de liberdade;

a_g - valor de cálculo da aceleração na base ($a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$);

k - factor de modificação para levar em conta as situações especiais das regiões.

(O valor recomendado para k é $k=1$, mas, os Documentos Nacionais podem indicar outro valor diferente do recomendado);

T_B , T_C - limites da ramificação da constante espectral de aceleração;

T_D - valor que define o início do ramo de deslocamento constante do espectro;

S - parâmetro do solo;

η - coeficiente de correcção do amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ para um amortecimento viscoso de 5%.

Este valor pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (2.7)$$

ξ é o valor da relação de amortecimento viscoso expresso em percentagem.

Os valores dos parâmetros S , T_B , T_C e T_D para cada uma das 5 classes de subsolo (A, B, C, D e E), são dados no quadro 2.2 para o espectro tipo-1 e no quadro 2.3 para o espectro tipo-2:

Para os locais cujas condições do solo correspondem às classes especiais S1 e S2, poderão ser necessários estudos especiais complementares para a definição da acção sísmica.

Atenção especial deve ser considerada se os depósitos são típicos da classe S1, porque estes solos têm tipicamente valores baixos de V_s , baixo amortecimento interno e um domínio de comportamento em regime linear anormalmente amplo, podendo, portanto, produzir amplificações sísmicas locais anómalas e efeitos de interacção entre o solo e a estrutura. Neste caso, deverá efectuar-se um estudo especial para a definição da acção sísmica, de forma a estabelecer a dependência do espectro de resposta relativamente à espessura e ao valor de V_s da camada de argila-branda/lodo e da diferença de rigidez entre esta camada e os materiais subjacentes.

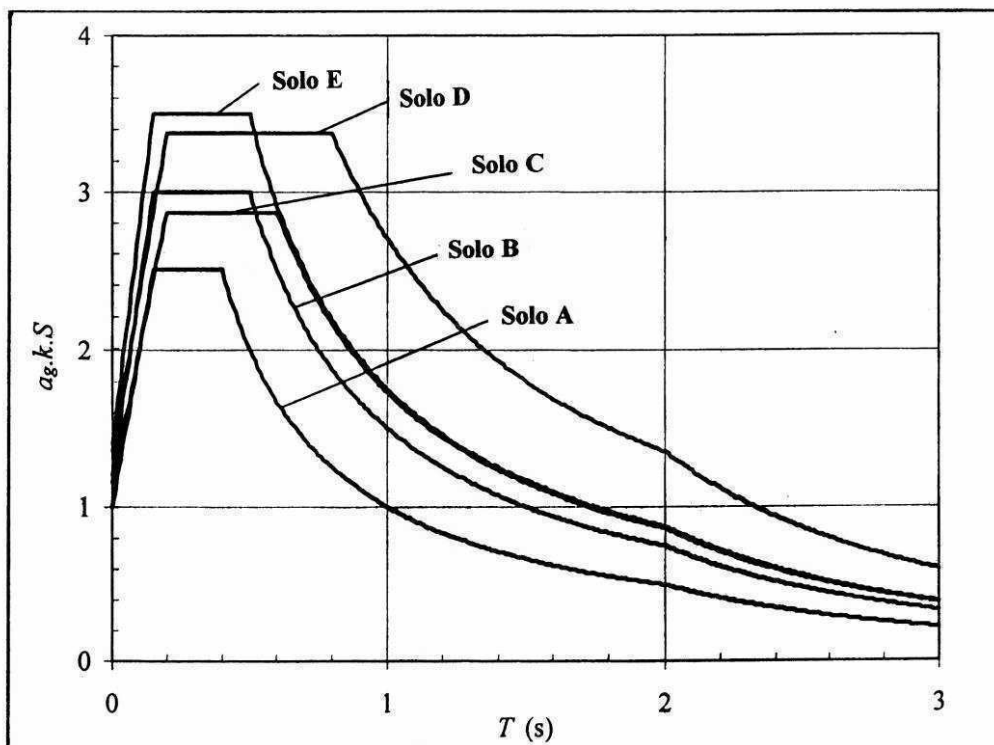


Figura 2.4 - Espectro de resposta elástico, tipo-1

Classe de Subsolo	S	$T_B (S)$	$T_C (S)$	$T_D (S)$
A	1,00	0,15	0,4	2,0
B	1,20	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

Quadro 2.2 - Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico tipo-1

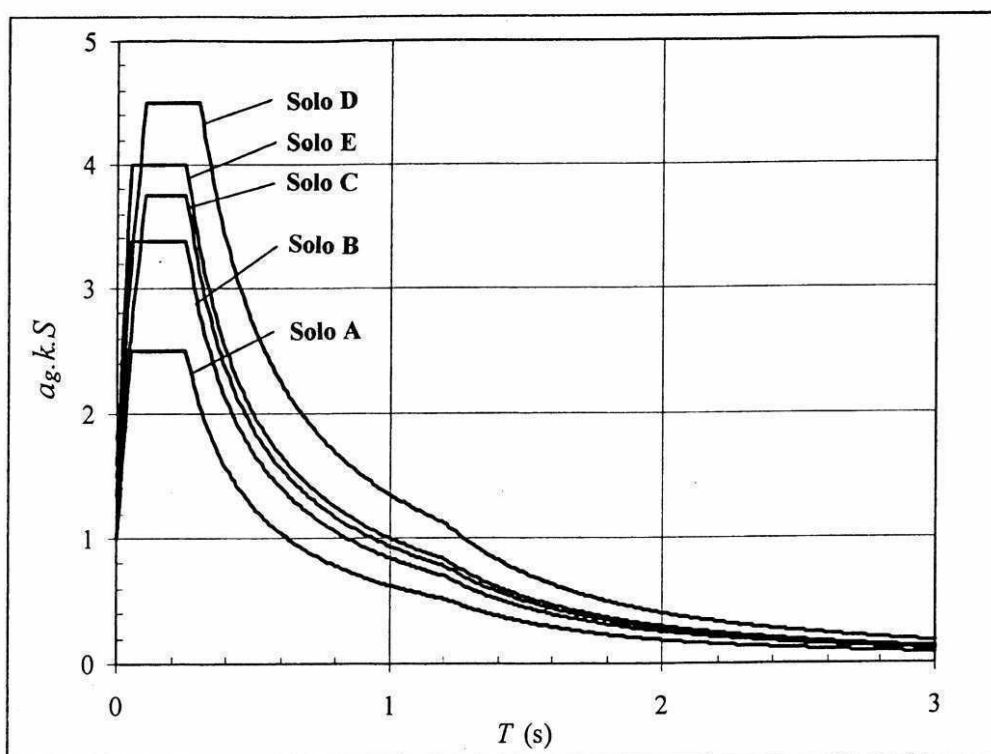


Figura 2.5 - Espectro de resposta elástico, tipo-2

Classe de Subsolo	S	$T_B (S)$	$T_C (S)$	$T_D (S)$
A	1,00	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,50	0,10	0,25	1,2
D	1,80	0,10	0,30	1,2
E	1,60	0,05	0,25	1,2

Quadro 2.3 - Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico tipo-2

O espectro de resposta elástico relativo a deslocamentos, $DS_e(T)$, deve ser obtido da transformação directa do espectro elástico de aceleração, $S_e(T)$, usando a expressão seguinte:

$$DS_e(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (2.8)$$

A eq. (2.8) deve ser normalmente aplicada para períodos de vibração que não excedam $3,0s$. Por outro lado, para estruturas em que os períodos de vibração são superiores a $3,0s$, deve ser considerada uma mais completa definição do espectro de resposta elástico. Nestes casos, o espectro elástico de aceleração deve ser obtido a partir do espectro de deslocamentos invertendo a expressão anterior.

2.1.3.6 - ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO VERTICAL

A componente vertical da acção sísmica pode ser representada por um espectro de resposta elástico $S_{ve}(T)$, derivado das expressões seguintes combinadas com os valores dos parâmetros de controlo anteriormente apresentados nos quadros 2.2 e 2.3 para as duas acções sísmicas.

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} . k \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta . 3,0 - 1) \right] \quad (2.9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} . k . \eta . 3,0 \quad (2.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} . k . \eta . 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.11)$$

$$T_D \leq T \leq 4seg.: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} . k . \eta . 3,0 \left[\frac{T_C . T_D}{T^2} \right] \quad (2.12)$$

Como pode ser verificado nas expressões anteriores, a ordenada do espectro de resposta vertical é independente da classe de subsolo. Contudo, é necessário frisar, que os valores indicados no quadro 2.4 e as expressões anteriores são aplicados somente para as classes de subsolo A, B, C, D e E, não sendo portanto aplicáveis às classes

especiais, nomeadamente, S1 e S2.

Espectro	a_{vg} / a_g	$T_B (S)$	$T_C (S)$	$T_D (S)$
tipo-1	0,90	0,05	0,15	1,0
tipo-2	0,45	0,05	0,15	1,0

Quadro 2.4 - Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico vertical

2.1.3.7 - DESLOCAMENTO MÁXIMO NA BASE

Salvo indicação em contrário decorrente de estudos especiais baseados na informação disponível, o valor do deslocamento máximo na base, d_g , pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$d_g = 0,025.a_g.k.S.T_C.T_D \quad (2.13)$$

Os valores de a_g e k são os definidos para o espectro de resposta elástico horizontal, e os valores de S , T_C e T_D , são os indicados nos quadros 2.2 e 2.3 para o mesmo espectro.

2.1.3.8 - ESPECTRO DE CÁLCULO PARA ANÁLISE ELÁSTICA

A capacidade dos sistemas estruturais para resistirem às acções sísmicas no domínio não-linear permite geralmente que o seu dimensionamento seja feito para forças inferiores às correspondentes a uma resposta elástica linear.

Para evitar a realização explícita de análises estruturais não-lineares no projecto, a capacidade de dissipação de energia da estrutura, principalmente através do comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos, é tida em conta efectuando-se uma análise linear baseada num espectro de resposta, reduzido relativamente ao da resposta elástica, o qual é designado por "espectro de cálculo ou de dimensionamento". Esta redução é efectuada introduzindo o coeficiente de comportamento, q , nas expressões dos espectros anteriores.

Sem prejuízo de definições mais detalhadas feitas mais à frente neste trabalho, pode considerar-se que o coeficiente de comportamento é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas que a estrutura experimentaria se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas mínimas que podem ser utilizadas no projecto (com um modelo linear convencional) e que ainda assegurem uma resposta satisfatória da estrutura.

Para as componentes horizontais da acção sísmica, o espectro de cálculo, $S_d(T)$, é definido pelas expressões seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot k \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - 1 \right) \right] \quad (2.14)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot k \cdot S \frac{2,5}{q} \quad (2.15)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot k \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \cdot k \end{cases} \quad (2.16)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot k \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \cdot k \end{cases} \quad (2.17)$$

nas quais:

$S_d(T)$ - ordenada do espectro de cálculo;

q - coeficiente de comportamento;

β - factor limite inferior para o espectro (recomendado $\beta = 2,0$).

Os valores dos parâmetros S , T_B , T_C e T_D são igualmente indicados nos quadros 2.2 e 2.3.

Para a componente vertical da acção sísmica o espectro de cálculo é dado pelas eqs. (2.14) a (2.17), considerando a aceleração de cálculo da base na direcção vertical, a_{vg} , em substituição de a_g , S igual a 1 e os parâmetros T_B , T_C e T_D indicados no quadro 2.4.

2.1.3.9 - REPRESENTAÇÕES ALTERNATIVAS DA ACÇÃO SÍSMICA

O movimento sísmico pode também ser representado em termos da evolução no tempo da aceleração na base e das variáveis com ele relacionadas (velocidade e deslocamento). Dependendo da natureza da aplicação e da informação efectivamente disponível, a descrição do movimento sísmico pode ser feita utilizando acelerogramas artificiais e acelerogramas registados ou simulados. No ponto 2.1.4 deste capítulo, são abordados de modo mais detalhado a importância destes acelerogramas artificiais na definição da acção sísmica e, de forma específica, a maneira de os gerar.

Em geral os acelerogramas artificiais devem ser gerados de modo a corresponderem ao espectro de resposta elástico definido em 2.1.3.5 e 2.1.3.6, cuja duração deve ser consistente com a magnitude e com as outras características relevantes dos sismos para o estabelecimento do valor de a_g . Quando não estejam disponíveis dados específicos, a duração mínima T_s da parte estacionária dos acelerogramas nas áreas epicentrais deve ser igual a 10 segundos.

O número dos acelerogramas a utilizar deve ser tal que proporcione uma medida estatística estável (média e variância) das quantidades da resposta com interesse (de acordo com as recomendações da “European Convention for Constructional Steel Work” (ECCS) [39], devem ser utilizados pelo menos 5 acelerogramas). A amplitude e a gama de frequências dos acelerogramas devem ser escolhidos de tal forma que a sua utilização resulte num nível global de fiabilidade equivalente ao nível inerente à utilização dos espectros de resposta elásticos definidos em 2.1.3.5 e 2.1.3.6.

2.1.4 - ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS

A existência de acelerogramas registados durante sismos intensos é uma forma de quantificar a acção sísmica, desde que se garanta a sua adequabilidade à sismogénese local bem como ao tipo de solo de fundação. Embora o uso destes acelerogramas reais seja possível, dada a vulgarização das redes sismométricas e consequente recolha de acelerogramas durante sismos intensos recentes, interessa neste estudo, sobretudo, usar acelerogramas cujo conteúdo espectral seja o mais geral possível, tendo ainda em conta que a perspectiva se centra no uso dos Eurocódigos. Por este motivo impõe-se o uso de acelerogramas compatíveis com a acção sísmica tal como definida no EC8, ou seja, com

os espectros de resposta elásticos aí preconizados.

Uma metodologia para geração de acelerogramas compatíveis com um determinado espectro de resposta encontra-se apresentada em [9] [10]. O procedimento aqui adoptado baseia-se naquela metodologia, tirando partido do facto de, no *RSA*, estarem definidas densidades espectrais de potência das quais se pode partir para a construção de um acelerograma inicial.

2.1.4.1 - GERAÇÃO DE ACELEROGRAMAS A PARTIR DAS DENSIDADES ESPECTRAIS DE POTÊNCIA

Para gerar um acelerograma compatível com um dado espectro de potência podemos usar uma sobreposição de funções harmónicas cuja amplitude, A_i , seja obtida da “densidade espectral de potência” (*DEP*) $S(\Omega)$ e em que o ângulo de fase, α_i , entre cada harmónica seja um valor aleatório com densidade de probabilidade constante e igual a $1/2\pi$ no intervalo $[0; 2\pi]$. Desta forma podemos gerar um conjunto de acelerogramas, para o que basta gerar valores aleatórios estatisticamente independentes para o ângulo de fase. A expressão para um dado acelerograma j é definida da seguinte forma:

$$\ddot{y}_{G_j}(t) = \sum_{i=1}^N A_i \cdot \cos(\Omega_i t - \alpha_i) \quad (2.18)$$

Cada uma das séries temporais $\ddot{y}_{G_j}(t)$ deve constituir uma realização do processo estocástico caracterizado pela *DEP*. Dado poder considerar-se que o processo é estacionário e ergódico, cada uma daquelas séries temporais deverá satisfazer as condições de estacionaridade definidas para o processo estocástico de média nula, pelo que o valor médio quadrático (variância) do processo virá dado por:

$$\sigma^2 = \sum_{i=1}^N \frac{A_i^2}{2} \quad (2.19)$$

Esta variância, por seu lado, é dada pelo integral da função *DEP* que, calculado numericamente, corresponde a um somatório idêntico ao da expressão anterior:

$$\sigma^2 = \sum_{i=1}^N \frac{A_i^2}{2} = \sum_{i=1}^N 2.S(\Omega_i)\Delta\Omega \quad (2.20)$$

Ou seja, considerando que $G(\Omega_i) = 2.S(\Omega_i)$ corresponde à “densidade espectral de potência” habitualmente fornecida (por exemplo no Anexo III do RSA), o valor da amplitude em cada uma das harmônicas será:

$$A_i = \sqrt{2.G(\Omega_i)\Delta\Omega} \quad (2.21)$$

Note-se que o integral da função *DEP* não depende das unidades em que é representada a frequência, pelo que se tem $G(\Omega_i)\Delta\Omega = G(f_i)\Delta f$. Tendo ainda em conta que $\Omega_i = 2\pi.f_i$, a expressão final para o acelerograma obtém-se pela sobreposição de todas as harmônicas em que previamente se discretizou a função *DEP* (ver fig. 2.6), ou seja:

$$\ddot{y}_{G_j}(t) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2.G(f_i)\Delta f} \cos(2\pi.f_i.t - \alpha_i) \quad (2.22)$$

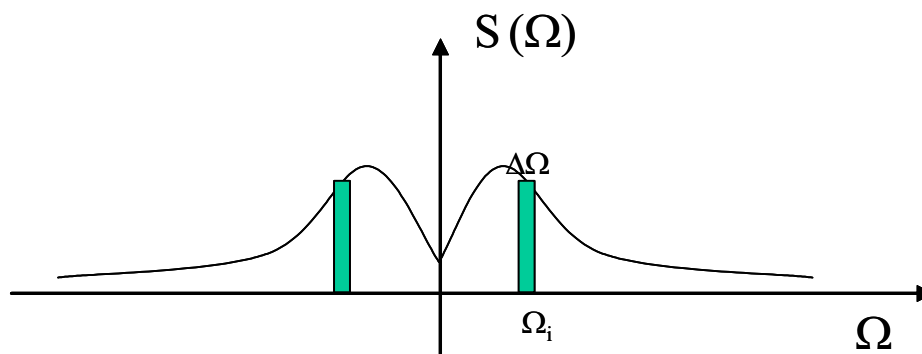


Figura 2.6 - Discretização da densidade espectral de potência

O acelerograma assim obtido deve ser modulado no domínio do tempo por forma a apresentar a instacionaridade característica dos sismogramas, ou seja, uma fase inicial de amplitudes crescentes, seguida de uma fase estacionária e finalmente da fase de amplitudes decrescentes. Para o efeito usa-se a conhecida função de Amin-Ang,

representada esquematicamente na fig. 2.7, definida pelas três expressões seguintes para as respectivas fases:

$$0 \leq t \leq t_1: \quad f(t) = \frac{1}{t_1^2} \quad (2.23)$$

$$t_1 \leq t \leq t_2: \quad f(t) = 1 \quad (2.24)$$

$$t > t_2: \quad f(t) = e^{-C(t-t_2)} \quad (2.25)$$

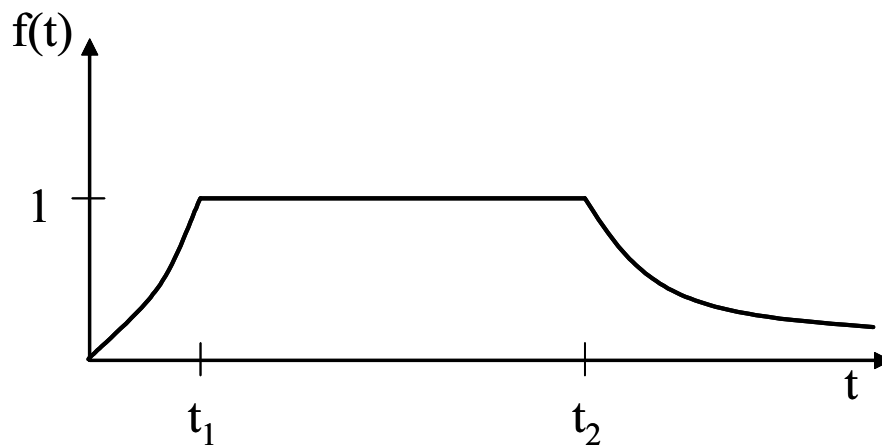


Figura 2.7 - Função de Amin-Ang para modulação da série temporal

Na simulação dos sismogramas de acordo com as *DEP* do *RSA* foram usados os parâmetros constantes no quadro 2.5, resultando, respectivamente, para as duas acções sísmicas, tipo-1 e tipo-2, do referido regulamento, os acelerogramas representados nas figs. 2.8 e 2.9.

	Sismo tipo-1	Sismo tipo-2
t_1	2	6
t_2	12	36
C	0,5	0,5

Quadro 2.5 - parâmetros usados na simulação dos sismogramas

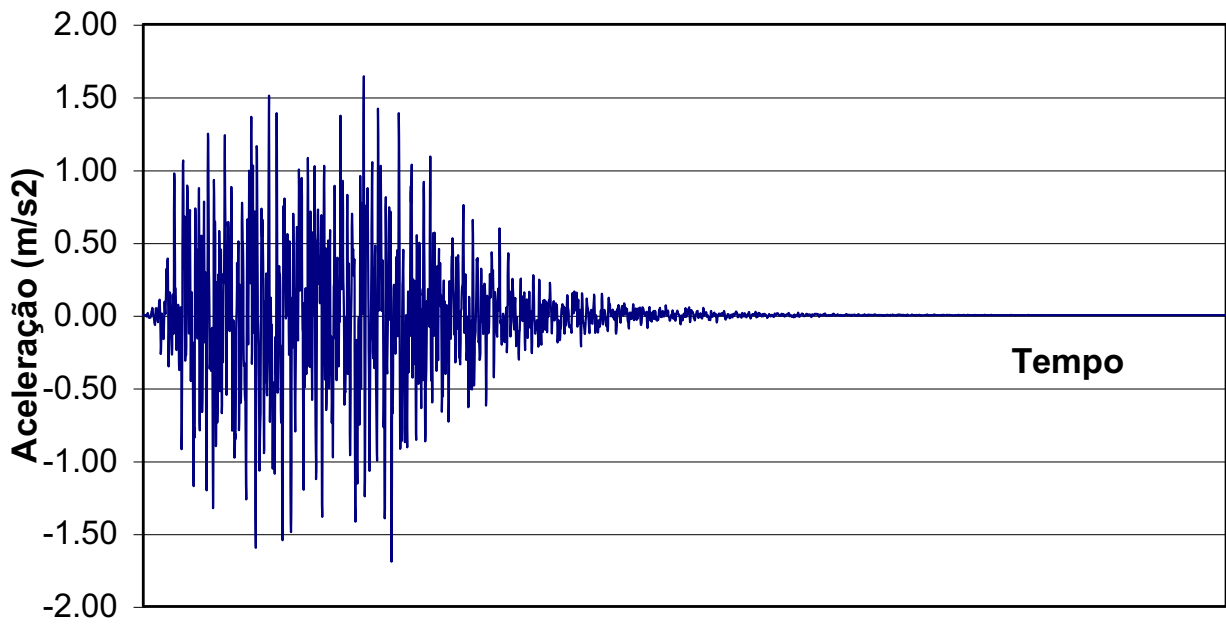


Figura 2.8 - Acelerograma para sismo tipo-1

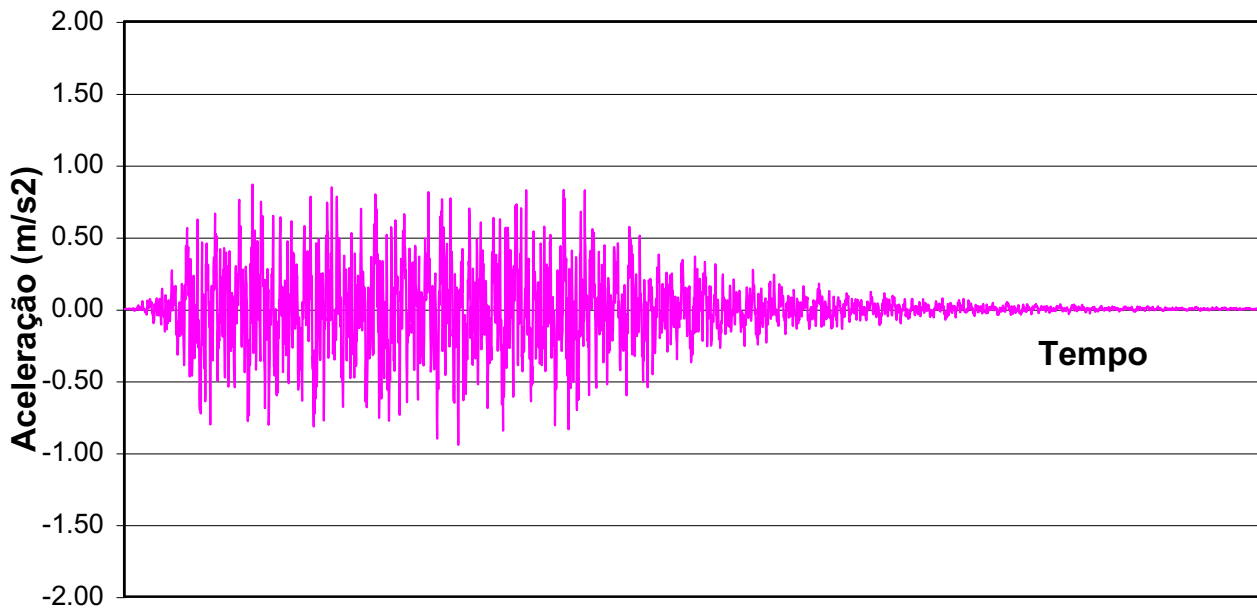


Figura 2.9 - acelerograma para sismo tipo-2

2.1.4.2 - GERAÇÃO DE ACELEROGRAMAS

COMPATÍVEIS COM UM DADO ESPECTRO DE RESPOSTA

A simulação de acelerogramas compatíveis com um espectro de resposta pode ser conseguida por aproximações sucessivas, partindo de um acelerograma como, por exemplo, os dados nas figuras anteriores, e ajustando sucessivamente o espectro de potência de que se parte para que o espectro de resposta que se obtém seja próximo do pretendido.

Este procedimento segue, então, os seguintes passos:

- 1º - Partir de um espectro de potência para gerar um primeiro acelerograma, seguindo a metodologia indicada anteriormente;
- 2º - Calcular o espectro de resposta correspondente utilizando, para o efeito, o valor máximo da resposta total em aceleração de um oscilador de 1 grau de liberdade com factor de amortecimento de 5% adoptando, por exemplo, o método de Newmark com variação linear de aceleração; naturalmente, o espectro de resposta assim obtido não coincide com o espectro de resposta a que se pretende ajustar o acelerograma em causa;
- 3º - Comparar o espectro assim obtido com o espectro de resposta a que se pretende ajustar o acelerograma; pode, para o efeito, calcular-se um parâmetro dado pela relação entre ambos, para cada valor de frequência em que se discretizou inicialmente a função *DEP*; esta relação será, em geral, diferente da unidade;
- 4º - Gerar novo acelerograma da forma indicada em 2.1.4.1 usando os mesmos ângulos de fase e com base no espectro de potência anterior multiplicado pelo parâmetro calculado no 3º passo;
- 5º - Repetir sucessivamente os 2º, 3º e 4º passos de forma a aproximar o espectro de resposta calculado do espectro de resposta a que se pretende ajustar o acelerograma.

Na fig. 2.10 mostram-se o espectro de resposta final (cor azul) e o espectro preconizado no *EC8* (cor rosa)

A fig. 2.11 apresenta um exemplo de acelerograma obtido depois de aplicado o procedimento atrás descrito.

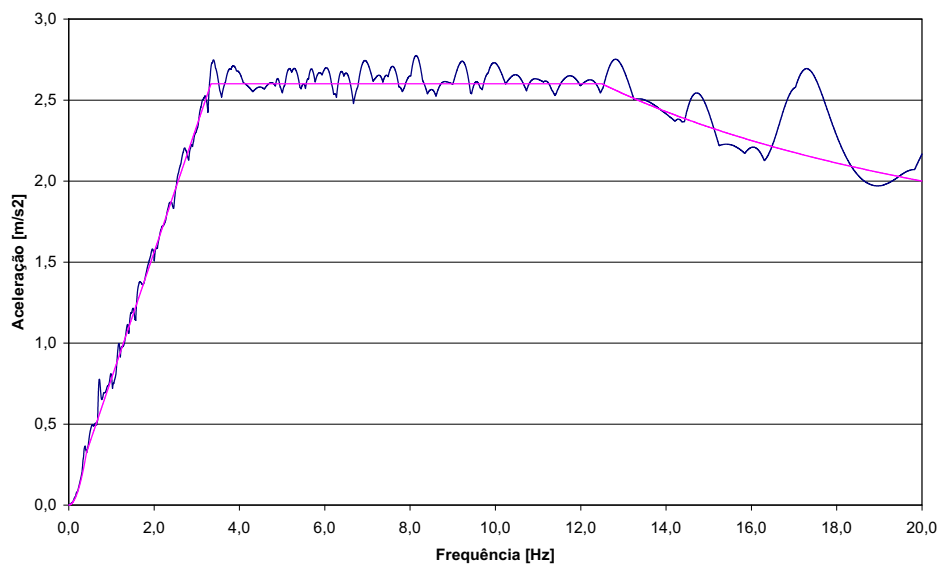


Figura 2.10 - Espectros de resposta: final e pretendido (EC8)

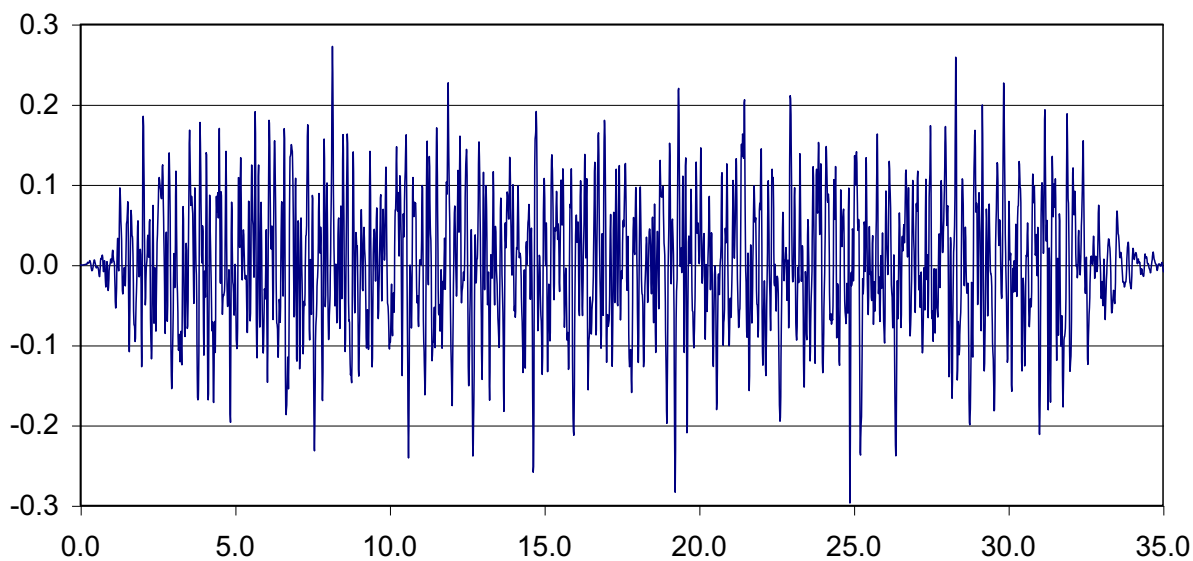


Figura 2.11 - Acelerograma obtido

Na fig. 2.12 são comparados os espectros de resposta do acelerograma simulado e o dado pelo EC8, para um amortecimento de 5%, solo tipo A e com 1,0.g de pico de aceleração. Na mesma figura são também indicadas as frequências próprias relativas ao primeiro modo de vibração dos pórticos analisados, cujas características são

apresentadas nos capítulos 5 e 6.

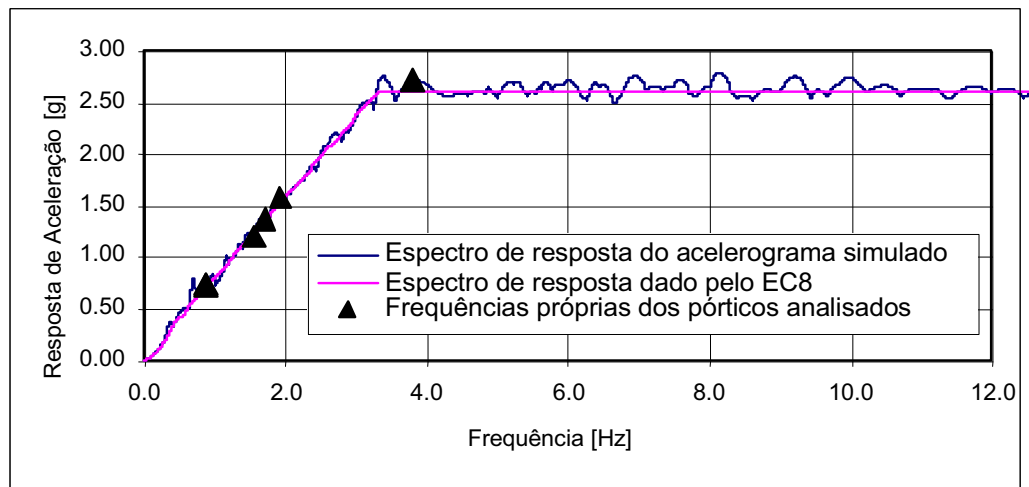


Figura 2.12 - Comparação dos espectros de resposta

2.2 - ANÁLISE DINÂMICA DE PÓRTICOS

Quando se pretende analisar o comportamento dinâmico de sistemas, assume-se que no modelo representativo da estrutura, a força estabelecida é proporcional aos deslocamentos e a dissipação de energia é efectuada através de um mecanismo de amortecimento viscoso no qual a força de amortecimento é proporcional à velocidade. Além disso, considera-se sempre que nesse modelo estrutural a massa é invariável com o tempo [43].

Como consequência destes pressupostos a equação de movimento para um sistema com apenas 1 grau de liberdade resulta numa equação diferencial ordinária de segunda ordem linear de coeficientes constantes, nomeadamente:

$$m.\ddot{y} + c.\dot{y} + k.y = F(t) \quad (2.26)$$

Dada uma determinada função de força $F(t)$ é relativamente simples resolver esta equação e a sua solução geral existe sempre em termos de Integral de Duhamel ou de outro método de sobreposição, como a análise no domínio da frequência com recurso ao integral de Fourier. No entanto, deve ser notado que na aplicação de qualquer um destes métodos se utiliza o princípio da sobreposição, limitando a sua aplicabilidade a sistemas lineares.

Contudo, existem situações físicas para as quais este modelo linear não representa adequadamente as características dinâmicas da estrutura. Nestes casos a análise requer que se introduzam comportamentos não-lineares relativos à rigidez e/ou amortecimento, pelo que, a equação do movimento resultante não será linear e a sua solução matemática terá uma maior complexidade, requerendo outros procedimentos numéricos para a sua integração.

2.2.1 - MODELO NÃO-LINEAR COM UM GRAU DE LIBERDADE

O modelo utilizado para um sistema de 1 grau de liberdade, é mostrado na fig. 2.13 e o diagrama de corpo livre correspondente, com todas as forças que actuam na massa, na fig. 2.14.

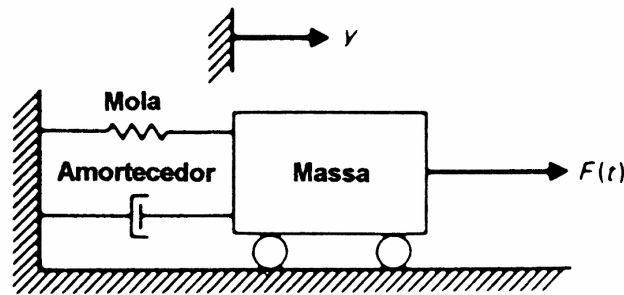


Figura 2.13 - Modelo para um sistema de 1 grau de liberdade (adaptado de [43])

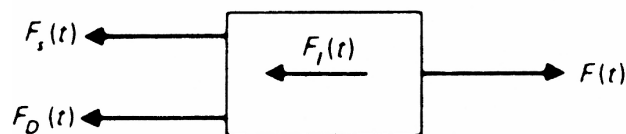


Figura 2.14 - Diagrama de corpo livre onde se mostram a força de inércia, de amortecimento, na mola e externa (adaptado de [43])

As propriedades deste sistema, m (relativa à massa), c (relativa ao amortecedor), k (relativa à rigidez da mola) e $F(t)$, podem representar quantidades generalizadas, em vez das simples propriedades localizadas esquematizadas na figura.

O equilíbrio dinâmico no sistema é estabelecido igualando a zero a soma da força de inércia $F_I(t)$, de amortecimento $F_D(t)$, na mola $F_S(t)$ e externa $F(t)$. Então, para um dado instante t_i o equilíbrio destas forças é expresso por:

$$F_I(t_i) + F_D(t_i) + F_S(t_i) = F(t_i) \quad (2.27)$$

e num instante subsequente $(t_i + \Delta t)$ o equilíbrio envolve a alteração de cada uma das forças envolvidas tendo-se:

$$F_I(t_i + \Delta t) + F_D(t_i + \Delta t) + F_S(t_i + \Delta t) = F(t_i + \Delta t) \quad (2.28)$$

ou seja:

$$F_I(t_i) + \Delta F_I + F_D(t_i) + \Delta F_D + F_S(t_i) + \Delta F_S = F(t_i) + \Delta F_i \quad (2.29)$$

em que as forças incrementais são definidas como:

$$\Delta F_I = F_I(t_i + \Delta t) - F_I(t_i) \quad (2.30)$$

$$\Delta F_D = F_D(t_i + \Delta t) - F_D(t_i) \quad (2.31)$$

$$\Delta F_S = F_S(t_i + \Delta t) - F_S(t_i) \quad (2.32)$$

$$\Delta F_i = F(t_i + \Delta t) - F(t_i) \quad (2.33)$$

Assumido que a força de amortecimento é função da velocidade e a força elástica função do deslocamento, enquanto que as forças de inércia permanecem proporcionais à aceleração, podem exprimir-se os incrementos de forças pelas seguintes equações:

$$\Delta F_I = m \cdot \Delta \ddot{y}_i \quad (2.34)$$

$$\Delta F_D = c_i \cdot \Delta \dot{y}_i \quad (2.35)$$

$$\Delta F_S = k_i \cdot \Delta y_i \quad (2.36)$$

onde os incrementos de deslocamento, Δy_i , os incrementos de velocidade, $\Delta \dot{y}_i$, e os incrementos de aceleração, $\Delta \ddot{y}_i$, são dados por:

$$\Delta y_i = y(t_i + \Delta t) - y(t_i) \quad (2.37)$$

$$\Delta \dot{y}_i = \dot{y}(t_i + \Delta t) - \dot{y}(t_i) \quad (2.38)$$

$$\Delta \ddot{y}_i = \ddot{y}(t_i + \Delta t) - \ddot{y}(t_i) \quad (2.39)$$

O coeficiente k_i da eq. (2.36) representa a inclinação da tangente à curva definida pela força elástica em relação aos deslocamentos,

$$k_i = \left(\frac{dF_S}{dy} \right)_{y=y_i} \quad (2.40)$$

e, de forma similar, o coeficiente c_i da eq. (2.35) representa a inclinação da tangente à curva definida pela força de amortecimento em relação à velocidade.

$$c_i = \left(\frac{dF_D}{dy} \right)_{y=y_i} \quad (2.41)$$

Estes dois coeficientes, k_i e c_i , são graficamente representados como as inclinações das curvas mostradas respectivamente nas figs. 2.15a e 2.15b.

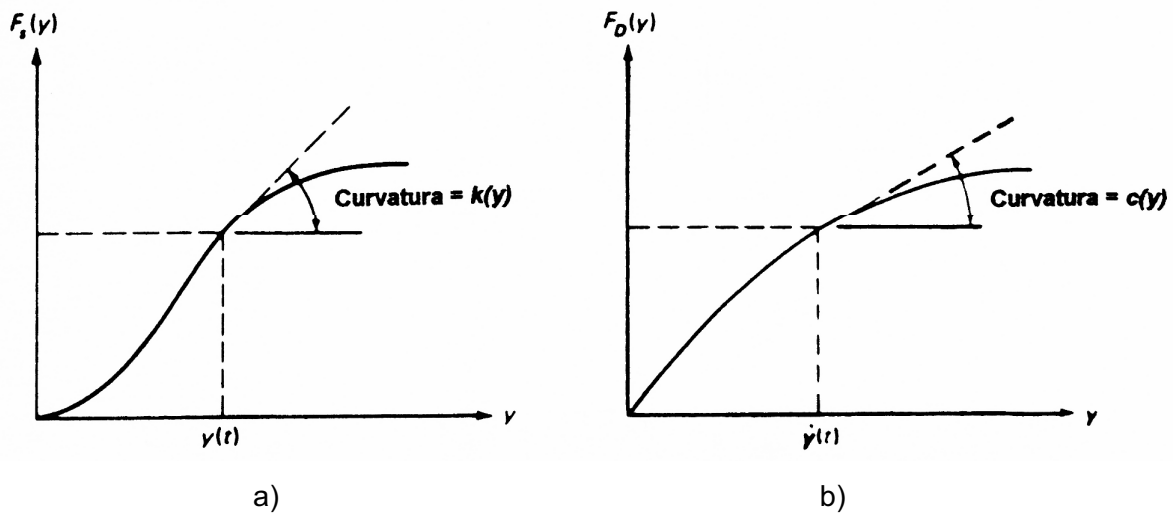


Figura 2.15 - a) Rigidez não-linear; b) Amortecimento não-linear (adaptado de [43])

Subtraindo a eq. (2.27) da eq. (2.28) obtém-se a equação diferencial do movimento em termos de incrementos:

$$\Delta F_I + \Delta F_D + \Delta F_S = \Delta F_i \quad (2.42)$$

e substituindo os incrementos de forças pelas igualdades das eqs. (2.34) a (2.36) resulta na seguinte forma da equação incremental:

$$m.\Delta\ddot{y}_i + c_i.\Delta\dot{y}_i + k_i.\Delta y_i = \Delta F_i \quad (2.43)$$

onde os coeficientes c_i e k_i são calculados para valores de velocidade e deslocamentos correspondentes ao tempo t_i e assumidos constantes durante o incremento de tempo Δt . Esta aproximação depende, obviamente, do valor assumido para Δt .

2.2.2 - INTEGRAÇÃO DA EQUAÇÃO NÃO-LINEAR DE MOVIMENTO

Existem muitos tipos de problemas de dinâmica estrutural que não podem ser assumidos como lineares, como por exemplo a resposta de um edifício sujeito à acção de um sismo de grande intensidade, que em principio causa grandes danos estruturais. Por essa razão é necessário estabelecer um determinado método de análise adequado para sistemas não-lineares.

A integração directa passo-a-passo das equações de movimento é um processo bastante utilizado, pois representa uma boa aproximação para a análise da resposta dinâmica, sendo bem sucedido na análise de respostas não-lineares porque evita qualquer uso de sobreposição. Existem diversos métodos de integração passo-a-passo, mas em todos eles as forças e a respectiva resposta são divididas numa sequência de intervalos de tempo. A resposta durante cada intervalo de tempo é calculada a partir das condições iniciais do movimento no início do intervalo de tempo e da história de carga durante o mesmo intervalo. Com isto, a resposta para cada passo é considerada um problema de análise independente, não havendo, por isso, necessidade de combinar as contribuições das respostas dentro do intervalo de tempo. O comportamento não-linear é facilmente introduzido neste método aproximado, assumindo que as propriedades estruturais permanecem constantes durante o intervalo, mas variando de acordo com formas de comportamento especificadas de um passo para o seguinte. Podem ser aplicados diversos tipos de não-linearidades, incluindo mudanças de massa e das propriedades de amortecimento bem como a não-linearidade mais comum devida às variações de rigidez.

Na verdade, no desenvolvimento deste método a análise não-linear é considerada como uma sequência de análises lineares de um sistema em mutação de passo para passo.

Outra virtude destes métodos é a possibilidade dos procedimentos usados para resolver sistemas estruturais com 1 grau de liberdade poderem também ser aplicados com relativa facilidade a sistemas com vários graus de liberdade, substituindo as quantidades

escalares por matrizes.

Resumidamente, o processo de desenvolvimento deste método consiste nos seguintes procedimentos:

1º - A resposta é determinada em sucessivos incrementos de tempo Δt , normalmente considerados com igual duração de tempo conforme a conveniência de cálculo computacional; Para se obter um desejado nível de refinamento no comportamento não-linear devem considerar-se estes intervalos de tempo bastante curtos;

2º - No princípio de cada intervalo de tempo é estabelecido o equilíbrio dinâmico, avaliando-se seguidamente a resposta para os incrementos de tempo Δt considerando que os coeficientes $k(y)$ e $c(\dot{y})$ permanecem constantes nesse intervalo; As características não-lineares destes coeficientes são tidas em conta na análise reavaliando-os no início de cada incremento de tempo;

3º - Existem vários procedimentos capazes de realizar a integração por passos da eq. (2.43), mas os dois métodos tradicionalmente mais utilizados são o “método da aceleração constante” (Euler-Gauss) e o “método da aceleração linear” (Newmark), que como os seus nomes indicam estão relacionados com a forma de variação da aceleração em cada passo.

O primeiro método é baseado no princípio da aceleração permanecer invariável durante o intervalo de tempo Δt (ver fig. 2.16), assumindo-se que o valor constante da aceleração é a média das acelerações atingidas no início e no final do intervalo. Como consequência deste princípio temos que a velocidade deve variar linearmente e os deslocamentos apresentarão uma curva quadrática nesse intervalo de tempo.

No segundo método é assumido que a aceleração varia linearmente durante o intervalo de tempo Δt (ver fig. 2.17). Neste caso, a velocidade deve variar segundo uma lei quadrática e os deslocamentos deverão apresentar uma curva cúbica nesse intervalo de tempo.

Torna-se obvio que o método em que a aceleração é constante nos intervalos de tempo é mais simples, mas por isso, menos rigoroso nos resultados fornecidos quando comparado com o método em que a aceleração é considerada com variação linear, para situações em que os valores para os incrementos de tempo nos dois métodos são idênticos.

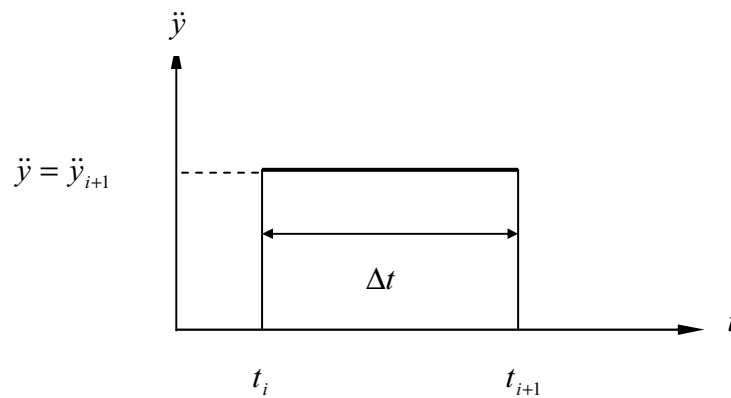


Figura 2.16 - Aceleração assumida constante durante o intervalo.
Método de Euler-Gauss

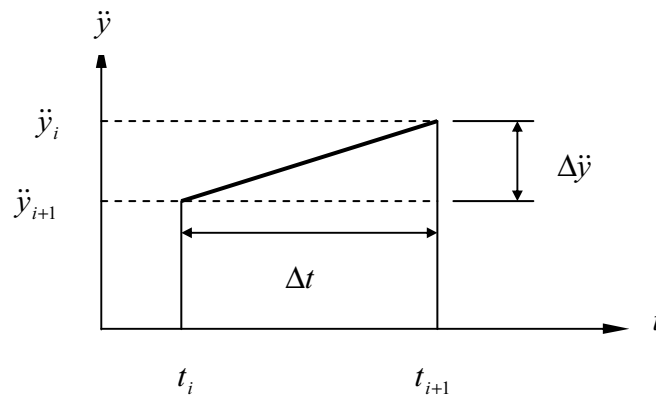


Figura 2.17 - Aceleração assumida com variação linear durante o intervalo.
Método de Newmark Beta

Por ser mais exacto, o método da aceleração linear ou método de Newmark é o mais utilizado, fornecendo com pouco esforço computacional excelentes resultados.

2.2.2.1 - MÉTODO PASSO-A-PASSO DE NEWMARK

Em 1959, N. M. Newmark desenvolveu uma família de métodos de integração passo-a-passo [8], baseada em dois parâmetros que definiam a variação da aceleração durante um intervalo de tempo e determinavam a estabilidade e as características de

precisão dos métodos. A formulação original desenvolvida por Newmark foi posteriormente modificada, para poder ser adaptada a diversos casos de análise dinâmica, mas as características base foram mantidas, as quais são definidas seguidamente.

Na análise numérica deste método é assumido, por aproximação, que a aceleração deve ser expressa por uma função linear no tempo durante cada intervalo de tempo. Neste tipo de análises, as propriedades do material do sistema, c_i e k_i , podem incluir alguma forma de não-linearidade. A única restrição presente nesta análise é que estes coeficientes são determinados num instante t_i e depois assumido que permanecem constantes durante o incremento de tempo Δt .

Em geral, nenhum dos pressupostos anteriores são inteiramente correctos, mesmo considerando que os erros são pequenos se o intervalo de tempo considerado também for pequeno. Portanto, os erros vão surgir geralmente na relação de equilíbrio incremental e vão acumular-se de passo para passo. Esta acumulação de erros poderá ser evitada se for imposta a condição de equilíbrio total em cada passo da análise.

Se for considerado que a aceleração é uma função linear do tempo no intervalo de tempo t_i para t_{i+1} igual a $t_i + \Delta t$, como indicado na fig. 2.17, a aceleração pode ser expressa por:

$$\ddot{y}(t) = \ddot{y}_i + \frac{\Delta \ddot{y}_i}{\Delta t} (t - t_i) \quad (2.44)$$

Integrando duas vezes a equação anterior em relação ao tempo entre os limites t_i e t , vem:

$$\dot{y}(t) = \dot{y}_i + \ddot{y}_i (t - t_i) + \frac{1}{2} \frac{\Delta \ddot{y}_i}{\Delta t} (t - t_i)^2 \quad (2.45)$$

$$y(t) = y_i + \dot{y}_i (t - t_i) + \frac{1}{2} \ddot{y}_i (t - t_i)^2 + \frac{1}{6} \frac{\Delta \ddot{y}_i}{\Delta t} (t - t_i)^3 \quad (2.46)$$

Da avaliação das equações anteriores no tempo $t = t_i + \Delta t$, obtêm-se as duas expressões seguintes:

$$\Delta \dot{y}_i = \dot{y}_i \Delta t + \frac{1}{2} \Delta \ddot{y}_i \Delta t \quad (2.47)$$

$$\Delta y_i = \dot{y}_i \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{y}_i \Delta t^2 + \frac{1}{6} \Delta \ddot{y}_i \Delta t^2 \quad (2.48)$$

Os incrementos Δy_i , $\Delta \dot{y}_i$ e $\Delta \ddot{y}_i$ são definidos nas eqs. (2.37) a (2.39).

Seguidamente, de forma a usar como variável de base na análise o deslocamento incremental Δy , a eq. (2.48) deve ser resolvida em relação à aceleração incremental $\Delta \ddot{y}_i$ e depois substituída na eq. (2.47) por forma a obter:

$$\Delta \ddot{y}_i = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta y_i - \frac{6}{\Delta t} \dot{y}_i - 3 \ddot{y}_i \quad (2.49)$$

$$\Delta \dot{y}_i = \frac{3}{\Delta t} \Delta y_i - 3 \dot{y}_i - \frac{\Delta t}{2} \ddot{y}_i \quad (2.50)$$

A equação do movimento toma a seguinte forma substituindo as duas equações anteriores na eq. (2.43).

$$m \left\{ \frac{6}{\Delta t^2} \Delta y_i - \frac{6}{\Delta t} \dot{y}_i - 3 \ddot{y}_i \right\} + c_i \left\{ \frac{3}{\Delta t} \Delta y_i - 3 \dot{y}_i - \frac{\Delta t}{2} \ddot{y}_i \right\} + k_i \Delta y_i = \Delta F_i \quad (2.51)$$

Finalmente, transferindo para o lado esquerdo da equação anterior todos os termos que contêm a incógnita representada pelo deslocamento incremental, Δy_i , obtém-se a seguinte expressão:

$$\bar{k}_i \Delta y_i = \Delta \bar{F}_i \quad (2.52)$$

em que \bar{k}_i é a constante efectiva da mola e $\Delta \bar{F}_i$ é força efectiva incremental, expressas respectivamente pelas equações seguintes:

$$\bar{k}_i = k_i + \frac{6.m}{\Delta t^2} + \frac{3.c_i}{\Delta t} \quad (2.53)$$

$$\Delta \bar{F}_i = \Delta F_i + m \left\{ \frac{6}{\Delta t} \dot{y}_i + 3 \ddot{y}_i \right\} + c_i \left\{ 3 \dot{y}_i + \frac{\Delta t}{2} \ddot{y}_i \right\} \quad (2.54)$$

De notar que a eq. (2.52) é equivalente à equação estática do equilíbrio incremental podendo também ser apresentada na seguinte forma:

$$\Delta y_i = \frac{\Delta \bar{F}_i}{\bar{k}_i} \quad (2.55)$$

Para obter o deslocamento $y_{i+1} = y(t_i + \Delta t)$ no tempo $t_{i+1} = t_i + \Delta t$, o valor de Δy_i anterior deve ser substituído na eq. (2.37), vindo:

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_i \quad (2.56)$$

As expressões das velocidade incremental $\Delta \dot{y}_i$ e da velocidade no tempo $t_{i+1} = t_i + \Delta t$, são obtidas das eqs. (2.50) e (2.38) respectivamente, resultando esta última igual a:

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + \Delta \dot{y}_i \quad (2.57)$$

Por sua vez, a aceleração \ddot{y}_{i+1} no final do intervalo de tempo é retirada directamente da equação diferencial do movimento, eq. (2.27), a qual é escrita para o tempo $t_{i+1} = t_i + \Delta t$. Depois de se considerar $F_I = m \cdot \ddot{y}_{i+1}$ na eq. (2.27), conduz à equação seguinte:

$$\ddot{y}_{i+1} = \frac{1}{m} \{F(t_{i+1}) - F_D(t_{i+1}) - F_S(t_{i+1})\} \quad (2.58)$$

Nesta equação a força de amortecimento $F_D(t_{i+1})$ e a força na mola $F_S(t_{i+1})$ são agora calculadas no tempo $t_{i+1} = t_i + \Delta t$.

O procedimento seguinte, após a determinação do deslocamento, velocidade e aceleração naquele intervalo de tempo, é repetir o cálculo para determinar novamente estes três parâmetros no intervalo de tempo seguinte $t_{i+2} = t_{i+1} + \Delta t$, continuando o processo até ao tempo final desejado.

2.2.3 - COMPORTAMENTO ELÁSTO-PLÁSTICO DE ESTRUTURAS

Quando uma estrutura é modelada como um sistema de 1 grau de liberdade e lhe é admitido um comportamento plástico, então a força que é exercida internamente apresenta uma trajetória que se representa na fig. 2.18a, considerando a estrutura submetida a um carregamento e descarregamento cíclico [43].

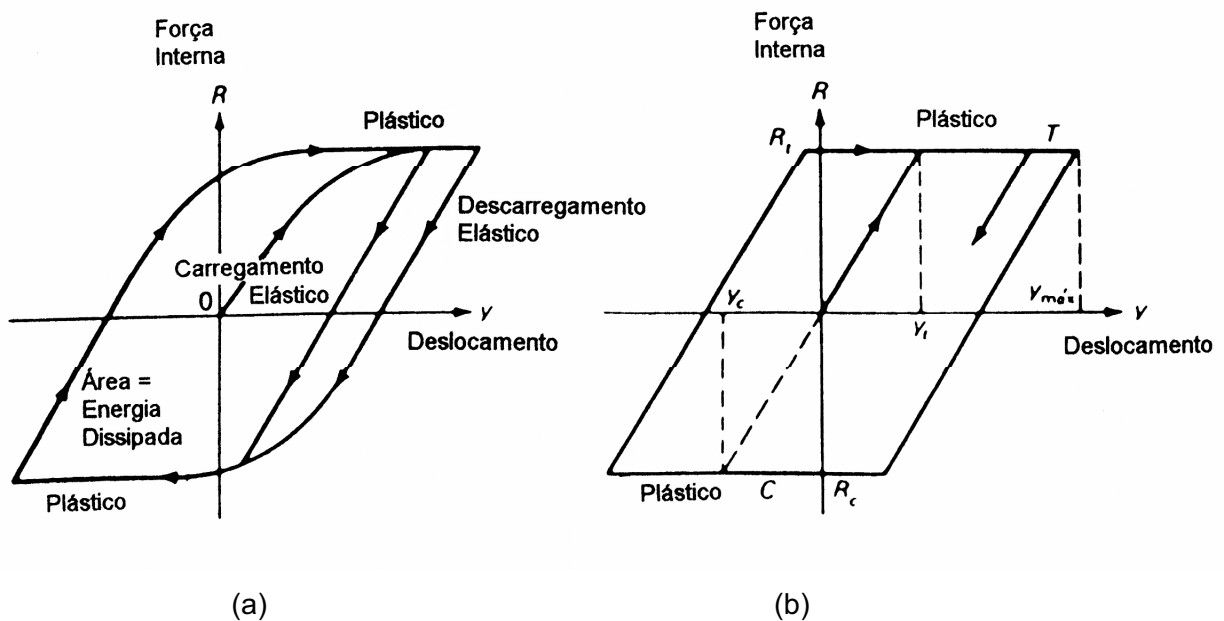


Figura 2.18 - Modelos estruturais elásto-plásticos (adaptado de [43])
 a) Comportamento plástico geral; b) Comportamento elásto-plástico

As fases de carregamento e descarregamento dessa trajetória são descritas da forma que se segue:

- Na fase de carregamento pode verificar-se que inicialmente existe uma porção de curva em que o comportamento é elástico linear, após o qual a plastificação ocorre quando se atingem deformações maiores;
- Na fase de descarregamento da estrutura, o comportamento volta a ser elástico linear até que novo carregamento contrário produza a cedência plástica em compressão;
- Carregando novamente a estrutura temos repetidamente um comportamento

elástico linear durante a descompressão até se atingir a cedência, a que se segue a plastificação.

Durante cada ciclo a quantidade de energia que é dissipada é proporcional à área definida pela curva força-deslocamento.

Na fig. 2.18b apresenta-se, através de uma curva força-deslocamento, uma simplificação possível para representar este tipo de comportamento, denominado de comportamento elásto-plástico. Nesta simplificação assume-se a existência de um ponto de cedência definitivo para além do qual se verificam deslocamentos adicionais para situações em que a força interna se mantém constante sem que haja qualquer aumento de carregamento.

2.2.4 - ALGORITMO DO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS “LUSAS”

2.2.4.1 - EQUAÇÕES DE ELEMENTOS FINITOS

A análise dinâmica das estruturas que, em princípio, exibem um comportamento não-linear, derivado de não-linearidades geométricas e do material, pode ser executada com recurso a uma integração directa da equação de movimento, que matricialmente se pode escrever na forma da eq. (2.59), com o objectivo de determinar a resposta não-linear da estrutura no domínio do tempo [25].

$$[M]\ddot{Y} + [C]\dot{Y} + [K]Y = {}^tR \quad (2.59)$$

em que:

$[M]$, $[C]$ e $[K]$ - matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez;

\ddot{Y} , \dot{Y} e Y - vectores de aceleração, de velocidade e de deslocamento;

tR - vector função de força.

O software “LUSAS” considera o esquema de integração dos métodos dinâmicos implícitos de Hilber-Hughes-Taylor para uma análise linear passo-a-passo, ou seja, para cada intervalo de tempo $i = 1, \dots, I - 1$:

$$[M]\ddot{Y}_{i+1} + (1 + \alpha)[C]\dot{Y}_{i+1} - \alpha[C]\dot{Y}_i + (1 + \alpha)[K]Y_{i+1} - \alpha[K]Y_i = (1 + \alpha)F_{i+1} - \alpha F_i \quad (2.60)$$

$$Y_{i+1} = Y_i + \Delta t \dot{Y}_i + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta)\ddot{Y}_i + 2\beta\dot{Y}_{i+1}] \quad (2.61)$$

$$\dot{Y}_{i+1} = \dot{Y}_i + \Delta t [(1 - \gamma)\ddot{Y}_i + \gamma\ddot{Y}_{i+1}] \quad (2.62)$$

onde:

α , β e γ são parâmetros que governam a estabilidade e a dissipação numérica do algoritmo;

Se considerarmos $\alpha = 0$, esta família de algoritmos coincide com os de Newmark;

Se considerarmos estes parâmetros de tal forma que: $(-1/3 \leq \alpha \leq 0)$; $\beta = (1 - \alpha)$;

$\gamma = (1 - 2\alpha)/2$, então, irá resultar num esquema exacto de segunda ordem incondicionalmente estável;

O parâmetro α controla a quantidade de dissipação numérica. No caso de diminuição deste parâmetro aumenta a quantidade de dissipação numérica. Se $\alpha = 0$ e $\gamma = 1/2$ não existe dissipação.

Para os algoritmos dinâmicos implícitos (Hilber-Hughes-Taylor) os deslocamentos para cada intervalo de tempo são determinados usando o método iterativo de Newton-Raphson de forma a obter a posição de equilíbrio. As não-linearidades são introduzidas no problema pelas equações de equilíbrio através das forças nodais equivalentes, as quais são avaliadas no início de cada intervalo de tempo, e pela matriz de rigidez, a qual é calculada para cada iteração dentro do intervalo de tempo.

A solução em termos de deslocamentos pode portanto ser definida da seguinte forma:

$$Y_{i+1}^{(k+1)} = Y_{i+1}^{(k)} + \Delta Y^{(k+1)} \quad (2.63)$$

com:

$$Y_{i+1}^{(0)} = Y_i;$$

k - número da iteração.

Substituindo a eq. (2.63) nas eqs. (2.60) a (2.62) e processando um arranjo nestas últimas, obtém-se as equações que devem ser resolvidas em cada iteração. Então, o

processo de obtenção da solução não-linear e as respectivas equações são dadas seguidamente:

Para cada intervalo de tempo $i = 1, \dots, I - 1$ e para cada iteração $k = 0, 1, 2, \dots$:

$$[K]^{*(k)} \Delta Y^{(k)} = F^{*(k)} \quad (2.64)$$

onde:

$$[K]^{*(k)} = \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} [M] + \frac{(1 + \alpha)\gamma}{\beta \cdot \Delta t} [C] + (1 + \alpha)[K] \quad (2.65)$$

$$\begin{aligned} F^{*(0)} = & (1 + \alpha)F_{i+1} - \alpha.F_i + \\ & + [M] \left[\frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \dot{Y}_i + \frac{(1 - 2 \cdot \beta)}{2 \cdot \beta} \ddot{Y}_i \right] + \\ & + [C] \left[\frac{(1 + \alpha)\gamma - \beta}{\beta} \dot{Y}_i - \frac{(1 + \alpha)\Delta t(2 \cdot \beta - \gamma)}{2 \cdot \beta} \ddot{Y}_i \right] + \\ & + F_i^{\text{int}} \end{aligned} \quad (2.66)$$

$$F^{*(k)} = R^{(k-1)} \quad (2.67)$$

Na eq. (2.66), F_i^{int} representa o vector força interna e R o vector residual.

Considerando:

$$Y_{i+1}^{(k+1)} = Y_{i+1}^{(k)} + Y^{(k)} \quad (2.68)$$

$$\ddot{Y}_{i+1}^{(k+1)} = \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} [Y_{i+1}^{(k+1)} - Y_i - \Delta t \cdot \dot{Y}_i] - \frac{(1 - 2 \cdot \beta)}{2 \cdot \beta} \ddot{Y}_i \quad (2.69)$$

$$\dot{Y}_{i+1}^{(k+1)} = \dot{Y}_i + \Delta t [(1 - \gamma)\ddot{Y}_i + \gamma \cdot \ddot{Y}_{i+1}^{(k+1)}] \quad (2.70)$$

Como o vector residual e as reacções determinadas estão intimamente ligadas na análise não-linear, então, conseqüentemente, o vector força dinâmica pode ser determinado da seguinte forma:

$$F_{i+1}^{\text{dyn}} = [M] \ddot{Y}_{i+1}^{(k+1)} + (1 + \alpha)[C] \dot{Y}_{i+1}^{(k+1)} - \alpha[C] \dot{Y}_i - (1 + \alpha)F_{i+1}^{\text{int}(k+1)} + \alpha.F_i^{\text{int}} + \alpha.F_i \quad (2.71)$$

e o vector das forças externas (somatório das reacções e das forças aplicadas) definido como:

$$F_{i+1}^{ext} = F_{i+1} + r_{i+1}^{(k+1)} \quad (2.72)$$

da qual o vector residual pode ser determinado pela seguinte equação:

$$R^{(k)} = (1 + \alpha)F_{i+1}^{ext} - F_{i+1}^{dyn} \quad (2.73)$$

2.2.4.2 - CONSIDERAÇÕES GERAIS RELATIVAS AO PROGRAMA “LUSAS”

No programa “LUSAS” ambas as não-linearidades, geométrica e do material, devem ser analisadas para que estejam interligadas. O processo iterativo usado para resolver as eqs. (2.68) a (2.70) é introduzido usando o comando “*Nonlinear Control*” [24]. As condições de convergência usadas na análise estática podem ser usadas de forma idêntica na análise dinâmica.

De notar que as equações iterativas com integração implícita no tempo são exactamente da mesma forma que as usadas na análise estática com excepção de que os efeitos de inércia são incluídos nas matrizes de força e rigidez. Portanto, os processos iterativos usados no controlo não-linear estático, ou seja, Newton-Raphson e Newton-Raphson Modificado, podem ser utilizados da mesma forma. Assim, os efeitos de inércia tendem a “suavizar” a solução, de modo tal que a convergência do processo iterativo deverá sempre ocorrer e processar-se de forma mais rápida do que para a análise estática.

O intervalo de tempo é escolhido usando as mesmas considerações como de uma análise linear dinâmica se tratasse. Contudo, os valores próprios mudam continuamente devido ao comportamento não-linear, por isso devem ter-se cuidados especiais para ter em atenção este fenómeno. Se a convergência ocorrer com dificuldade nas iterações de equilíbrio, quer dizer que o intervalo de tempo escolhido é demasiado largo.

O amortecimento pode também ser incluído em sistemas de elementos finitos, considerando para o efeito um modelo de amortecimento proporcional. Neste modelo em vez de se tentar construir os elementos de amortecimento, é assumido que o amortecimento é uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez. O

amortecimento proporcional deverá servir para dar a cada modo de vibração a ordem correcta da magnitude do amortecimento e, garantir que a componente da resposta que interessa não é controlada pelo amortecimento. Este tipo de amortecimento é geralmente conhecido por amortecimento de Rayleigh em que a matriz de amortecimento, $[C]$, é dada por:

$$[C] = a_R [M] + b_R [K] \quad (2.74)$$

Nesta equação, os valores de a_R e b_R devem ser escolhidos de forma a darem a ordem correcta da magnitude para o amortecimento em duas frequências.

2.2.5 - NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA

A não-linearidade geométrica pode ser formulada no programa “LUSAS” das seguintes formas [25]:

- Formulação Lagrangiana Total;
- Formulação Lagrangiana Actualizada;
- Formulação Euleariana;
- Formulação Co-Rotacional.

Nas duas formulações Lagrangianas todas as variáveis são referidas a uma configuração de referência. Isto permite estabelecer a configuração indeformada para a qual se usa o termo de Lagrangiana Total, ou a configuração para a última solução convergente, denominada Lagrangiana Actualizada. A aproximação Lagrangiana tem tendência a ser preferida nos problemas estruturais onde é requerido monitorizar particularmente os deslocamentos dos nós no espaço, nomeando-se nestas situações por descrição de referencial ou de material. Os limites de integração são obtidos através da configuração indeformada para a versão “Total” e para a configuração da última solução convergente para a versão “Actualizada”.

Na formulação Euleariana todas as variáveis são referidas em relação a uma configuração deformada. Em problemas estruturais esta formulação é particularmente usada, embora com algumas limitações, quando a configuração deformada é desconhecida.

A formulação Co-Rotacional, que na prática foi a escolhida para aplicar aos modelos de pórticos deste estudo, considera que todas as extensões são calculadas em relação a um referencial local, as quais seguem o elemento à medida que ele se deforma. Esta aproximação pode ser geralmente aplicada, mas é especialmente útil quando usada na formulação de elementos com graus de liberdade de rotação, em problemas de não-linearidade geométrica que envolvam largas rotações. A razão pela qual foi adoptada esta formulação em detrimento das outras, é o facto de ser compatível com o elemento finito viga BTS3, usado.

CAPÍTULO - 3

CARACTERIZAÇÃO DE LIGAÇÕES E DUCTILIDADE DOS ELEMENTOS

3.1 - CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES METÁLICAS

3.1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

A caracterização das ligações dos elementos de pórticos de estruturas metálicas, tem sido nestes últimos anos objecto de várias investigações, que, por via experimental, analítica ou numérica, têm procurado determinar o comportamento real das ligações, no intuito de conseguir reproduzir com mais exactidão o comportamento global das estruturas metálicas.

Este comportamento, que na generalidade dos estudos simplificados de pórticos metálicos ou é considerado como infinitamente rígido ou como rotulado, é bastante mais complexo, podendo caracterizar-se por diagramas momento-rotação não-lineares, que, como mostram as figs. 3.1a, 3.1b e 3.1c, podem apresentar diferentes configurações consoante o tipo e a geometria das ligações.

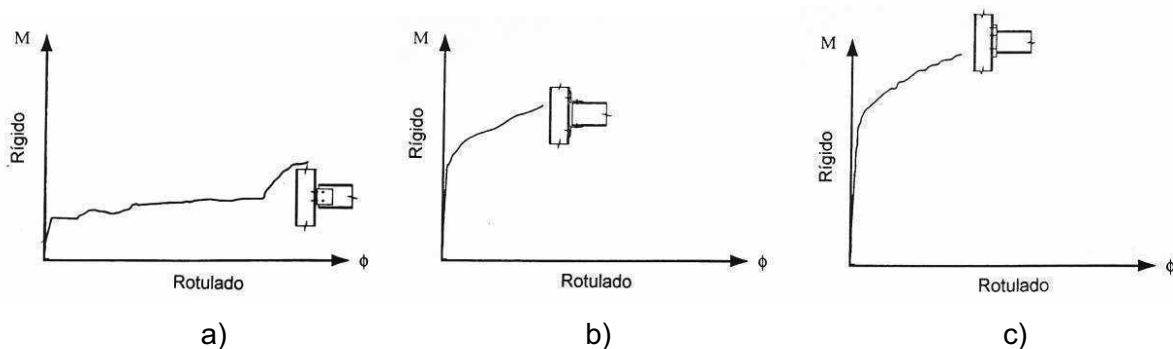


Figura 3.1 - Diagramas momento-rotação para diferentes ligações (adaptado de [41])

- a) Ligação viga-coluna com cantoneiras de alma
- b) Ligação viga-coluna com cantoneiras de banzo
- c) Ligação viga-coluna com placa de extremidade estendida

Como se pode constatar, as duas situações extremas do comportamento da ligação, rígido e rotulado, não são verificadas dando origem à denominação de ligação “semi-rígida”, com características de comportamento que permitem dimensionar estruturas mais económicas e com elevado nível de segurança. A ligação com cantoneiras de banzo e a ligação com placa de extremidade estendida têm um

comportamento inicial que se aproxima do rígido, enquanto a ligação com cantoneiras de alma tem um comportamento que se assemelha a uma situação rotulada.

Devido a vários factores, como a sua complexidade geométrica associada a imperfeições, tensões residuais, contacto e escorregamento e a singularidade da produção de cada ligação, torna a determinação do seu comportamento mais complexo do que a dos outros elementos estruturais.

Em geral, os estudos efectuados no sentido da determinação exacta do comportamento não-linear das ligações viga-coluna, são orientados para a determinação das propriedades fundamentais da ligação explicitadas no Eurocódigo 3 [16], nomeadamente a “resistência”, a “rigidez” e a “ductilidade” ou “capacidade de deformação”.

Na fig. 3.2 apresenta-se um diagrama momento-rotação referente a uma ligação viga-coluna com placa de extremidade estendida, dimensionada para transferir os momentos da viga para a coluna, em que são definidas estas três propriedades:

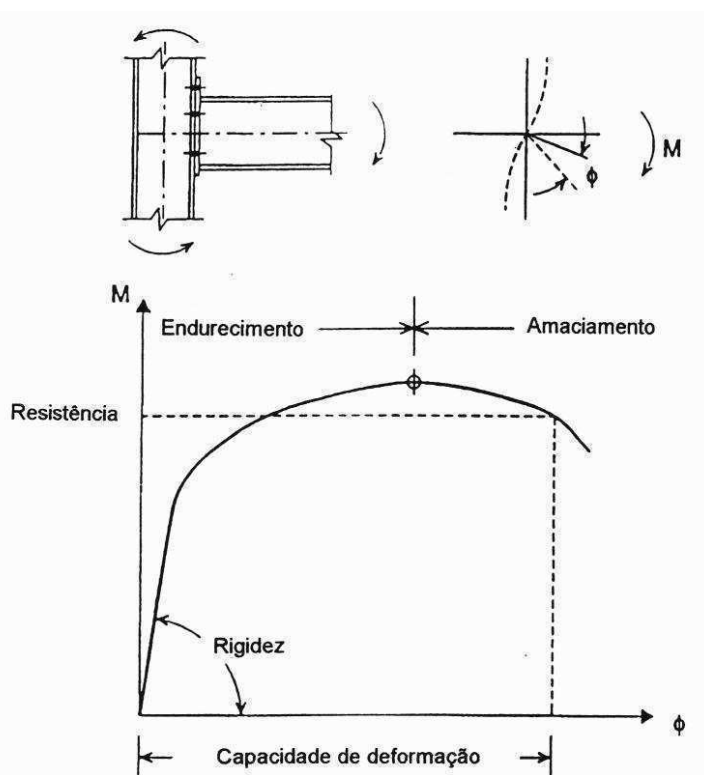


Figura 3.2 - Diagrama momento-rotação de uma ligação viga-coluna (adaptado de [32])

Para determinar as forças que actuam nas ligações dos pórticos, N , V e M (ver fig. 3.3), pode recorrer-se a uma análise estática, considerando as forças de

dimensionamento verticais e horizontais que nele actuam e uma modelação adequada. Nesta modelação torna-se bastante importante definir a rigidez da ligação, que pode assumir valor nulo (ligação rotulada), valor infinito (ligação rígida), ou uma situação intermédia.

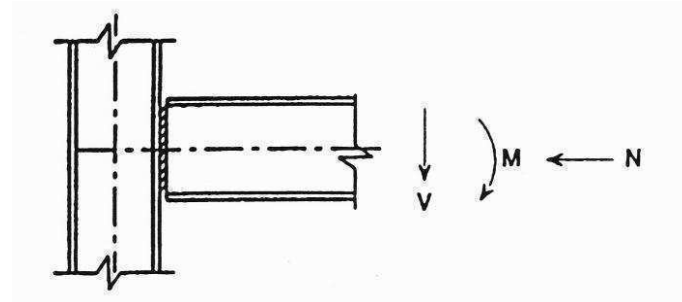


Figura 3.3 - Forças que actuam na ligação

Assumindo uma estrutura em pórtico com nós rígidos iremos obter, na sua análise, menores deformações do que se considerarmos a mesma estrutura com ligações rotuladas.

A rigidez da ligação influencia o valor dos esforços para os quais deve ser dimensionada, afectando também a flexão das vigas, especialmente em pórticos não contraventados, em que a rigidez tem maior efeito na deformação da estrutura considerada como um todo, bem como na sua estabilidade.

Se, na análise estática de uma estrutura, considerarmos as ligações com uma rigidez bastante elevada, conseqüentemente a forma das ligações deve ser de modo a que a sua deformação tenha pouca influência na distribuição de cargas e na deformação global da estrutura. Por outro lado se assumirmos na análise ligações com baixa rigidez, estas devem ter a capacidade de rotação necessária para absorver as rotações sem causar grandes momentos flectores que possam provocar a cedência da ligação ou dos membros ligados.

Conforme referido, para a determinação da resistência e rigidez de uma ligação é suficiente recorrer a uma análise estática, o mesmo não acontecendo com a determinação da capacidade de deformação, em que na prática é difícil a sua determinação por se tratar de um parâmetro qualitativo, mas que a par com a capacidade de deformação das vigas e das colunas tem um papel importante na distribuição de forças na estrutura.

As ligações com grande capacidade de deformação, denominadas dúcteis, contribuem de certa forma para a segurança global da estrutura, sempre que a ligação fique sobrecarregada e entre em regime de deformação pós-elástica. Por esta razão quando se pretende fazer uma análise plástica de uma estrutura, é fundamental considerar ligações dúcteis, pois estas permitem a formação de rótulas plásticas nas zonas de ligação dos elementos.

A avaliação da ductilidade de uma ligação, torna-se bastante importante para o estudo seguido neste trabalho, pois é um indicador da capacidade que a ligação tem de sofrer deformações plásticas, importantes para a dissipação da energia sísmica.

Como foi referido anteriormente e observado na fig. 3.1, o comportamento de ligações metálicas pode ser caracterizado por curvas momento-rotação não-lineares, que não são de boa utilização prática no dimensionamento, sendo portanto necessário aproximar essas curvas não-lineares por modelos bi-lineares ou tri-lineares (fig. 3.4), os quais podem também incluir deslizamentos iniciais (inferiormente na fig 3.4).

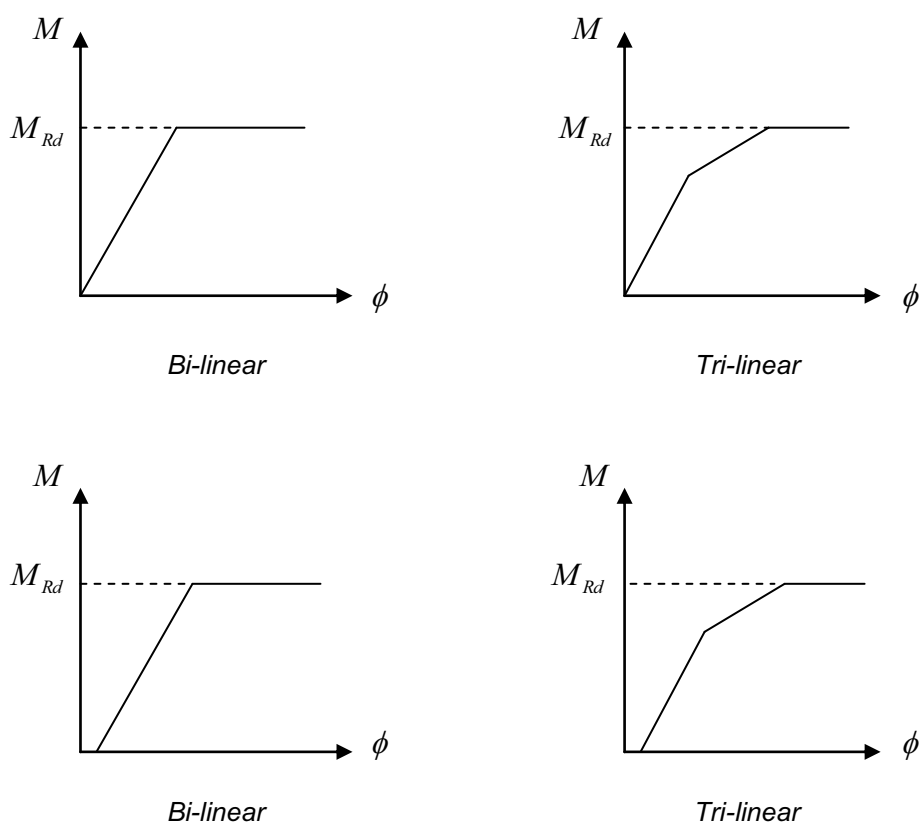


Figura 3.4 - Possíveis idealizações das curvas momento-rotação

A aproximação mais utilizada para caracterizar a ligação é a bi-linear, pois não altera significativamente o rigor do cálculo, permitindo assim analisar globalmente a estrutura de forma homogénea, isto é, considerando a ligação com comportamento elásto-plástico idêntico ao dos outros elementos metálicos que a compõem (vigas e colunas).

3.1.2 - DIFERENÇA ENTRE NÓ E LIGAÇÃO

Nas construções em pórtico constituídas por vigas e colunas com secção em “I” ou “H” as ligações podem ser entre duas vigas ou duas colunas, entre coluna e fundação e entre viga e coluna. Para estas situações de ligações existem diferentes formas de as materializar, tendo em conta a posição dos elementos a ligar e as suas características geométricas na vizinhança do nó, tornando-se por isso necessário definir dois conceitos, ligação e nó.

Na prática os termos “nó” e “ligação” são aplicados indiferentemente mas, cada termo tem um significado distinto. Considerando ligações viga-coluna (objecto deste trabalho), a “ligação” é a componente física onde ocorrem as primeiras acções, correspondendo ao conjunto dos elementos que concretizam a conexão da viga com a coluna (parafusos, cordões de soldadura, placa de extremidade, entre outros). Por seu lado, o “nó” é a ligação acrescentada da zona correspondente à intersecção da viga com a coluna, compreendendo a alma da coluna adjacente à ligação.

Na fig. 3.5 ilustra-se a diferença entre os dois conceitos.

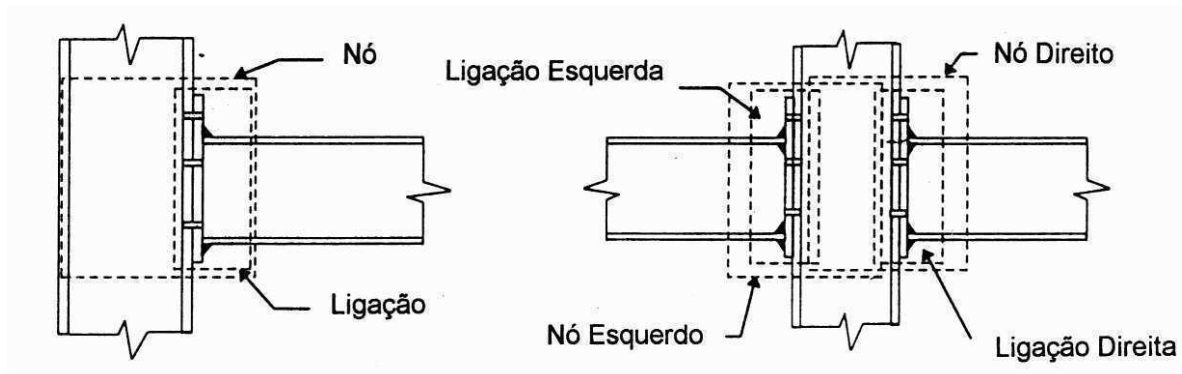


Figura 3.5 - Diferença entre nó e ligação (adaptado de [33])

A deformação do nó engloba, geralmente, a deformação da ligação, contribuindo significativamente para a resposta não-linear do sistema estrutural.

3.1.3 - CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Existem diversas formas, com diferentes sistemas e tecnologias, para realizar ligações viga-coluna em estruturas metálicas. Em resultado desta diversificação, quando se comparam curvas momento-rotação, podem observar-se diferentes comportamentos não-lineares, que podem ir desde o quase rígido (caso das ligações integralmente soldadas) até ao flexível (caso das ligações de cantoneira de alma). Por esta razão existe a necessidade de classificar as ligações.

Por outro lado, as ligações necessitam de ser modeladas tendo em conta a análise global da estrutura e por isso podem considerar-se três diferentes tipos de modelação das ligações:

- Simples, na qual é assumido que a ligação não transmite momentos flectores;
- Semi-contínua, na qual é assumido que o comportamento da ligação não tem efeito na análise;
- Contínua, na qual o comportamento da ligação necessita ser considerado na análise.

Os parâmetros a considerar em cada um destes tipos de modelações dependem do tipo de análise aplicada à estrutura. Para uma análise elástica de pórticos, é suficiente considerar na modelação a rigidez inicial, para a determinação dos estados limites de serviço (*SLS*), e a rigidez secante, para a determinação dos estados limites últimos (*ULS*), enquanto que se for utilizada uma análise rígido-plástica os parâmetros a utilizar são a resistência e a capacidade de rotação das ligações. Nos outros tipos de análise devem ser consideradas na modelação a resistência e a rigidez.

No quadro 3.1 são definidos os tipos de modelação em função de dois parâmetros característicos das ligações, resistência e rigidez.

Para uma modelação semi-contínua podem distinguir-se as seguintes análises:

- Análise elástica, considerando a relação momento-rotação linear;
- Análise rígido-plástica, tendo em conta o momento resistente da ligação, quando esta tem capacidade de rotação suficiente;

- Análise elásto-plástica, baseada em curvas momento-rotação não-lineares.

RIGIDEZ	RESISTÊNCIA		
	Rotulada	Resistência Parcial	Resistência Total
Rotulada	Simples	-	-
Semi-rígida	-	Semi-contínua	Semi-contínua
Rígida	-	Semi-contínua	Contínua

Quadro 3.1 - Tipos de modelação de ligações

O tipo de modelação que deve ser adoptado depende do tipo de análise global de pórtico e da classe da ligação, em termos de rigidez e resistência. Neste propósito, o EC3 classifica as ligações considerando estes dois últimos parâmetros.

3.1.3.1 - CLASSIFICAÇÃO PELA RIGIDEZ ROTACIONAL

A classificação proposta pelo Eurocódigo é estabelecida distinguindo os pórticos contraventados e os não-contraventados. Pela sua rigidez, uma ligação viga-coluna pode ser classificada em três categorias:

- Rígida;
- Semi-rígida;
- Rotulada.

Esta classificação é efectuada com base em valores limites de rigidez, estabelecidos para esse efeito em relação à rigidez de flexão da viga ligada ($K_b = EI_b / L_b$). Estes valores limites de rigidez são indicados no quadro 3.2.

CLASSIFICAÇÃO	Pórticos Contraventados	Pórticos Não-Contraventados
Rotulada	$S_{j,ini} \leq 0,5EI_b / L_b$	$S_{j,ini} \leq 0,5EI_b / L_b$
Semi-Rígida	$0,5EI_b / L_b < S_{j,ini} < 8EI_b / L_b$	$0,5EI_b / L_b < S_{j,ini} < 25EI_b / L_b$
Rígida	$S_{j,ini} \geq 8EI_b / L_b$	$S_{j,ini} \geq 25EI_b / L_b$

Quadro 3.2 - Valores limites de rigidez para a classificação de ligações

Em pórticos não-contraventados, para a ligação ser classificada como rígida, para além da condição do quadro 3.2 deve também garantir-se que: $(I_b / L_b) / (I_c / L_c) \geq 0,1$. Quando esta condição não é verificada a ligação é classificada como semi-rígida.

Os limites de rigidez indicados no quadro 3.2, que permitem classificar as ligações, são ilustrados na fig. 3.6, para pórticos contraventados e não-contraventados, com base em diagramas momento-rotação.

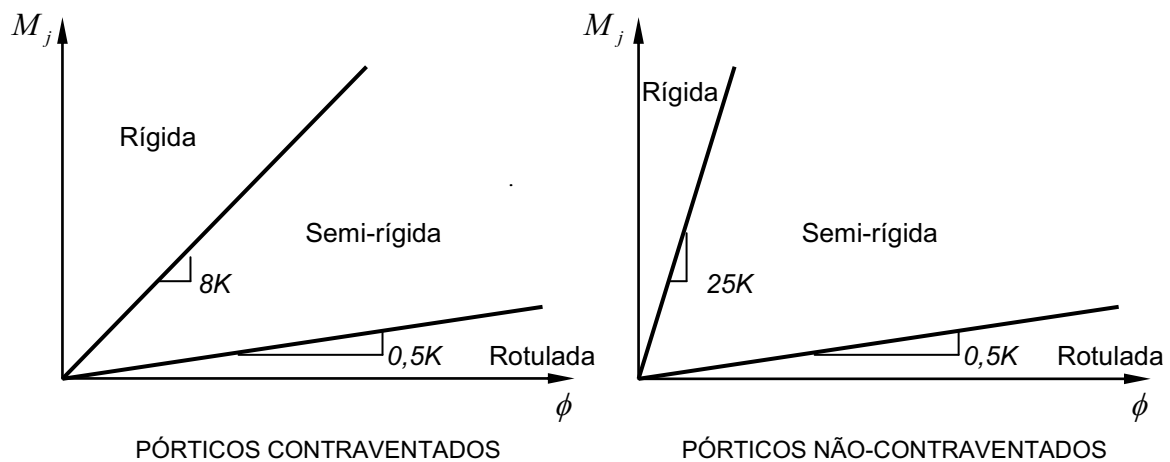


Figura 3.6 - Classificação de ligações pela rigidez rotacional

As figs. 3.7 e 3.8 mostram, respectivamente, os diferentes comportamentos das ligações na estrutura e os diagramas momento-rotação para os três tipos referidos, para uma análise global elástica.

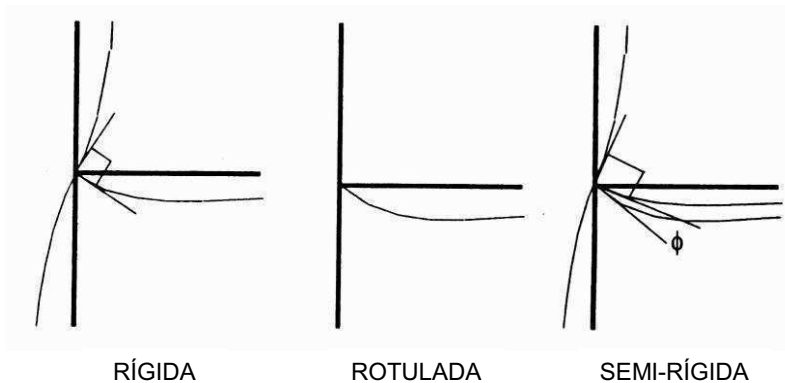


Figura 3.7 - Comportamento de ligações de acordo com a rigidez (adaptado de [33])

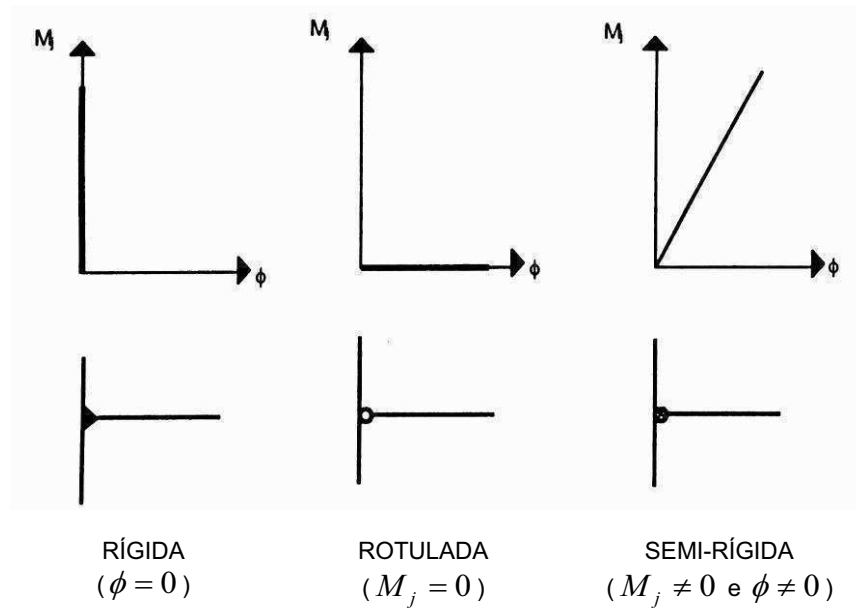


Figura 3.8 - Curvas momento-rotação das ligações (adaptado de [33])

Uma ligação rígida pode ser considerada como uma ligação que transmite todas as reacções de um membro para o outro membro, sendo as suas deformações bastante pequenas, não tendo por isso influência na distribuição de momentos da estrutura.

As ligações semi-rígidas são ligações que são dimensionadas para garantir um certo grau de interacção entre os membros, baseada nas características momento-rotação.

As ligações rotuladas garantem apenas a transferência de esforços transversos e eventualmente esforços axiais da viga para a coluna. Estas ligações devem ser capazes de rodar sem desenvolverem momentos flectores significativos, que possam eventualmente afectar a estabilidade da coluna.

As ligações rígidas e semi-rígidas podem considerar-se como tradicionais, pois a sua aplicação é bastante corrente, enquanto que as ligações rotuladas são usadas quando a rigidez lateral da estrutura esteja garantida por sistemas de contraventamento eficazes.

A fig. 3.9 compara de forma qualitativa a rigidez rotacional de ligações correntemente utilizadas em pórticos metálicos através de diagramas momento-rotação.

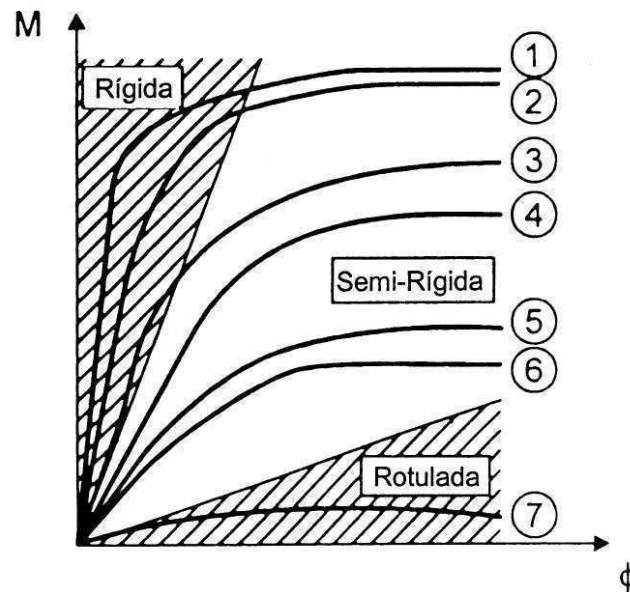


Figura 3.9 - Exemplos de classificação pela rigidez rotacional (adaptado de [32])

- 1 - Ligação integralmente soldada; 2 - Ligação com placa de extremidade estendida;
- 3 - Ligação de banzos inferiores e superiores; 4 - Ligação com placa de extremidade rasa;
- 5 - Ligação com cantoneiras de banzo e ângulos de alma;
- 6 - Ligação com cantoneiras de banzo; 7 - Ligação de duplo ângulo de alma

3.1.3.2 - CLASSIFICAÇÃO PELO MOMENTO RESISTENTE

Quando se pretende utilizar uma análise plástica, de acordo com o EC3, as ligações viga-coluna podem ser classificadas segundo o momento resistente em três categorias:

- Resistência total;
- Resistência parcial;
- Rotulada.

A classificação das ligações em relação ao seu momento resistente é mostrada na fig. 3.10.

Esta classificação simples consiste em comparar o momento resistente da ligação, $M_{j,Rd}$, com o valor do momento plástico resistente de dimensionamento da viga, $M_{b,pl,Rd}$, e da coluna, $M_{c,pl,Rd}$.

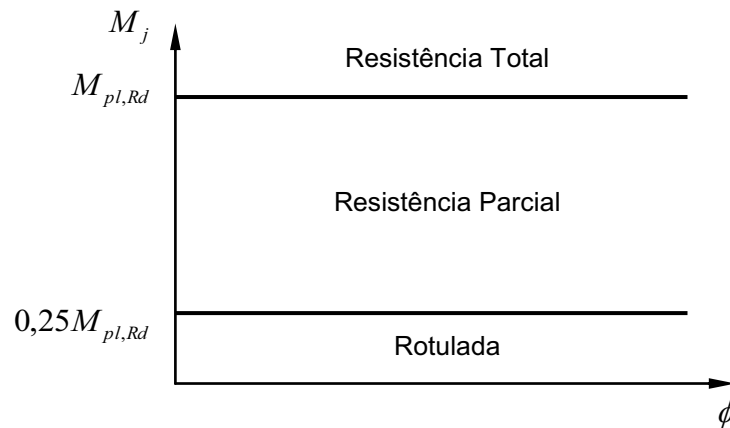


Figura 3.10 - Classificação de ligações pelo momento resistente

Na fig. 3.10 o momento $M_{pl,Rd}$ é dado por:

- menor de: $\begin{cases} M_{b,pl,Rd} \\ M_{c,pl,Rd} \end{cases}$, para ligações no topo das colunas;

- menor de: $\begin{cases} M_{b,pl,Rd} \\ 2 \cdot M_{c,pl,Rd} \end{cases}$, para ligações no meio das colunas.

Portanto, uma ligação viga-coluna é considerada de resistência total se a sua resistência de dimensionamento é pelo menos igual à menor das resistências dos membros conectados (ver caso A na fig. 3.11). Neste caso será formada uma rótula plástica num dos membros adjacentes e não na ligação. Se a capacidade de rotação é limitada (caso B), é necessário que a ligação tenha uma “reserva extra” de resistência, em relação aos membros que liga, para ter em conta os possíveis efeitos de sobre-resistência (overstrength) que possam ocorrer nesses membros. De acordo com o presente estado de regulamentação no campo das estruturas resistentes aos sismos, apenas é permitida a utilização de ligações de resistência total, sugerindo a *ECCS* [39] para as ligações soldadas ou aparafusadas a utilização de ligações com resistências superiores a $1,2 \cdot M_{pl,Rd}$. A utilização de ligações com esta resistência dispensa a necessidade da verificação da capacidade de rotação.

As ligações denominam-se de resistência parcial, quando a sua resistência de cálculo é menor do que a resistência dos elementos ligados (ver caso C na fig. 3.11). Na presente situação é formada na ligação uma rótula plástica, sendo requerida uma

certa capacidade de rotação na ligação (caso D). Isto significa que o caso C é inadequado, porque a capacidade de rotação é excedida ainda durante a actuação das cargas de dimensionamento.

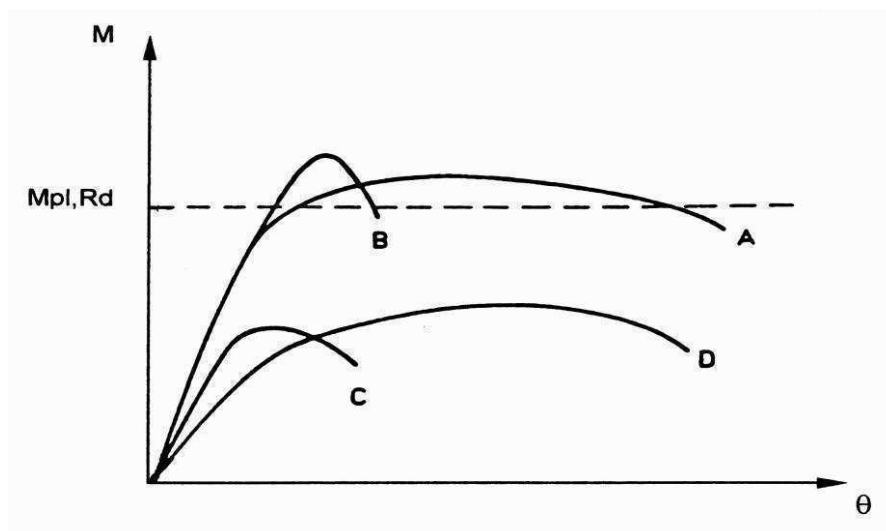


Figura 3.11 - Curvas momento-rotação de ligações viga-coluna (adaptado de [39])

3.1.4 - CARACTERIZAÇÃO DE LIGAÇÕES

A caracterização de ligações é um passo importante no dimensionamento de pórticos metálicos, consistindo em determinar a sua resposta rotacional, ou seja, a avaliação das suas propriedades mecânicas em termos de rigidez, resistência e ductilidade.

Existem variadas formas ou métodos para avaliar estes parâmetros, sendo os mais usuais os métodos com recurso a análise experimental, análise numérica ou analítica.

Os métodos analíticos são na prática a melhor opção para o dimensionamento, sendo desenvolvidos no intuito de diagnosticar a resposta da ligação através do conhecimento das propriedades geométricas e mecânicas dos componentes da ligação (parafusos, cordões de soldadura, placas de extremidade, enrijecedores, etc.). Cada componente tem características distintas tornando por isso o cálculo do comportamento global da ligação complexo, aliado ao facto de por vezes a geometria da ligação também ser complexa e se considerarem outros fenómenos como por exemplo a não-linearidade geométrica, do material e o escorregamento.

O método analítico proposto na Parte 1.8 do *EC3*, denominado “método dos componentes”, é apresentado com detalhe no ponto seguinte, podendo ser aplicado com bastante simplicidade a qualquer ligação, qualquer que seja a sua configuração geométrica, o tipo de esforços a que é submetida (axiais e/ou momentos flectores), o tipo de aço e a secção transversal dos elementos.

3.1.5 - MÉTODO DOS COMPONENTES

O dimensionamento de ligações é efectuado tendo em conta uma distribuição de forças que garanta as condições de equilíbrio. Em cada nó é possível distinguir a linha de actuação dessas forças, que em zonas distintas do nó ou são de tracção, compressão ou corte, como ilustra a fig. 3.12 para uma ligação aparafusada com placa de extremidade estendida, em que podem ser identificadas três zonas críticas:

- Zona de tracção;
- Zona de corte;
- Zona de compressão.

Desta forma é possível para cada nó delimitar zonas consoante o tipo de força actuante, e assim, definir componentes básicos da ligação com a sua própria rigidez e resistência, quer em tracção, em compressão ou em corte.

A aplicação do método pressupõe os seguintes passos [33]:

- 1º - Identificação dos componentes activos no nó considerado;
- 2º - Determinar para cada componente básico a sua resistência e o coeficiente de rigidez.
- 3º - Assemblagem de todos os componentes constituintes do nó e avaliação da sua resistência e rigidez globais (características específicas - rigidez inicial, resistência de cálculo, etc. - ou a curva de deformabilidade no conjunto).

O procedimento da assemblagem consiste em determinar as propriedades mecânicas (curva momento-rotação de dimensionamento) do nó considerado como um todo, a partir das propriedades (resistência, rigidez e ductilidade) individuais dos componentes constituintes desse nó. Este procedimento requer estabelecer preliminarmente uma distribuição de forças actuantes no nó (forças internas de cada um dos componentes) que verifique o equilíbrio.

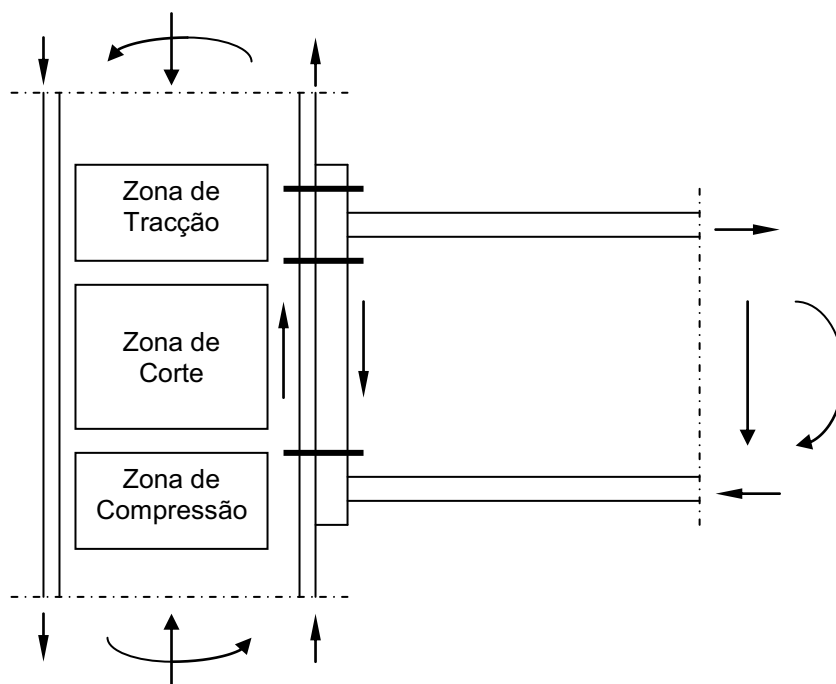


Figura 3.12 - Zonas críticas a considerar num nó de uma ligação

3.1.5.1 - TIPOS DE COMPONENTES

A aplicação do método dos componentes necessita do conhecimento do comportamento dos componentes básicos, ou seja, é necessário definir as curvas não-lineares força-deformação para cada componente. A rigidez inicial de uma ligação é determinada com base na rigidez elástica de cada componente. Com esse propósito o *EC3* [17] [19] estabelece equações para a determinação da resistência e rigidez dos componentes que constituem a generalidade das ligações correntes, sendo aí também identificados os componentes básicos a considerar, bem como as regras de aplicação.

Em virtude do comportamento global de uma ligação ser caracterizado através do comportamento individual de cada um dos seus componentes básicos, a capacidade de rotação de uma ligação também é obtida através da capacidade de deformação dos componentes, sendo portanto necessário avaliar para cada componente essa capacidade. Esta avaliação pode ser feita por via experimental, analítica ou numérica, recorrendo a elementos finitos.

A curva não-linear força-deformação correspondente a cada componente, pode ser representada por uma aproximação bi-linear, em que se distinguem cinco importantes propriedades, explicitas nas figs. 3.14, 3.16 e 3.18:

F_y - Força de cedência;

K_e - Rigidez elástica;

K_p - Rigidez plástica;

W_y - Deformação correspondente ao início da plastificação;

W_c - Deformação correspondente à rotura.

Consoante o seu comportamento força-deformação, os componentes podem ser distinguidos em várias classes, em função do seu modo de rotura. Assim, podem-se distinguir:

- Componentes com ductilidade limitada (ex: Alma da coluna em compressão; Banzo e alma da viga em compressão);
- Componentes com ductilidade elevada (ex: Painel da alma da coluna em corte; Banzo da coluna em flexão; Placa de extremidade em flexão; Cantoneira de banzo em flexão);
- Componentes com rotura frágil (ex: Parafusos em tracção).

i) Componentes com ductilidade limitada

Inicialmente a curva força-deformação apresenta um comportamento elástico. Após passar um nível máximo de força F_{Rd} , conforme se mostra na fig. 3.13, a curva correspondente a este tipo de componente deixa de ter um comportamento elástico e começa a decrescer (amaciamento) devido aos efeitos geometricamente não-lineares de instabilidade.

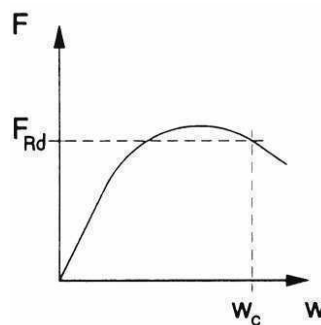


Figura 3.13 - Curva força-deformação para componentes com ductilidade limitada [35]

Em determinado ponto a curva força-deformação atinge novamente o nível máximo de força. A capacidade de deformação característica destas componentes deve ser definida como a deformação W_c naquele ponto, sendo portanto necessário nesta classe de ductilidade definir o deslocamento de rotura da componente, W_c .

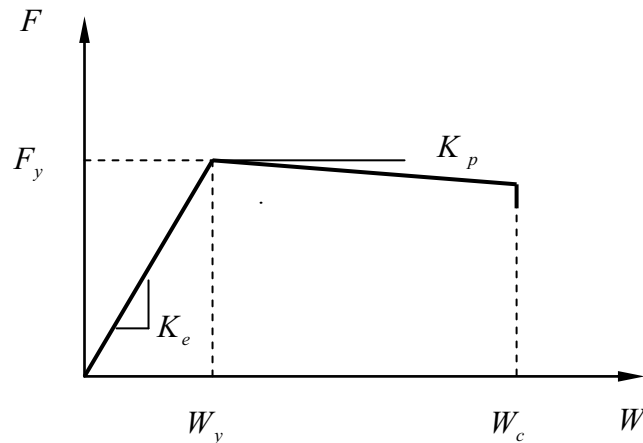


Figura 3.14 - Aproximação bi-linear da curva força-deformação para componentes com ductilidade limitada

ii) Componentes com ductilidade elevada

Estes componentes mudam, principalmente devido a efeitos de membrana, de um modo de comportamento elástico inicial para um modo de comportamento pós-elástico quando se atinge a capacidade resistente F_{Rd} , no qual se registam aumentos de deformação com o incremento da força, como se ilustra na fig. 3.15.

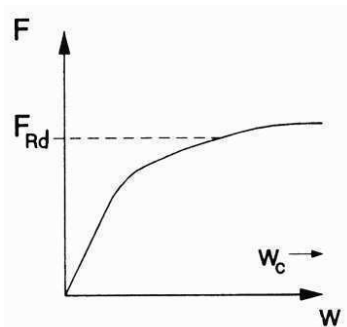


Figura 3.15 - Curva força-deformação para componentes com ductilidade elevada [35]

Neste tipo de componente a capacidade de deformação é bastante elevada, não sendo por isso imposto limite à capacidade de deformação.

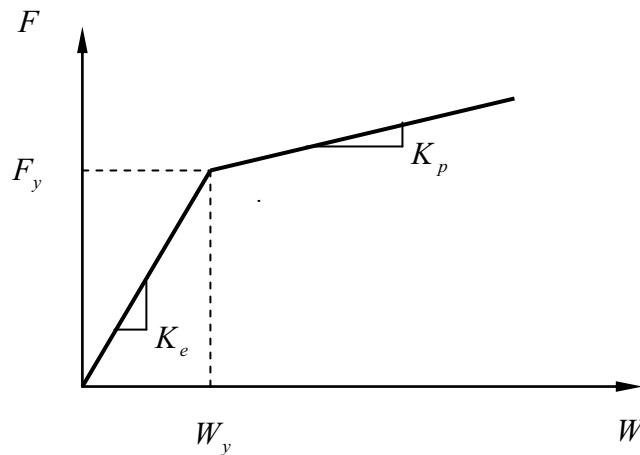


Figura 3.16 - Aproximação bi-linear da curva força-deformação para componentes com ductilidade elevada

iii) Componentes com rotura frágil

Estes componentes apenas permitem uma pequena deformação quando se aumenta a força após o regime elástico inicial, ocorrendo a rotura prematuramente de um modo brusco. A capacidade de deformação característica destes componentes pode ser definida com a deformação correspondente ao ponto de rotura W_c , como indicado na fig. 3.17.

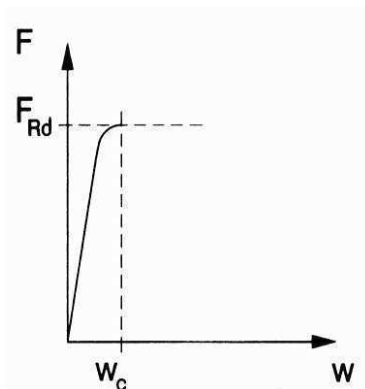


Figura 3.17 - Curva força-deformação para componentes com rotura frágil [35]

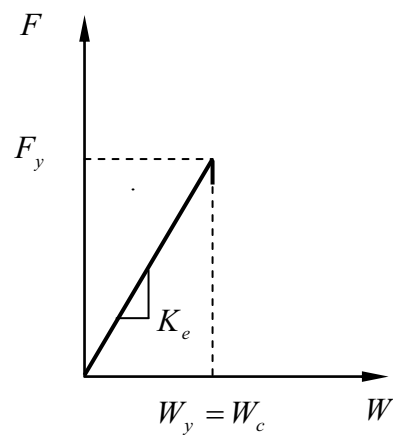


Figura 3.18 - Aproximação bi-linear da curva força-deformação para componentes com rotura frágil

3.1.5.2 - T-STUB EQUIVALENTE

Nas ligações viga-coluna aparafusadas a resistência dos componentes básicos:

- Banzo da coluna em flexão;
- Placa de extremidade em flexão;
- Cantoneira de banzo em flexão,

deve ser modelada usando o banzo de um T-stub equivalente. O modelo T-stub idealizado é mostrado na fig. 3.19, considerando como exemplo uma ligação viga-coluna com placa de extremidade estendida.

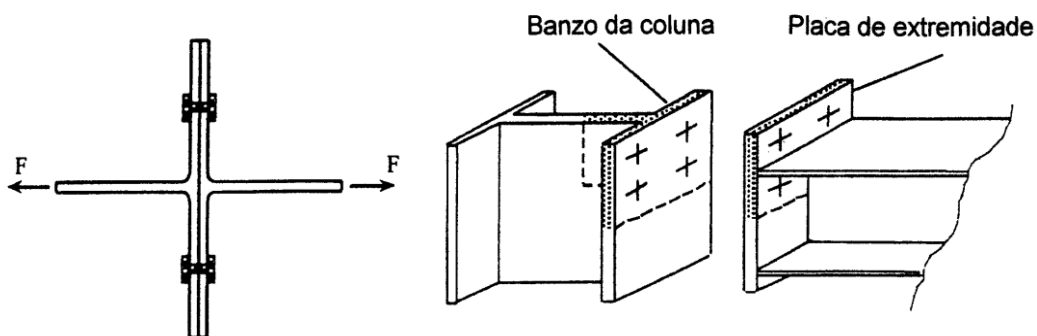


Figura 3.19 - Modelo T-stub equivalente para ligação viga-coluna com placa de extremidade estendida (adaptado de [50])

Os três modos de rotura do banzo do T-stub possíveis, esquematicamente representados na fig. 3.20, devem assumir-se serem similares aos que são esperados ocorrer no componente básico que representam:

- Modo 1 - Cedência completa do banzo;
- Modo 2 - Rotura dos parafusos com cedência do banzo;
- Modo 3 - Rotura dos parafusos.

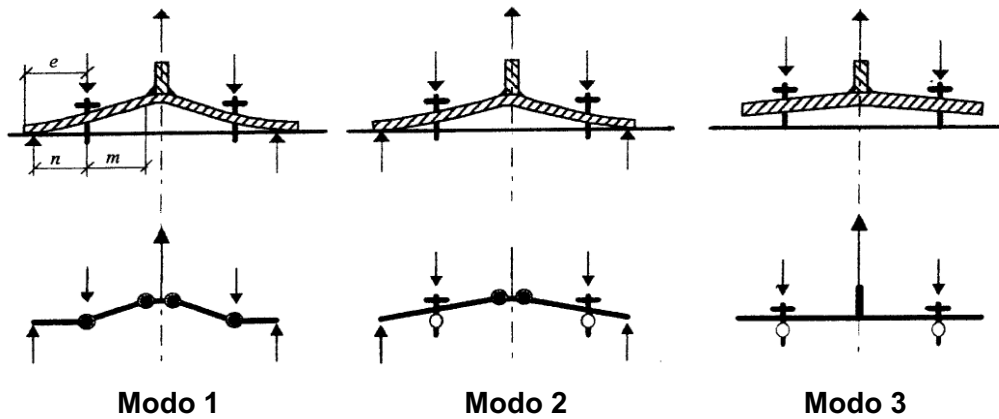


Figura 3.20 - Modos de rotura do T-stub (adaptado de [56])

Para cada um destes três modos a força de tracção resistente $F_{T,Rd}$ é dada pelas eqs. (3.1), (3.3) e (3.6):

$$\text{Modo 1 - } F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (3.1)$$

$$\text{- } M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (3.2)$$

$\Sigma l_{eff,1}$ é o comprimento efectivo total do T-stub equivalente para o modo 1;

t_f é a espessura do banzo do T-stub;

f_y é a tensão de cedência do banzo do T-stub;

γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança da resistência das secções transversais de classe 1, 2 ou 3, definidas no ponto 3.2.2.2, ($\gamma_{M0} = 1,1$);

- m é a distância entre o eixo do parafuso e a face da solda que une a alma com o banzo para secções soldadas e a distância à face da curva de ligação entre a alma e o banzo para secções laminadas (ver fig. 3.20).

$$\text{Modo 2 - } F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \Sigma F_{t,Rd}}{m + n} \quad (3.3)$$

$$- M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (3.4)$$

$\Sigma l_{eff,2}$ é o comprimento efectivo total do T-stub equivalente para o modo 2;

- n é a distância efectiva entre o parafuso e a extremidade livre (ver fig. 3.20). Em geral $n = e_{min}$ (ver fig. 3.26), mas nunca deve ser considerado superior a $1,25 \cdot m$;

- $\Sigma F_{t,Rd}$ é o valor total de $F_{t,Rd}$ para todos os parafusos do T-stub equivalente, em que, $F_{t,Rd}$ é a resistência à tracção de um parafuso dada por:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.5)$$

f_{ub} é a tensão de rotura à tracção do parafuso;

A_s é a área do núcleo do parafuso;

γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança ($\gamma_{M2} = 1,25$);

$k_2 =$:

0,63 para parafusos contra-punçoados;

0,9 nos restantes casos.

$$\text{Modo 3 - } F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} \quad (3.6)$$

3.1.5.3 - CARACTERIZAÇÃO DOS COMPONENTES DE LIGAÇÕES VIGA-COLUNA

Dado que neste estudo foram efectuadas modelações computacionais no intuito de determinar as características do comportamento de ligações viga-coluna soldadas e

aparafusadas com placa de extremidade, rasa e estendida, cujos resultados são apresentados no ponto 3.1.6, neste sub-capítulo, apenas são caracterizadas os componentes necessários para a caracterização do comportamento bi-linear dos tipos de ligações referidos.

Para aplicação do método dos componentes nestes tipos de ligações é necessário considerar os seguintes componentes:

- i) Painel da alma da coluna em corte;
- ii) Alma da coluna em compressão;
- iii) Alma da coluna em tracção;
- iv) Banzo da coluna em flexão;
- v) Placa de extremidade em flexão;
- vi) Alma e banzo da viga em compressão;
- vii) Alma da viga em tracção;
- viii) Parafusos em tracção.

i) Painel da alma da coluna em corte

Para uma ligação viga-coluna simples ou para uma ligação viga-coluna dupla em que a altura das vigas de ambos os lados são iguais e a esbelteza da alma da coluna satisfaz a condição $d/t_w \leq 69.\varepsilon$ (ver quadro 3.11 - classes de secções transversais), a resistência ao corte da ligação $V_{wp,Rd}$ é dada pela seguinte expressão:

$$V_{wp,Rd} = F_{Rd,1} = \frac{0,9 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (3.7)$$

na qual:

- A_{vc} é a área de corte da secção da coluna.

Nota: Quando o painel de alma da coluna é reforçado com uma ou duas (em ambos os lados) placas de alma suplementares, conforme ilustrado na fig. 3.21, a área de corte da secção da coluna, A_{vc} , deve ser aumentada de $b_s \cdot t_{wc}$, em que b_s representa a largura da placa ou de uma das placas (no caso de duas);

- $f_{y,wc}$ é a tensão de cedência da alma da coluna;

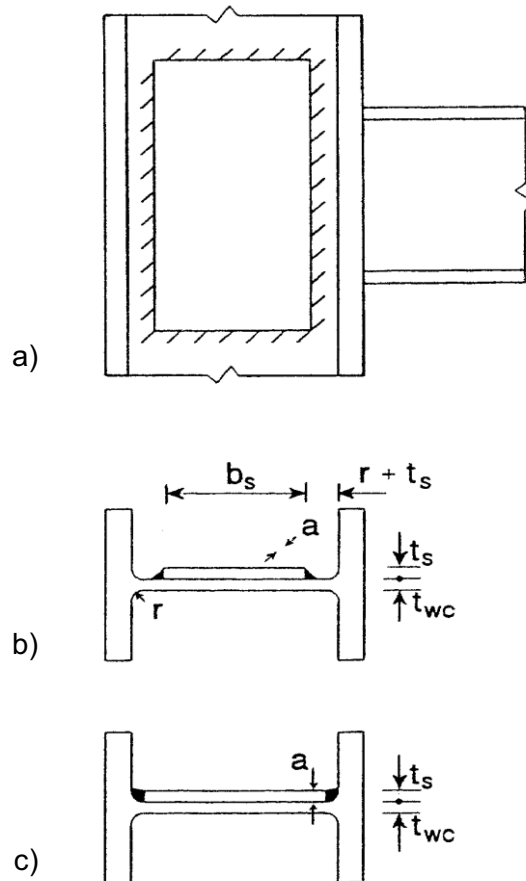


Figura 3.21 - Placa de alma suplementar

Quando a alma da coluna é reforçada com placas colocadas transversalmente, também identificadas como enrijecedores, na zona de compressão e/ou na zona de tracção, ver fig. 3.22, a resistência plástica ao corte da alma da coluna da eq. (3.7), $V_{wp,Rd}$, deve ser acrescida de $V_{wp,add,Rd}$, dada por:

$$V_{wp,add,Rd} = \text{menor de} \begin{cases} \frac{4 \cdot M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \\ \frac{2 \cdot M_{pl,fc,Rd} + 2 \cdot M_{pl,st,Rd}}{d_s} \end{cases} \quad (3.8)$$

em que:

- d_s é a distância entre os centros dos enrijecedores (compressão e tracção);
- $M_{pl,fc,Rd}$ é o momento plástico resistente do banzo da coluna;
- $M_{pl,st,Rd}$ é o momento plástico resistente do enrijecedor.

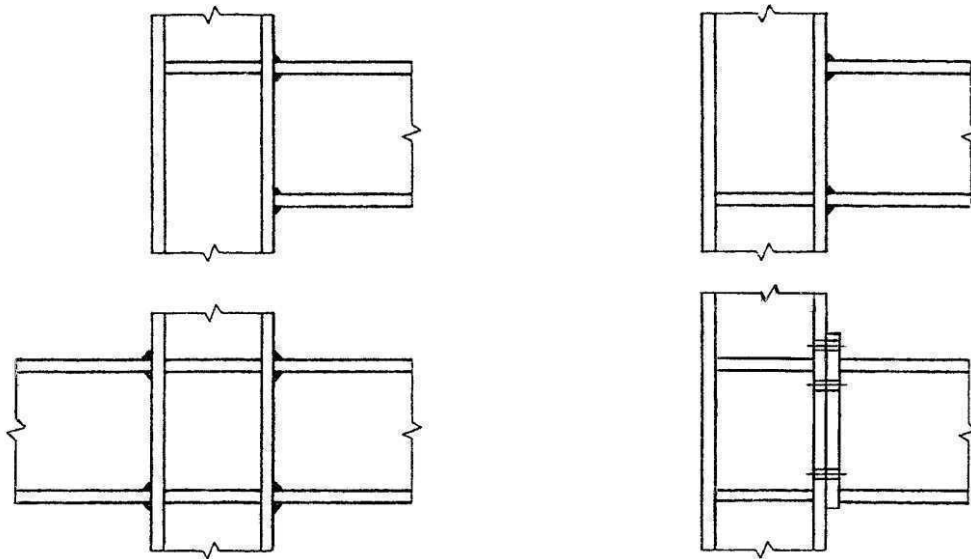


Figura 3.22 - Exemplos de reforço da alma com placas transversais

Para o painel de alma da coluna, sem placas de reforço, em corte, o coeficiente de rigidez k_1 , numa ligação viga-coluna simples ou numa ligação viga-coluna dupla em que a altura das vigas de ambos os lados são iguais, pode ser obtido por:

$$k_1 = \frac{0,38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z} \quad (3.9)$$

em que:

- z é o braço das forças que depende do tipo de ligação:
 - *Ligação soldada*: distância entre as linhas médias das espessuras dos dois banzos, comprimido e traccionado, da viga;
 - *Ligação aparafusada com placa de extremidade rasa*: distância entre o centro da fiada de parafusos traccionados, ou distância entre o ponto médio das fiadas de parafusos traccionados (caso de duas fiadas com parafusos em tracção), e a linha média da espessura do banzo comprimido da viga, também designado por centro de compressão;
 - *Ligação aparafusada com placa de extremidade estendida*: distância entre o ponto médio das duas primeiras fiadas de parafusos traccionados e a linha média da espessura do banzo comprimido da viga.

Na fig. 3.23 é definida a dimensão z para os três tipos de ligações viga-coluna analisados neste estudo.

- β é um parâmetro de transformação que depende da configuração da ligação (simples ou dupla), tomando, de forma aproximada um dos seguintes valores (Tabela 5.4 da Parte 1.8 do EC3):

0, quando há equilíbrio de momentos em ligações duplas (momento à esquerda = momento à direita);

1, para ligações simples e quando os momentos em ligações duplas são do mesmo sinal;

2, quando os momentos em ligações duplas são de sinal contrário ou a sua soma se anula.

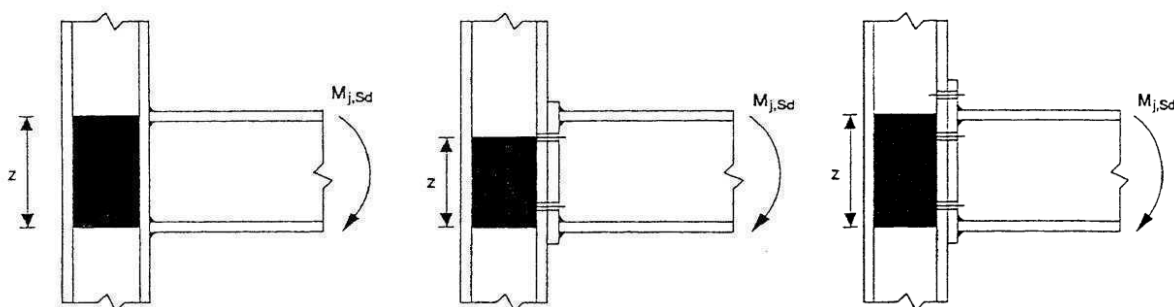


Figura 3.23 - Braço das forças z para os três tipos de ligação viga-coluna

Quando são usados painéis de alma suplementares, o coeficiente k_1 deve ser calculado com base na área de corte, A_{vc} , aumentada com a presença desses painéis, de modo semelhante ao referido para $V_{wp,Rd}$.

Se a alma da coluna estiver reforçada com placas transversais, o coeficiente de rigidez k_1 deve ser considerado infinito. Nestas condições, este componente não é utilizado no cálculo da rigidez rotacional da ligação.

ii) Alma da coluna em compressão

Este componente foi estudado experimentalmente por U. Kuhlmann e F. Kühnemund, na Universidade de Estugarda em 1997 e posteriormente em 1999 [35].

Da análise experimental concluíram que a curva força-deformação (ver fig. 3.24) apresenta de forma clara um comportamento tipicamente dúctil com amaciamento após se atingir a força máxima.

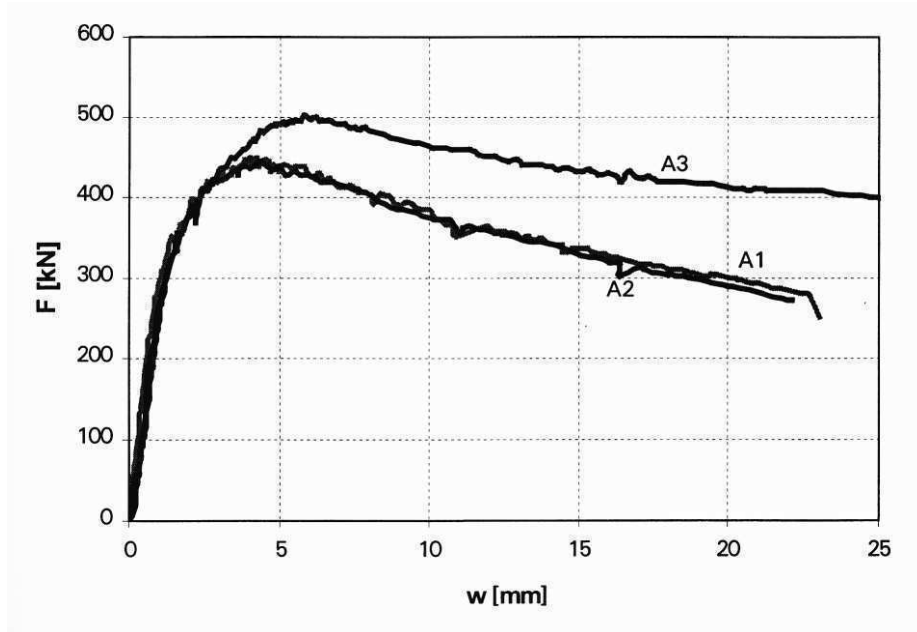


Figura 3.24 - Curva força-deformação típica do componente “alma da coluna em compressão” (retirado de [35])

Na fig. 3.24, a curva A3 corresponde a um ensaio em que se consideraram os esforços axiais na coluna (HEA240) nulos, enquanto que as curvas A1 e A2 são respeitantes a ensaios com esforços axiais na coluna, de igual geometria, de 60% e 67% de $N_{pl,Rd}$ respectivamente. Como se pode observar nos diagramas da fig. 3.24, existe uma forte influência do esforço axial no comportamento força-deformação da alma da coluna quando comprimida.

Na fig. 3.25 podem comparar-se as curvas força-deformação para dois ensaios distintos, em que se escolheram dois perfis de coluna diferentes, mas considerando em ambos os casos o esforço axial nulo. Pode verificar-se que o comportamento do perfil HEA240, com secção mais esbelta, apresenta uma menor resistência e capacidade de deformação (curva A3) do que o comportamento correspondente ao ensaio efectuado com perfis HEB240 (curva B1).

A resistência deste componente pode ser determinada tendo em conta o critério de resistência ao esmagamento, considerando a interação entre as tensões locais resultantes das tensões de corte no painel da alma, as tensões normais transmitidas

pelos banzos da viga e as tensões normais devidas ao esforço axial e momento-flector na coluna.

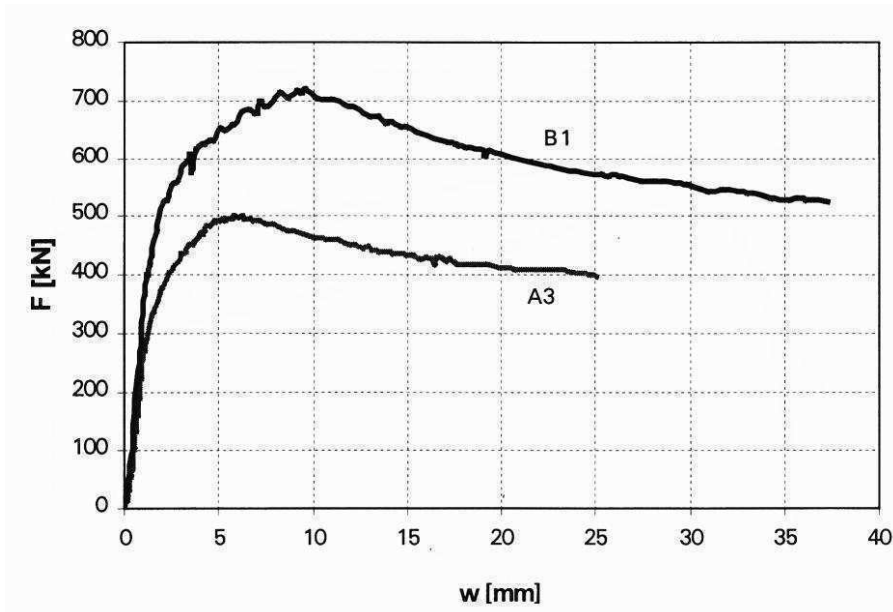


Figura 3.25 - Comparação do comportamento força-deformação do componente “alma da coluna em compressão” considerando perfis HEA240 e HEB240 (retirado de [35])

Para uma alma de coluna sem enrijecedores a resistência à compressão transversal, $F_{c,wc,Rd}$, é determinada por:

$$F_{c,wc,Rd} = F_{Rd,2} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (3.10)$$

em que:

- ω é o factor de redução para ter em conta os possíveis efeitos de corte no painel da alma da coluna:

$$\omega = \begin{cases} 1 & 0 \leq \beta \leq 0,5 \\ \omega_1 + 2 \cdot (1 - \beta) \cdot (1 - \omega_1) & 0,5 < \beta < 1 \\ \omega_1 & \beta = 1 \\ \omega_1 + (\beta - 1) \cdot (\omega_2 - \omega_1) & 1 < \beta < 2 \\ \omega_2 & \beta = 2 \end{cases} \quad \text{para} \quad (3.11)$$

com:

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot (b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}} \quad (3.12)$$

$$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2 \cdot (b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}} \quad (3.13)$$

- t_{wc} é a espessura da alma da coluna;
- k_{wc} é um factor de redução, que só é aplicado se a máxima tensão longitudinal de compressão na coluna $\sigma_{com,Ed}$ (devida ao esforço axial e aos momentos flectores) excede $0,7 \cdot f_{y,wc}$, dado pela expressão:

$$k_{wc} = 1,7 - \sigma_{com,Ed} / f_{y,wc} \quad (3.14)$$

Na generalidade dos casos $\sigma_{com,Ed} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$ e portanto o valor de $F_{c,wc,Rd}$ não sofre qualquer redução, ou seja $k_{wc} = 1,0$. Este factor pode portanto ser omitido nos cálculos preliminares em que ainda é desconhecido o valor da tensão longitudinal;

- $b_{eff,c,wc}$ é a largura efectiva da alma da coluna em compressão que depende do tipo de ligação, podendo determinar-se pelas eq. (3.15) e (3.16) indicadas no quadro 3.3.

Tipo de Ligação	$b_{eff,c,wc}$
Ligação soldada	$t_{fb} + 2\sqrt{2} \cdot a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (3.15)$
Ligação aparafusada com placa de extremidade	$t_{fb} + 2\sqrt{2} \cdot a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad (3.16)$

Quadro 3.3 - Valores de $b_{eff,c,wc}$

Nas expressões do quadro 3.3:

- s :
 - para colunas de secção em I ou H laminada $s = r_c$;
 - para colunas de secção em I ou H soldada $s = \sqrt{2} \cdot a_c$;
- s_p é o comprimento obtido por dispersão de 45° através da placa de extremidade;
- a representa a espessura efectiva da solda:
 - a_b - espessura efectiva da solda da ligação viga-coluna;
 - a_p - espessura efectiva da solda da ligação da placa de extremidade à viga;

a_c - espessura efectiva da solda da ligação banzo-alma nas colunas de secção soldada;

- t_{fb} é a espessura do banzo da viga;
- t_{fc} é a espessura do banzo da coluna.

Por outro lado, deve respeitar-se a seguinte condição:

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,e,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (3.17)$$

em que:

- ρ é o factor de redução devido à encurvadura da alma, dado por:

$$\rho = 1,0 \text{ se } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \quad (3.18)$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 \text{ se } \bar{\lambda}_p > 0,72 \quad (3.19)$$

onde $\bar{\lambda}_p$ é a esbelteza adimensional da alma, dada pela seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,e,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_{y,wc}}{E \cdot t_{wc}^2}} \quad (3.20)$$

Nesta expressão d_{wc} é igual a:

para colunas de secção em “I” ou “H” laminada

$$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c);$$

para colunas de secção em “I” ou “H” soldada

$$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2} \cdot a_c).$$

- γ_{M1} é o coeficiente parcial de segurança, igual a 1,1.

Quando a alma da coluna é reforçada com uma placa de alma suplementar (ver fig. 3.21), num só lado da alma, a sua espessura efectiva, $t_{w,eff}$, deve ser considerada igual a $1,5 \cdot t_{wc}$.

Quando a alma da coluna é reforçada com duas placas de alma suplementares, uma em cada lado, a espessura efectiva da alma deve ser considerada $2 \cdot t_{wc}$.

Podem igualmente ser usados para aumentar a resistência da alma da coluna, não só à compressão como também à tracção, placas transversais isoladamente, ou conjugadas com placas diagonais, como indicado na fig. 3.22. Estas placas devem ser dimensionadas para resistirem às forças aplicadas. Considera-se satisfeito este requisito se se verificarem as seguintes condições:

- A classe de aço das placas transversais não ser menor que a classe dos banzos da viga;
- As espessuras das placas não serem menores que a espessura dos banzos das vigas;
- A saliência ou largura das placas enrijecedoras não ser menor que metade da diferença entre a largura do banzo da viga, b_b , e a espessura da alma da coluna, t_{wc} , isto é, $(b_b - t_{wc})/2$.

No caso de não serem aplicados reforços, o coeficiente de rigidez k_2 desta componente pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$k_2 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} \quad (3.21)$$

na qual d_c representa a altura efectiva da coluna.

Se a alma da coluna estiver reforçada, tanto para compressão como para corte, com placas transversais, o coeficiente de rigidez k_2 deve ser considerado infinito. Nestas condições, este componente não é utilizado no cálculo da rigidez rotacional da ligação.

Quando são usados painéis de alma suplementares, o coeficiente k_2 deve ser calculado com base na espessura efectiva da alma, $t_{w,eff}$.

iii) Alma da coluna em tracção

A resistência da alma da coluna sujeita a tracção transversal, $F_{t,wc,Rd}$, é determinada de forma semelhante à resistência da coluna em compressão. Para almas não reforçadas a resistência é dada pela expressão:

$$F_{t,wc,Rd} = F_{Rd,3} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (3.22)$$

Para ligações soldadas a largura efectiva da alma da coluna em tracção, $b_{eff,t,wc}$, é igual a $b_{eff,c,wc}$, definida pela eq. (3.15) do quadro 3.3.

Para ligações aparafusadas a largura efectiva da alma da coluna em tracção, $b_{eff,t,wc}$, deve ser tomada como igual à largura efectiva do T-stub equivalente que representa o banzo da coluna.

O factor de redução ω é obtido das eqs. (3.11) a (3.13) usando a largura efectiva $b_{eff,t,wc}$ apropriada.

No caso da coluna ser reforçada com placas de alma suplementares, a tensão resistente depende da espessura da soldadura longitudinal que une essas placas à alma. Nesta situação a espessura efectiva da alma, $t_{w,eff}$, deve tomar os seguintes valores:

- Quando os cordões de soldadura longitudinal são de penetração total (ver fig. 3.21c) com espessura igual ou superior à espessura da placa de reforço ($a \geq t_s$), $t_{w,eff}$ deve assumir os valores referidos para a componente “alma da coluna em compressão”;
- Quando os cordões de soldadura longitudinal são de ângulo (ver fig. 3.21b), com espessura de ângulo a 45° superior à espessura da placa de reforço ($a \geq t_s / \sqrt{2}$), para uma ou duas placas em ambos os lados da alma, $t_{w,eff} = 1,4 \cdot t_{wc}$.

De notar que a colocação de placas de reforço na alma, aumentam a área de corte da secção, A_{vc} , conforme referido em i), aumento este que deve ser considerado no cálculo do factor de redução ω .

Podem também ser adicionados enrijecedores de forma a aumentar a resistência à compressão da alma da coluna.

O coeficiente de rigidez para a alma da coluna em tracção k_3 , numa ligação aparafusada, com ou sem placas de reforço, com apenas uma fiada de parafusos em tracção ou numa ligação soldada sem reforços, é obtido através da seguinte expressão:

$$k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} \quad (3.23)$$

em que:

- $b_{eff,t,wc}$, como definido para a eq. (3.22), é a largura efectiva da alma da coluna em tracção. Para uma ligação com uma fiada de parafusos em tracção, $b_{eff,t,wc}$ deve ser tomado igual ao menor dos comprimentos efectivos, l_{eff} , (individualmente ou como parte de um grupo de fiadas de parafusos) para essa fiada, obtidos pelas eqs. (3.27) a (3.30) para um banzo de coluna não reforçado, ou pelas eqs. (3.31) e (3.32) para um banzo de coluna reforçado com placas transversais.

Se, numa ligação soldada, a alma da coluna estiver reforçada para a tracção com placas transversais, o coeficiente de rigidez k_3 deve ser tomado como infinito. Nestas condições, este componente não é considerado no cálculo da rigidez rotacional da ligação.

Quando são usados painéis de alma suplementares, o cálculo do coeficiente de rigidez k_3 deve, à semelhança do coeficiente k_2 , basear-se na espessura efectiva da alma, $t_{w,eff}$.

iv) Banzo da coluna em flexão

Para uma ligação soldada não reforçada a resistência à flexão do banzo da coluna, $F_{fc,Rd}$, quer na zona de compressão quer na zona de tracção, pode ser obtida pela seguinte equação:

$$F_{fc,Rd} = F_{Rd,A} = b_{eff,b,fc} \cdot t_{fb} \cdot f_{y,fb} / \gamma_{M0} \quad (3.24)$$

em que:

$$b_{eff,b,fc} = t_{wc} + 2 \cdot s + 7 \cdot k \cdot t_{fc} \quad (3.25)$$

$$k = (t_{fc} / t_{fb}) \cdot (f_{y,fc} / f_{y,fb}), \text{ mas } k \leq 1 \quad (3.26)$$

Se $b_{eff,b,fc} < (f_{y,fb} / f_{u,fb}) \cdot b_{fb}$, em que $f_{u,fb}$ é a tensão resistente última do banzo da viga, a ligação tem de ser reforçada.

Numa ligação aparafusada sem reforços de banzo, a resistência e o modo de rotura do banzo da coluna em flexão, em simultâneo com os parafusos traccionados que lhe estão associados, devem ser determinados de forma similar ao do T-stub equivalente do banzo. Esta determinação deve considerar cada uma das fiadas de parafusos em tracção consideradas individualmente e como fazendo parte de um grupo.

O comprimento efectivo do T-stub equivalente do banzo, l_{eff} , deve ser determinado pelas equações seguintes, considerando que as fiadas de parafusos em tracção são extremas (end bolt-row):

De notar que os tipos de ligações aparafusadas analisadas neste estudo têm no máximo duas fiadas de parafusos em tracção, por esta razão são consideradas fiadas extremas.

- Fiada de parafusos considerada individualmente:

$$\text{Padrão de rotura circular: } l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m \quad (3.27)$$

$$\text{Padrão de rotura não-circular: } l_{eff,nc} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e \quad (3.28)$$

$$\text{Modo 1: } l_{eff,1} = l_{eff,nc} \text{ mas } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$$

$$\text{Modo 2: } l_{eff,2} = l_{eff,nc}$$

- Fiada de parafusos considerada como parte de um grupo de fiadas:

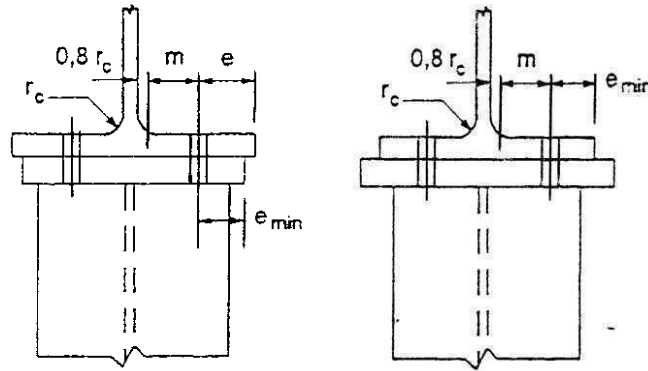
$$\text{Padrão de rotura circular: } l_{eff,cp} = \pi \cdot m + p \quad (3.29)$$

$$\text{Padrão de rotura não-circular: } l_{eff,nc} = 2 \cdot m + 0,625 \cdot e + 0,5 \cdot p \quad (3.30)$$

$$\text{Modo 1: } \sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc} \text{ mas } \sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$$

$$\text{Modo 2: } \sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$$

As dimensões e e m são determinadas segundo a fig. 3.26.


 Figura 3.26 - Dimensões e e m

A dimensão p é a distância entre as fiadas de parafusos em tracção consideradas como um grupo.

Se a alma da coluna for reforçada com placas transversais ao nível do banzo da viga na zona de tracção (ver fig. 3.22), as fiadas ou os grupos de fiadas situadas de cada um dos lados dessas placas devem ser verificadas como dois T-stubs equivalentes independentes. Nestas circunstâncias, a determinação do comprimento efectivo do T-stub equivalente do banzo, l_{eff} , deve ser efectuada com base nas equações (3.31) e (3.32) em substituição das eqs. (3.27) e (3.28), considerando que qualquer uma das fiadas de parafusos em tracção é adjacente às placas enrijecedoras (end bolt-row adjacent to a stiffener).

- Fiada de parafusos considerada individualmente:

$$\text{Padrão de rotura circular: } l_{eff,cp} = 2.\pi.m \quad (3.31)$$

$$\text{Padrão de rotura não-circular: } l_{eff,nc} = e_1 + \alpha.m - (2.m + 0,625.e) \quad (3.32)$$

Quando existem apenas duas fiadas de parafusos em tracção, uma em cada lado da placa enrijecedora, não é relevante considerar essas fiadas como “fiada de parafusos considerada como parte de um grupo de fiadas” porque estas fiadas pertencem a dois T-stubs diferentes, e sendo únicas nesses T-stubs, apenas se consideram individualmente.

Na eq. (3.32) o valor de α é obtido da fig. 3.27.

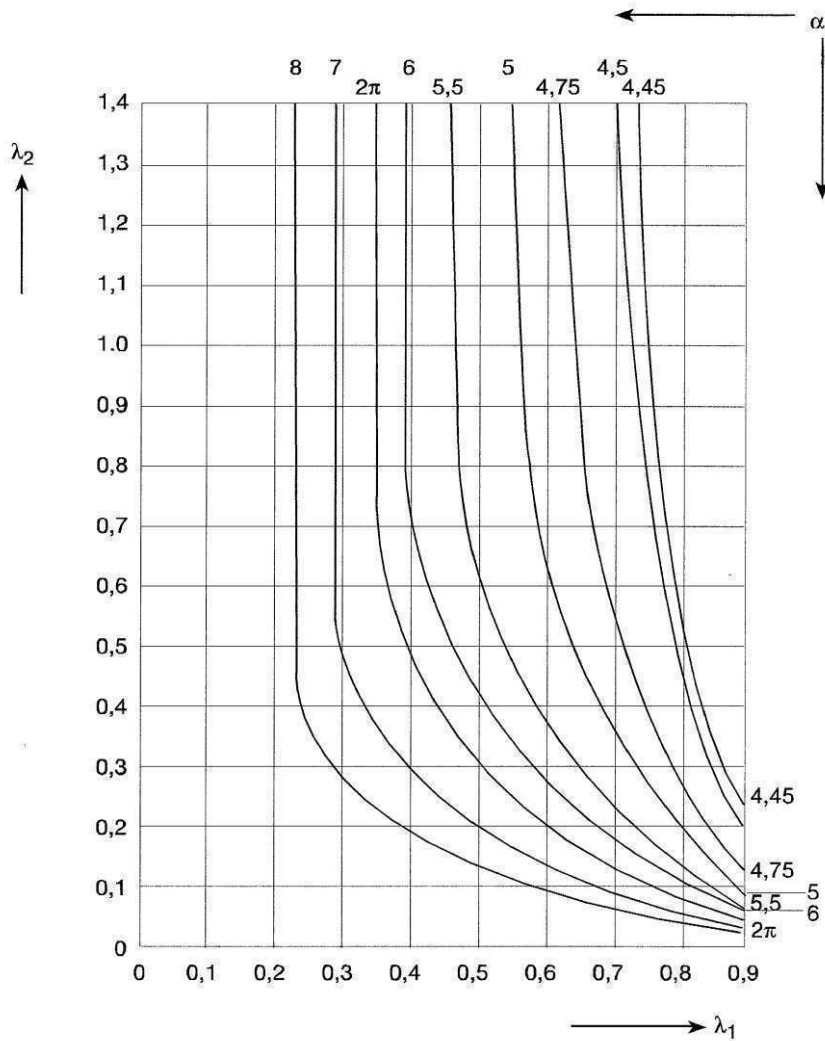


Figura 3.27 - Valores de α

Os valores de λ_1 e λ_2 da fig. 3.27 são obtidos das seguintes equações:

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} \tag{3.33}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e} \tag{3.34}$$

A dimensão m_2 é definida na fig. 3.28, assim como, para servir de referência, as dimensões e e m .

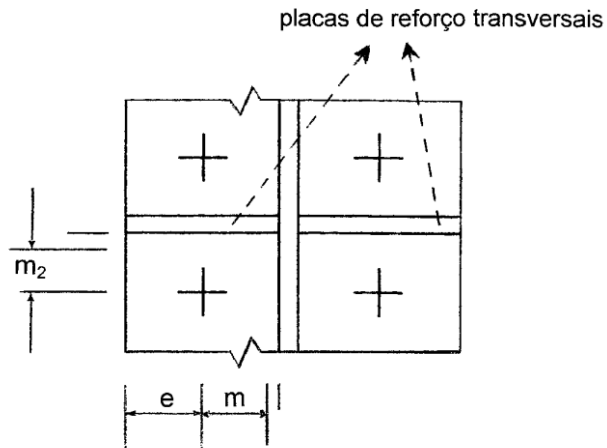


Figura 3.28 - Dimensão m_2

Os banzos das colunas podem ser reforçados com placas de protecção posteriores, como indica a fig. 3.29, de modo a aumentar a sua resistência à flexão.

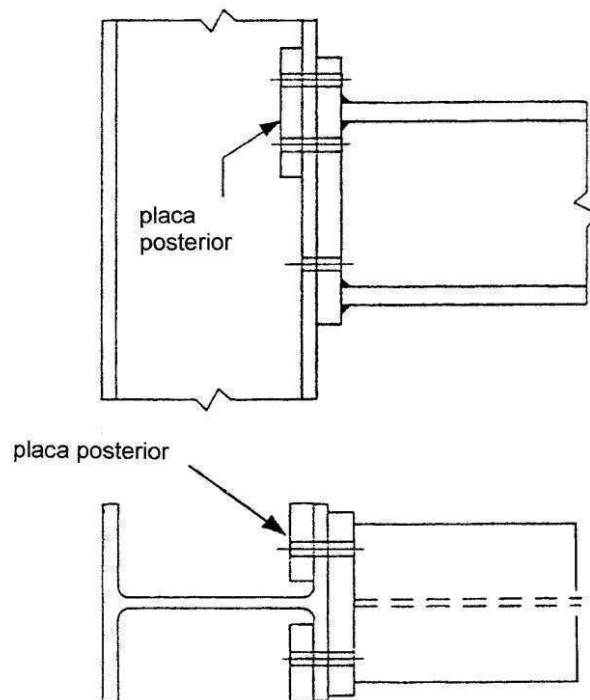


Figura 3.29 - Placas de protecção posteriores

Estas placas devem ser estendidas, em largura, pelo menos desde o bordo do banzo da coluna até $3mm$ do início da curva de união entre o banzo e a alma. O seu comprimento não deve ser menor que o comprimento efectivo total da fiada ou grupo

de fiadas de parafusos que abrange e deve estender-se para além das fiadas de parafusos extremas de duas vezes o diâmetro nominal dos parafusos.

Neste caso, para o Modo 1 de rotura do T-stub (ver fig. 3.20), a força de tracção resistente, $F_{T,1,Rd}$, é dada pela eq. (3.35) em substituição da eq. (3.1).

$$\text{Modo 1 - } F_{T,1,Rd} = \frac{4.M_{pl,1,Rd} + 2.M_{bp,Rd}}{m} \quad (3.35)$$

- $M_{bp,Rd}$ é o momento resistente das placas:

$$= 0,25.\Sigma l_{eff,1} \cdot t_{bp}^2 \cdot f_{y,bp} / \gamma_{M0} \quad (3.36)$$

t_{bp} é a espessura das placas posteriores;

$f_{y,bp}$ é a tensão de cedência das placas posteriores.

O coeficiente de rigidez deste componente, k_4 , para uma fiada de parafusos na zona de tracção, deve ser obtido por:

$$k_4 = \frac{0,9.I_{eff} \cdot t_{fc}^3}{m^3} \quad (3.37)$$

- l_{eff} é o menor dos comprimentos efectivos (individualmente ou como parte de um grupo de parafusos) para essa fiada, obtidos pelas eqs. (3.27) a (3.30) para um banzo de coluna não reforçado, ou pelas eqs. (3.31) e (3.32) para um banzo de coluna reforçado com placas transversais.

v) Placa de extremidade em flexão

A resistência e o modo de rotura da placa de extremidade em flexão, em simultâneo com os parafusos traccionados que lhe estão associados, devem ser determinados pelo T-stub equivalente do banzo. Esta determinação deve considerar cada uma das fiadas de parafusos em tracção consideradas individualmente e como fazendo parte de um grupo.

No caso de ligações com a placa de extremidade estendida, a fiada de parafusos da parte estendida deve ser tratada como um T-stub equivalente em

separado. De forma semelhante, no caso de existirem placas transversais de reforço conectadas à placa de extremidade, as fiadas ou os grupos de fiadas de cada um dos lados dessas placas devem ser consideradas como T-stubs equivalentes individuais.

O comprimento efectivo do T-stub equivalente do banzo, l_{eff} , para a fiada de parafusos situada exteriormente ao banzo traccionado da viga (bolt-row outside tension flange of beam), deve ser determinado de acordo com as equações seguintes:

- Fiada de parafusos considerada individualmente:

$$\text{Padrão de rotura circular: } l_{eff,cp} = \text{menor de } \begin{cases} 2.\pi.m_x \\ \pi.m_x + w \\ \pi.m_x + 2.e \end{cases} \quad (3.38)$$

$$\text{Padrão de rotura não-circular: } l_{eff,nc} = \text{menor de } \begin{cases} 4.m_x + 1,25.e_x \\ e + 2.m_x + 0,625.e_x \\ 0,5.b_p \\ 0,5.w + 2.m_x + 0,625.e_x \end{cases} \quad (3.39)$$

$$\text{Modo 1: } l_{eff,1} = l_{eff,nc} \text{ mas } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$$

$$\text{Modo 2: } l_{eff,2} = l_{eff,nc}$$

As dimensões m_x , w , e_x e b_p estão representadas na fig. 3.30, sendo b_p a largura da placa de extremidade.

O comprimento efectivo do T-stub equivalente do banzo, l_{eff} , para a primeira fiada de parafusos situada entre banzos da viga adjacente ao banzo traccionado (first bolt-row below tension flange of beam), deve ser determinado de acordo com as eqs. (3.40) a (3.43).

- Fiada de parafusos considerada individualmente:

$$\text{Padrão de rotura circular: } l_{eff,cp} = 2.\pi.m \quad (3.40)$$

$$\text{Padrão de rotura não-circular: } l_{eff,nc} = \alpha.m \quad (3.41)$$

Modo 1: $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$

Modo 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$

- Fiada de parafusos considerada como parte de um grupo de fiadas:

Padrão de rotura circular: $l_{eff,cp} = \pi \cdot m + p$ (3.42)

Padrão de rotura não-circular: $l_{eff,nc} = 0,5 \cdot p + \alpha \cdot m - (2 \cdot m + 0,625 \cdot e)$ (3.43)

Modo 1: $\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ mas $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$

Modo 2: $\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$

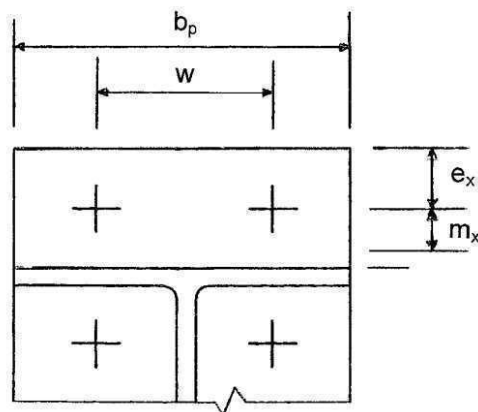


Figura 3.30 - Dimensões m_x , w , e_x e b_p

O coeficiente de rigidez para a placa de extremidade em flexão, k_s , para uma fiada de parafusos em tracção, pode ser obtido pela equação:

$$k_s = \frac{0,9 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3}{m^3} \quad (3.44)$$

- l_{eff} é o menor dos comprimentos efectivos (individualmente ou como parte de um grupo de fiadas de parafusos) para essa fiada, obtidos pelas eqs. (3.38) a (3.43).

- A dimensão m é definida na fig. 3.28, mas, para uma fiada de parafusos localizada na parte exterior da placa de extremidade, $m = m_x$, onde m_x é definida na fig. 3.30.

vi) Alma e banzo da viga em compressão

A resistência à compressão do banzo da viga e da zona de compressão da alma que lhe é adjacente, $F_{c,fb,Rd}$, assumindo que actua ao nível do centro de compressão, é dada, com suficiente exactidão, por:

$$F_{c,fb,Rd} = F_{Rd,7} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}} \quad (3.45)$$

Na eq. (3.45) $M_{c,Rd}$ é o momento resistente da secção da viga, reduzido, se necessário, pela presença do esforço transversal. Para valores pequenos de esforço transversal ($V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$) esta redução pode ser desprezada, sendo compensada pelo endurecimento do aço. A determinação do momento resistente duma secção, $M_{c,Rd}$, depende da classe de comportamento da secção transversal, assunto que é abordado no ponto 3.2.2.2 (ver quadro 3.10).

Para o tipo de ligações analisadas, já anteriormente referidas, o centro de compressão da ligação assume-se estar ao nível da linha média da espessura do banzo comprimido da viga (ver fig. 3.23).

O coeficiente de rigidez k_7 é infinito. Este componente não necessita ser considerado no cálculo da rigidez rotacional da ligação.

vii) Alma da viga em tracção

Nas ligações aparafusadas com placa de extremidade, a resistência à tracção da alma da viga, $F_{t,wb,Rd}$, pode ser obtida pela equação:

$$F_{t,wb,Rd} = F_{Rd,8} = b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb} / \gamma_{M0} \quad (3.46)$$

A largura efectiva da alma da viga em tracção, $b_{eff,t,wb}$, deve ser considerada igual ao comprimento efectivo do T-stub equivalente que representa a placa de extremidade em flexão.

Para a alma da viga em tracção, à semelhança do componente anterior, o coeficiente de rigidez k_8 também é infinito, e portanto, também não necessita ser considerado no cálculo da rigidez rotacional da ligação.

viii) Parafusos em tracção

O valor de cálculo da resistência à tracção do conjunto placa-parafuso deve ser considerado como o menor dos seguintes valores de cálculo:

- Resistência à tracção do parafuso, $F_{t,Rd}$, obtida pela eq. (3.5);
- Resistência ao punçoamento da cabeça do parafuso e da porca, $B_{p,Rd}$.

A resistência ao punçoamento do conjunto placa-parafuso é obtida a partir de:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.47)$$

em que:

- t_p é espessura da chapa sob a cabeça do parafuso ou sob a porca;
- d_m é o diâmetro médio (entre círculos inscritos e circunscritos) da cabeça do parafuso e da porca, conforme a que for menor.

O coeficiente de rigidez a considerar para os parafusos sujeitos a tracção, k_{10} , é dado pela seguinte expressão:

$$k_{10} = \frac{1,6 \cdot A_s}{L_b} \quad (3.48)$$

- L_b é o comprimento de alongamento do parafuso, igual à espessura total do material, incluindo as anilhas, que aperta, mais metade da soma da altura da cabeça do parafuso e da altura da porca. Esta dimensão é definida na fig. 3.31.

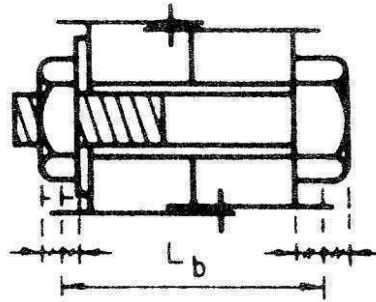


Figura 3.31 - Dimensão L_b

3.1.5.4 - MOMENTO FLECTOR RESISTENTE

A resistência de uma ligação, $M_{j,Rd}$, para ligações soldadas e para ligações aparafusadas com placa de extremidade com uma fiada de parafusos em tracção, pode ser avaliada pela seguinte expressão:

$$M_{j,Rd} = F_{Rd} \cdot z \quad (3.49)$$

em que:

- F_{Rd} é o mínimo dos valores de $F_{Rd,i}$ de todos os componentes envolvidos na ligação;
- z é o braço das forças, definido na fig. 3.23.

De modo simplificado, o momento resistente de uma ligação com placa de extremidade com apenas duas fiadas de parafusos em tracção pode ser determinado de forma aproximada pela eq. (3.49), conforme indicado na fig. 3.32, desde que a resistência total, F_{Rd} , não exceda $3,8 \cdot F_{1,Rd}$ obtido pela eq. (3.5). Neste caso a totalidade da zona traccionada da placa de extremidade deve ser tratada como um componente básico único. Se as duas fiadas de parafusos traccionados estiverem equidistantes em relação ao banzo da viga, esta parte da placa de extremidade deve ser tratada como um T-stub de forma a determinar a força na fiada externa aos banzos da viga, $F_{1,Rd}$. O valor da força na fiada interna aos banzos da viga, $F_{2,Rd}$, assume-se ser igual a $F_{1,Rd}$, e portanto F_{Rd} deve ser igual a $2 \cdot F_{1,Rd}$.

As metodologias para determinação do momento resistente anteriormente descritas, só podem ser aplicáveis, se a força axial, N_{Ed} , no membro a ligar não exceder 5% da resistência plástica em compressão da sua secção transversal, $N_{pl,Rd}$.



Figura 3.32 - Método simplificado para determinação do momento resistente em ligações aparafusadas com duas fiadas em tracção (retirado de [19])

3.1.5.5 - RIGIDEZ ROTACIONAL

A rigidez rotacional de uma ligação é determinada através das flexibilidades dos seus componentes básicos, cada um representado pelo seu coeficiente de rigidez elástico, k_i , anteriormente definidos.

Desde que o esforço axial de cálculo, N_{Ed} , no membro a ligar não exceda 5% da resistência plástica em compressão da sua secção transversal, $N_{pl,Rd}$, a rigidez rotacional da ligação, S_j , para um momento de cálculo, $M_{j,Ed}$, menor que o momento resistente da ligação, $M_{j,Rd}$, pode ser obtido com suficiente exactidão por:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (3.50)$$

Nesta equação μ é a relação de rigidezes $S_{j,ini} / S_j$, em que, $S_{j,ini}$ é a rigidez rotacional inicial da ligação, obtida da eq. (3.50) com $\mu = 1$.

O coeficiente μ pode ser obtido da seguinte forma:

$$- \mu = 1 \text{ se } M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd} \quad (3.51a)$$

$$- \mu = (1,5 \cdot M_{j,Ed} / M_{j,Rd})^\Psi \text{ se } \frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} \quad (3.51b)$$

Para ligações soldadas e ligações aparafusadas com placa de extremidade o coeficiente Ψ é igual a 2,7.

Os coeficientes de rigidez elástica dos componentes a considerar no cálculo da rigidez rotacional da ligação são, para os três tipos de ligações simples estudados, os seguintes:

- Ligação soldada: k_1 , k_2 e k_3 ;
- Ligação com uma fiada de parafusos em tracção: k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , k_5 e k_{10} ;
- Ligação com mais de uma fiada de parafusos em tracção: k_1 , k_2 , e k_{eq} .

k_{eq} é o coeficiente de rigidez equivalente, aplicável a ligações com placa de extremidade com mais de uma fiada de parafusos traccionados, que representa os componentes básicos relativos a todas as fiadas de parafusos da zona traccionada, determinado segundo o ponto 6.3.3 da já mencionada Parte 1.8 do EC3.

Por outro lado, nos casos de ligações com placa de extremidade estendida em que só existam duas fiadas em tracção, uma na zona estendida da placa e outra entre os banzos da viga, por simplificação, podem ser usados valores modificados dos coeficientes k_i da zona de tracção (k_3 , k_4 , k_5 e k_{10}), que representem a contribuição combinada de ambas as fiadas. Estes valores modificados podem ser considerados como o dobro do valor correspondente para a fiada situada na parte estendida da placa de extremidade.

Quando é usado este método simplificado, o braço z deve ser tomado igual à distância entre o centro de compressão e o ponto médio entre as duas fiadas de parafusos em tracção, conforme apresentado na fig. 3.23.

De notar que esta simplificação conduz a valores da rigidez rotacional insignificamente mais baixos.

3.1.5.6 - CAPACIDADE DE ROTAÇÃO

Para que seja possível utilizar-se uma análise global plástica as ligações devem ter capacidade de rotação suficiente para permitir a formação dos mecanismos de colapso.

Numa ligação viga-coluna em que o momento resistente, $M_{j,Rd}$, é condicionado pela resistência da alma da coluna ao corte, pode considerar-se que a capacidade de rotação é adequada a uma análise global plástica se $d/t_w \leq 69 \cdot \varepsilon$.

No caso de ligações com placa de extremidade aparafusada, a capacidade de rotação é suficiente se as duas seguintes condições forem satisfeitas:

- O momento resistente da ligação é condicionado pela resistência do banzo da coluna ou da placa de extremidade em flexão;
- A espessura t do banzo da coluna ou da placa de extremidade não é superior a $0,36 \cdot d \cdot \sqrt{f_{ub}/f_y}$.

No caso do momento resistente da ligação ser condicionado pela resistência dos parafusos ao corte, deve admitir-se não ter capacidade de rotação suficiente para uma análise global plástica.

Numa ligação viga-coluna soldada, quando a alma da coluna está reforçada à compressão mas não reforçada à tracção, e o momento resistente não é condicionado pela resistência da alma da coluna ao corte, pode assumir-se que a sua capacidade de rotação, ϕ_{Cd} , não é inferior ao valor obtido da seguinte equação:

$$\phi_{Cd} = 0,025 \frac{h_c}{h_b} \quad (3.52)$$

em que, h_c e h_b são a altura da secção da coluna e da viga respectivamente.

Em ligações viga-coluna soldadas sem reforços, deve assumir-se terem uma capacidade de rotação, ϕ_{Cd} , de pelo menos 0,015 radianos.

Nos tipos de ligações com comportamento distinto dos anteriormente identificados, a capacidade de rotação de ligações deve ser avaliada com base em análise experimental.

3.1.6 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DOS COMPONENTES A LIGAÇÕES VIGA-COLUNA

3.1.6.1 - METODOLOGIAS

Para além de permitirem determinar as características do comportamento global das ligações com base nas equações definidas nos pontos anteriores, os parâmetros individuais de cada um dos componentes podem ser utilizados na formulação de modelos numéricos, por exemplo com base em elementos finitos de comportamento não-linear, que permitem simular o funcionamento conjunto de todos os componentes, e daí, conhecer o seu comportamento global não-linear, traduzido por uma curva momento-rotação. O conhecimento da curva momento-rotação não-linear de uma ligação permite efectuar a sua classificação em relação à resistência e à rigidez rotacional.

De forma a possibilitar uma comparação dos resultados obtidos, foram utilizados dois métodos, ambos baseados nas características bi-lineares de cada um dos componentes:

- Método analítico, com utilização das equações definidas em 3.1.5.4 e 3.1.5.5;
- Método recorrendo a modelos numéricos.

Os modelos numéricos, constituídos por molas, barras rígidas e rótulas (ver fig. 3.36), foram analisados com o programa de elementos finitos "LUSAS".

As molas e as rótulas foram modeladas com elementos finitos JPH3 [21], esquematizados na fig. 3.33, que são elementos de ligação bidimensionais, os quais ligam 2 nós por 2 molas nas direcções x e y locais e 1 mola na direcção z local. Estes elementos são definidos por 3 nós, dos quais o 3º é usado para definir o eixo x local. Além disso, são caracterizados por 3 graus de liberdade, 2 translações (x e y) e 1 rotação (z).

As molas são caracterizadas por elevada rigidez de rotação segundo z e translação segundo y , e rigidez de translação segundo x igual à rigidez da componente que representam. As rótulas têm elevada rigidez de translação segundo x e y e baixa rigidez de rotação.

As barras foram simuladas com elementos finitos BM3 [21], esquematizados na fig. 3.34, que são elementos de viga curvos (parabólicos), nos quais as deformações

transversais são excluídas e as propriedades geométricas variáveis ao longo do seu comprimento. Têm 3 graus de liberdade nos nós extremos, 2 translações (x e y) e 1 rotação (z).

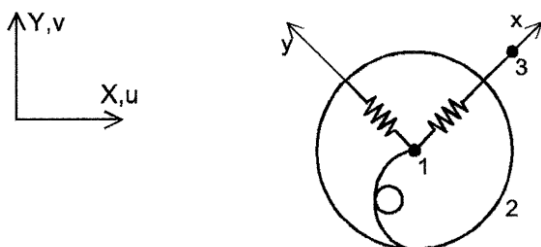


Figura 3.33 - Elemento finito JPH3

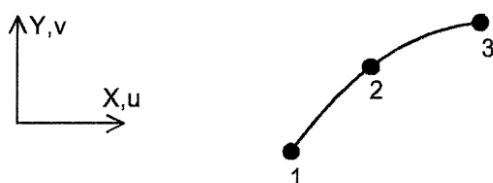


Figura 3.34 - Elemento finito BM3

3.1.6.2 - TIPOS DE LIGAÇÕES ANALISADAS

Com vista à tipificação de ligações a usar mais à frente neste estudo (capítulo 5 e 6) foram escolhidos para análise alguns dos tipos mais correntes de ligações viga-coluna utilizados na construção metálica, para os quais se avaliaram as características de comportamento momento-rotação.

Os tipos e configurações de ligações viga-coluna analisados encontram-se enunciados no quadro 3.4 e as suas principais características, geométricas e materiais, são definidas nos quadros 3.5 e 3.6.

Na fig. 3.35 estão esquematizados os tipos e as configurações das ligações viga-coluna analisadas e na fig. 3.36 os modelos numéricos dessas ligações.

Ligações Soldadas	Código
Soldada base	LS-B
Soldada com placas transversais	LS-PT
Soldada com placas de alma	LS-PA
Ligações Aparafusadas	Código
Placa de extremidade estendida base	LAE-B
Placa de extremidade estendida com placas transversais	LAE-PT
Placa de extremidade estendida com placas de alma	LAE-PA
Placa de extremidade estendida com placas de alma e placas posteriores	LAE-PA+PP
Placa de extremidade rasa base	LAR-B1
Placa de extremidade rasa base - Braço menor	LAR-B2

Quadro 3.4 - Tipos e configurações de ligações viga-coluna

LIGAÇÃO	Aço	Viga	Coluna	Placa de Extremidade	Parafusos	Placas de Reforço
LS-B	S 275	IPE 330	HEB 260	-	-	-
LS-PT						225x125x11,5
LS-PA						560x160x10
LAE-B				500x260x17,5	M24 8.8 (2 por fiada)	-
LAE-PT						225x125x11,5
LAE-PA						650x160x10
LAE-PA+PP						650x160x10 350x95x17,5
LAR-B1						360x260x17,5
LAR-B2				360x260x11,5		

Quadro 3.5 - Características das ligações viga-coluna

LIGAÇÃO	Cordões de Soldadura a [m]	Braço das Forças z [m]	Distância Parafusos-banzo [m]	p [m]	e [m]	w [m]	α
LS-B	0,005	0,3185	-	-	-	-	-
LS-PT	0,005	0,3185	-	-	-	-	-
LS-PA	0,005	0,3185	-	-	-	-	-
LAE-B	0,005	0,3185	0,04	0,08	0,055	0,15	6,642
LAE-PT	0,005	0,3185	0,04	0,08	0,055	0,15	6,642
LAE-PA	0,005	0,3185	0,04	0,08	0,055	0,15	6,642
LAE-PA+PP	0,005	0,3185	0,04	0,08	0,055	0,15	6,642
LAR-B1	0,005	0,2778	0,04075	-	0,055	0,15	6,243
LAR-B2	0,005	0,2426	0,07575	-	0,055	0,15	5,4

Quadro 3.6 - Características geométricas das ligações viga-coluna

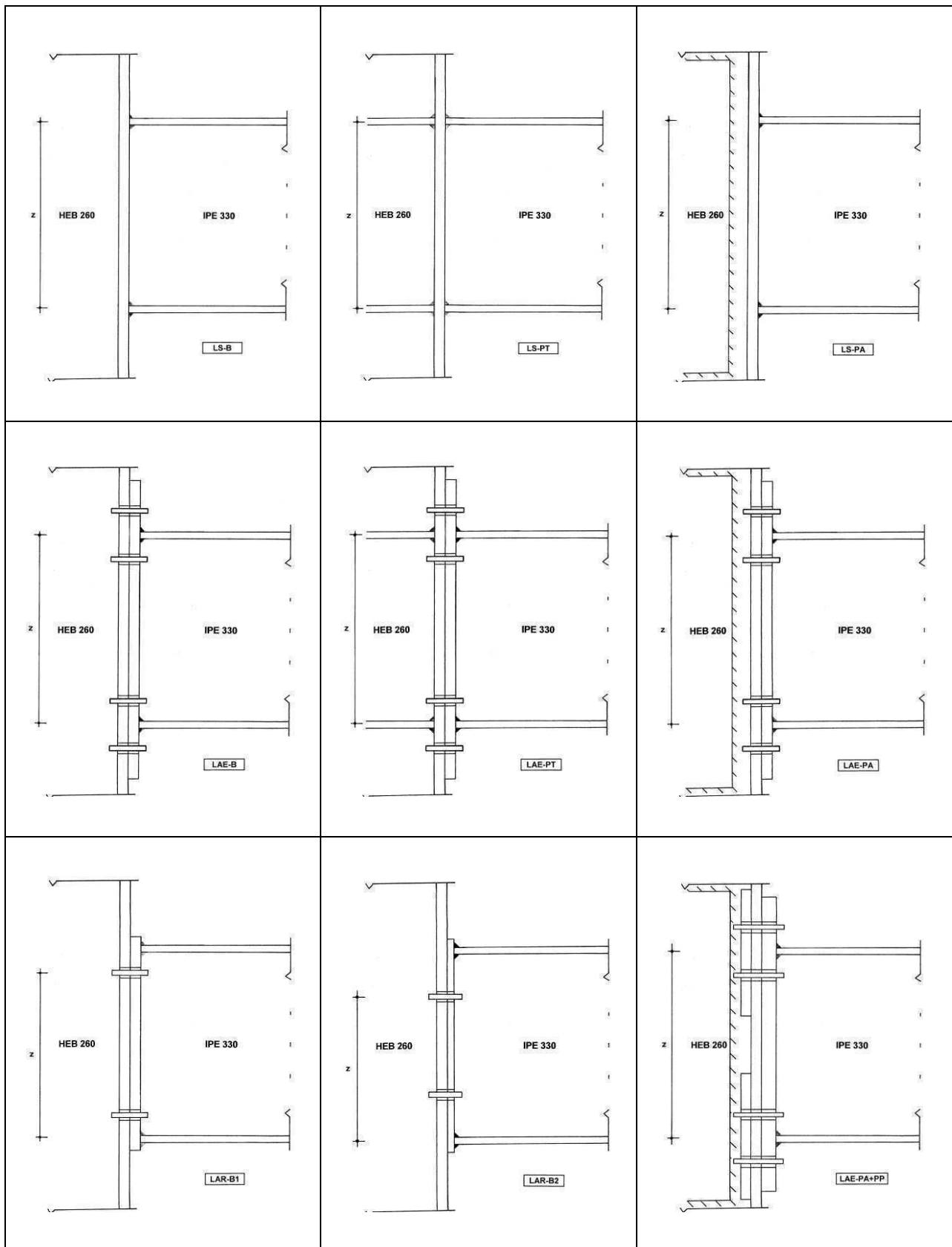


Figura 3.35 - Tipos e configurações de ligações viga-coluna

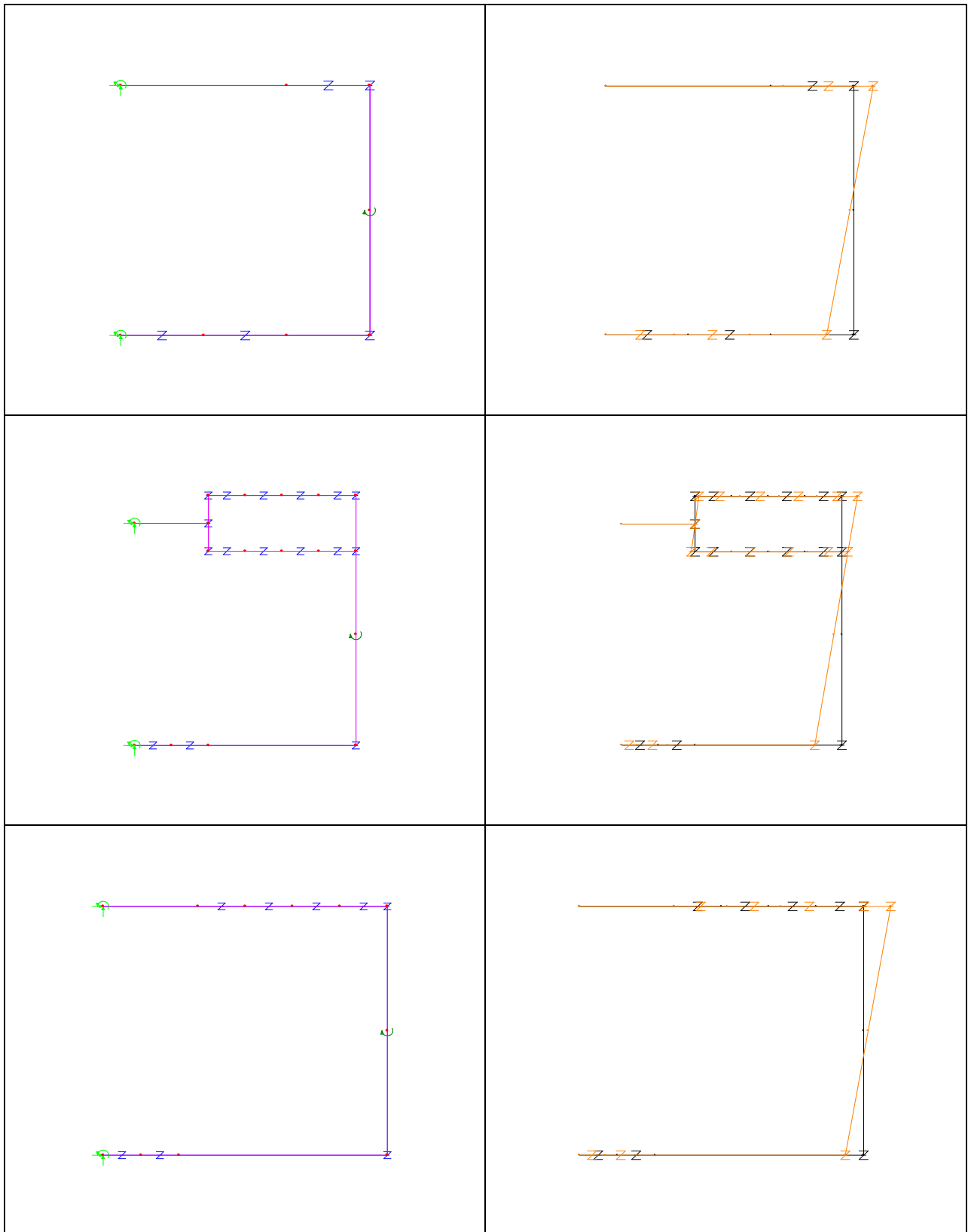


Figura 3.36 - Modelos numéricos dos três tipos de ligações, soldada, aparafusada com placa de extremidade estendida e aparafusada com placa de extremidade rasa

3.1.6.3 - RESULTADOS

Nos quadros 3.7 e 3.8 são apresentados os resultados obtidos com a aplicação do método dos componentes, respectivamente em relação à resistência e à rigidez rotacional. Nos mesmos quadros são comparados esses resultados com os limites definidos no ponto 3.1.3, relativos à classificação de ligações viga-coluna.

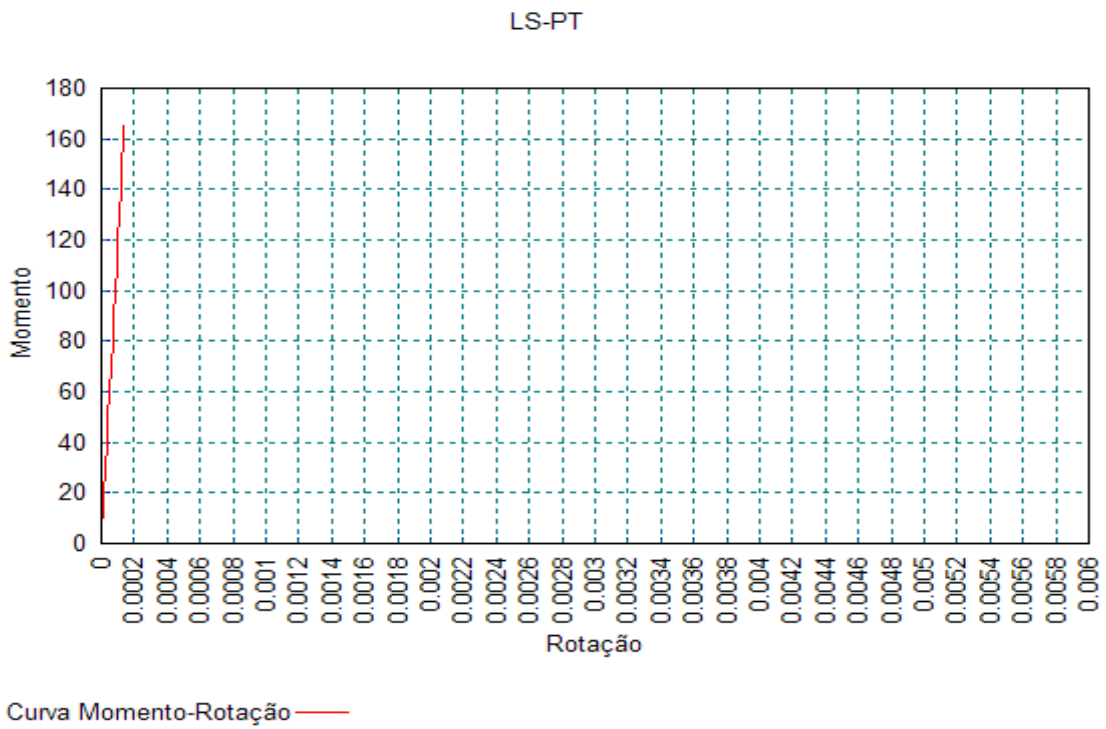
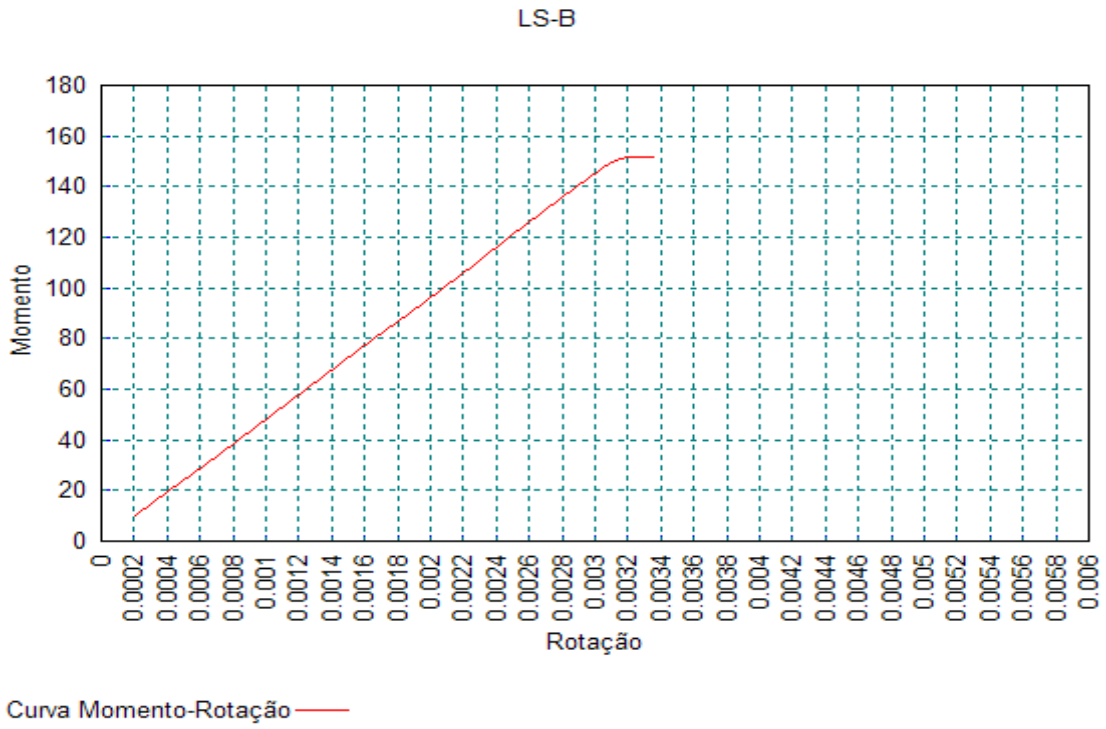
LIGAÇÃO	F_1 [KN]	F_2 [KN]	F_3 [KN]	F_4 [KN]	F_5 [KN]	F_7 [KN]	F_8 [KN]	F_{10} [KN]	$M_{j,Rd}$ [KNm]	$\frac{M_{j,Rd}}{M_{b,pl,Rd}}$	CLASSE
LS-B	488	476	476	519	-	631	-	-	152	0,76	R. Parcial
LS-PT	532	1062	1062	519	-	631	-	-	165	0,82	R. Parcial
LS-PA	696	827	827	548	-	631	-	-	174	0,87	R. Parcial
LAE-B	488	515	601	530	607	631	773	813	155	0,77	R. Parcial
LAE-PT	532	1067	1071	760	607	631	773	813	169	0,84	R. Parcial
LAE-PA	696	883	850	530	607	631	773	813	169	0,84	R. Parcial
LAE-PA+PP	696	897	850	656	821	631	773	1016	201	1,00	R. Total
LAR-B1	488	515	524	310	316	631	773	407	86	0,43	R. Parcial
LAR-B2	488	506	524	310	179	631	664	407	43	0,21	Rotulada

Quadro 3.7 - Classificação das ligações em relação à resistência

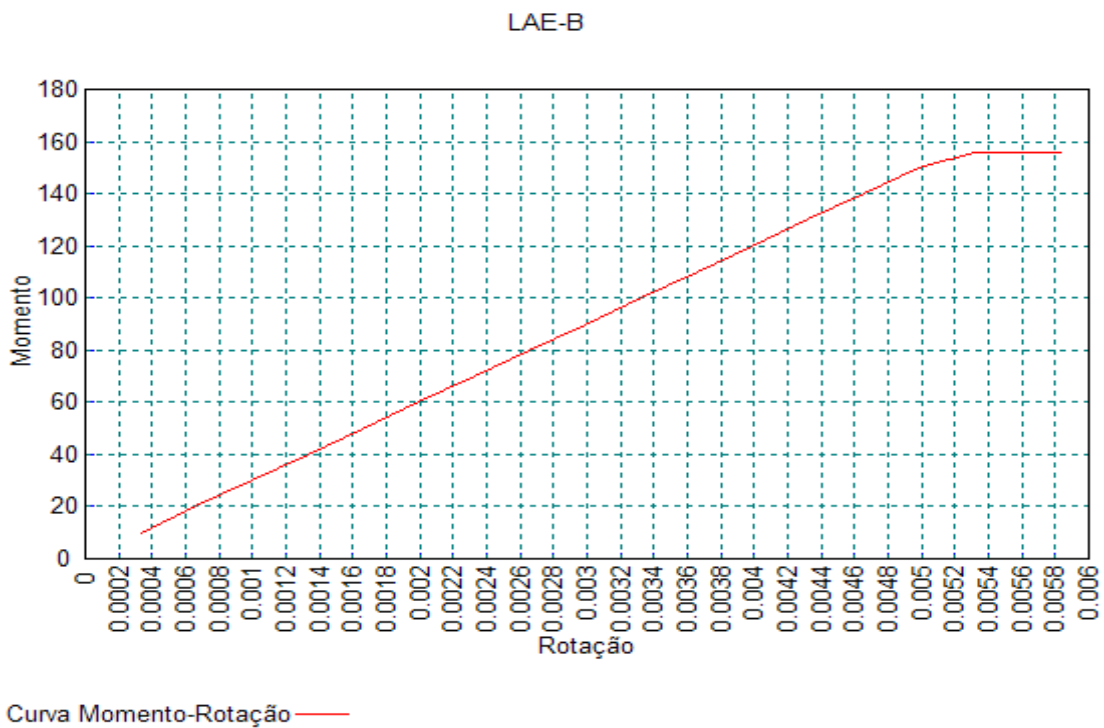
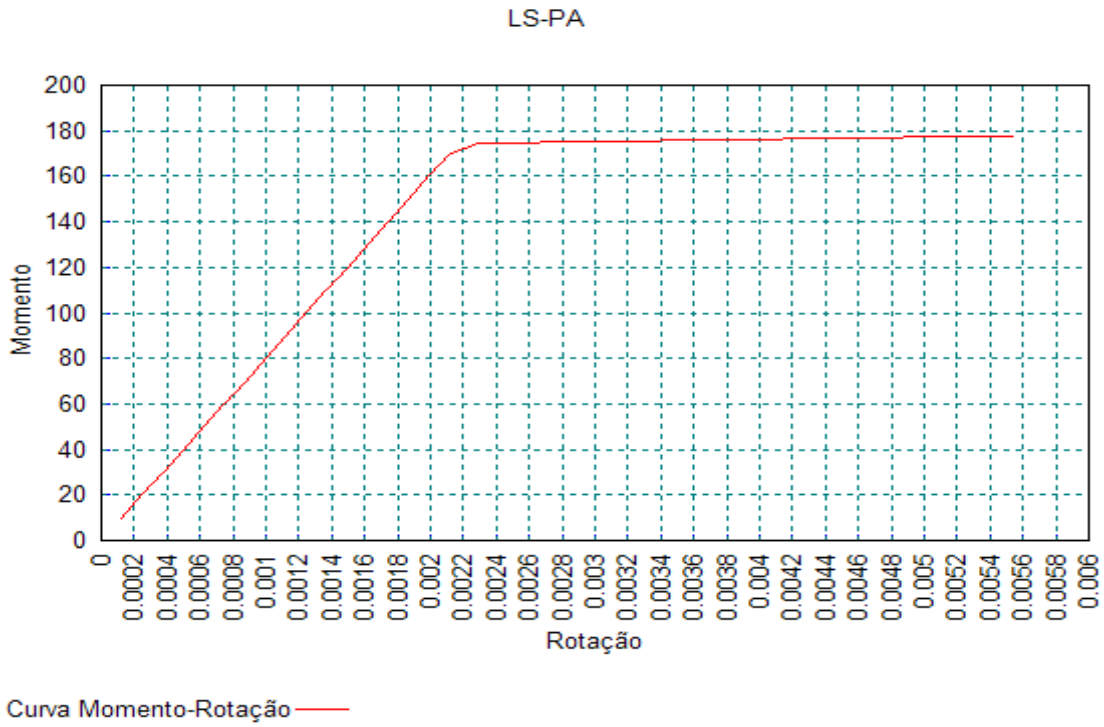
LIGAÇÃO	k_1 [mm]	k_2 [mm]	k_3 [mm]	k_4 [mm]	k_5 [mm]	k_7 [mm]	k_8 [mm]	k_{10} [mm]	$S_{j,ini}$ [KNm]	$\frac{S_{j,ini}}{EI_b / L_b}$	CLASSE
LS-B	4,48	9,22	9,22	Inf.	-	Inf.	-	-	48402	9,8	Semi-Rígida
LS-PT	Inf.	Inf.	Inf.	Inf.	-	Inf.	-	-	Infinito	-	Rígida
LS-PA	6,39	18,4	18,4	Inf.	-	Inf.	-	-	80396	16,3	Semi-Rígida
LAE-B	4,48	10,6	6,96	6,48	53,6	Inf.	Inf.	21,3	31272	6,3	Semi-Rígida
LAE-PT	Inf.	Inf.	19,9	18,6	53,6	Inf.	Inf.	21,3	125622	25,4	Rígida
LAE-PA	6,39	21,2	9,74	6,48	53,6	Inf.	Inf.	21,3	40476	8,2	Semi-Rígida
LAE-PA+PP	6,39	22,0	9,74	6,48	114	Inf.	Inf.	19,5	41032	8,3	Semi-Rígida
LAR-B1	5,14	10,6	10,8	10,0	7,04	Inf.	Inf.	10,7	22573	4,6	Semi-Rígida
LAR-B2	5,88	10,1	10,8	10,0	1,72	Inf.	Inf.	12,0	10980	2,2	Semi-Rígida

Quadro 3.8 - Classificação das ligações em relação à rigidez rotacional

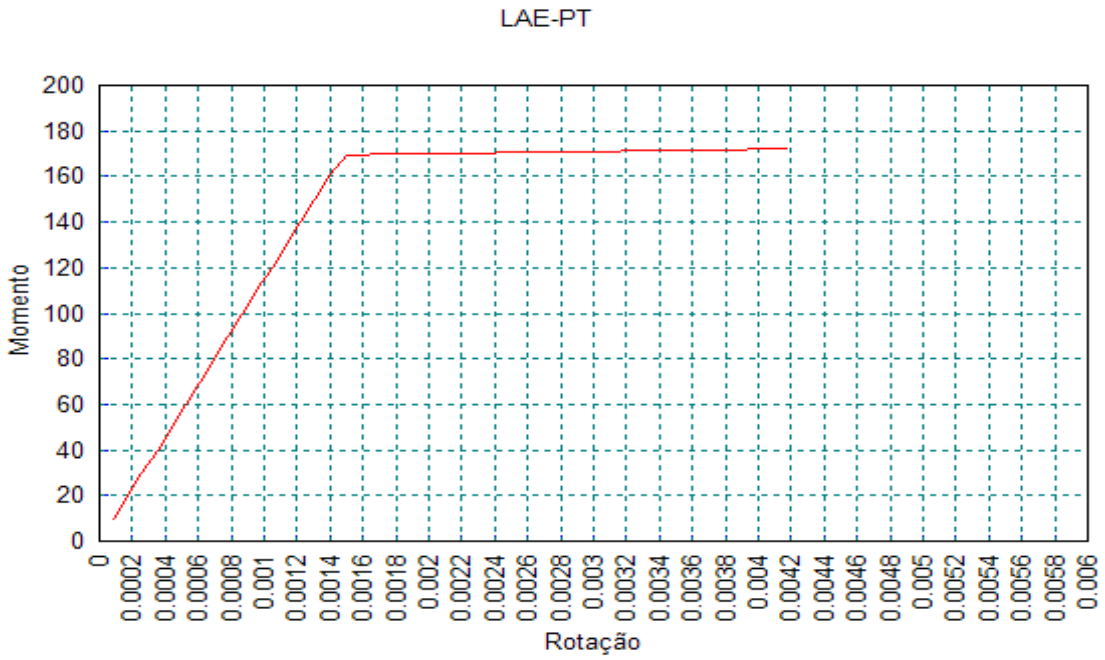
Nas figs. 3.37a a 3.37i são apresentadas as curvas momento-rotação resultantes da análise efectuada com modelos numéricos baseada em elementos finitos.



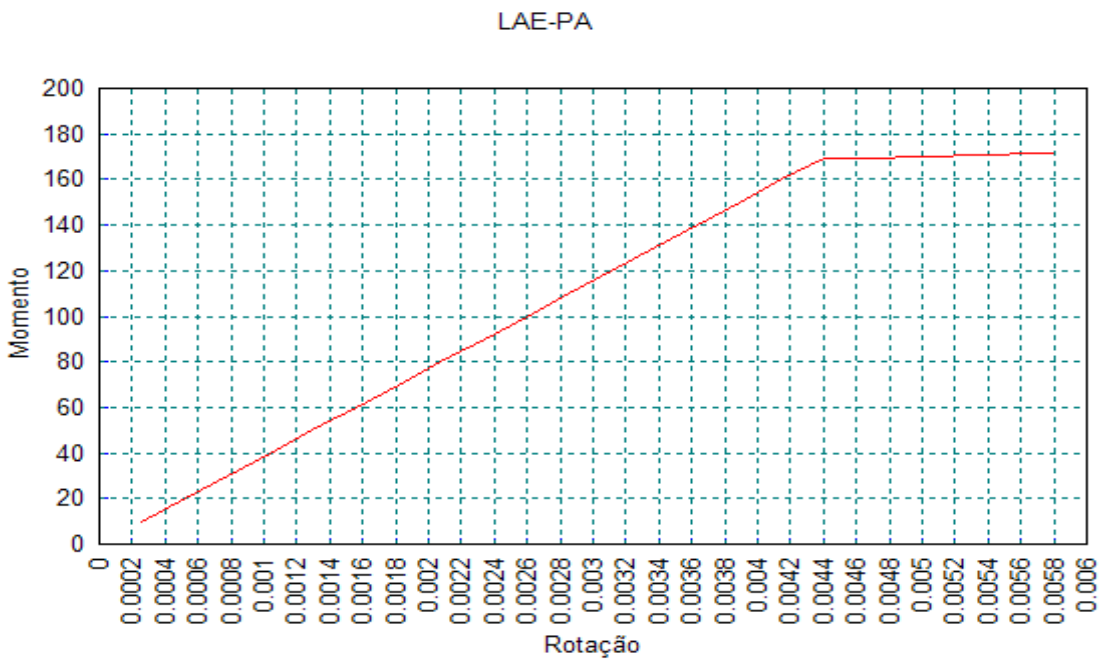
Figuras 3.37a e 3.37b - Curvas momento-rotação das ligações LS-B e LS-PT



Figuras 3.37c e 3.37d - Curvas momento-rotação das ligações LS-PA e LAE-B

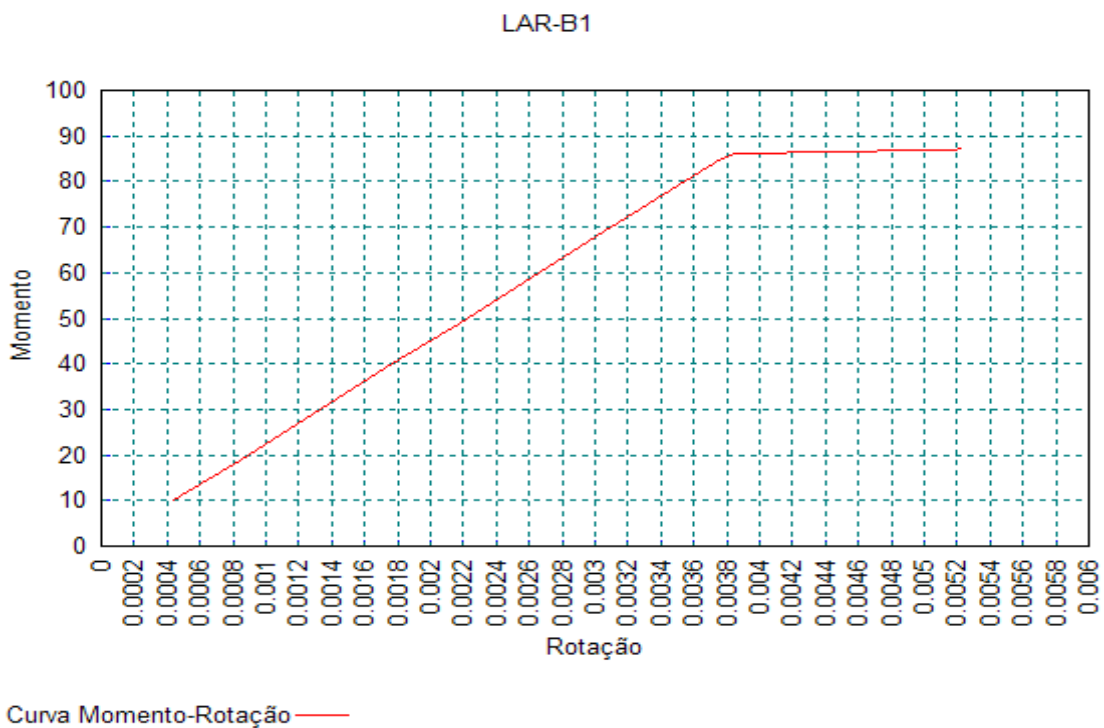
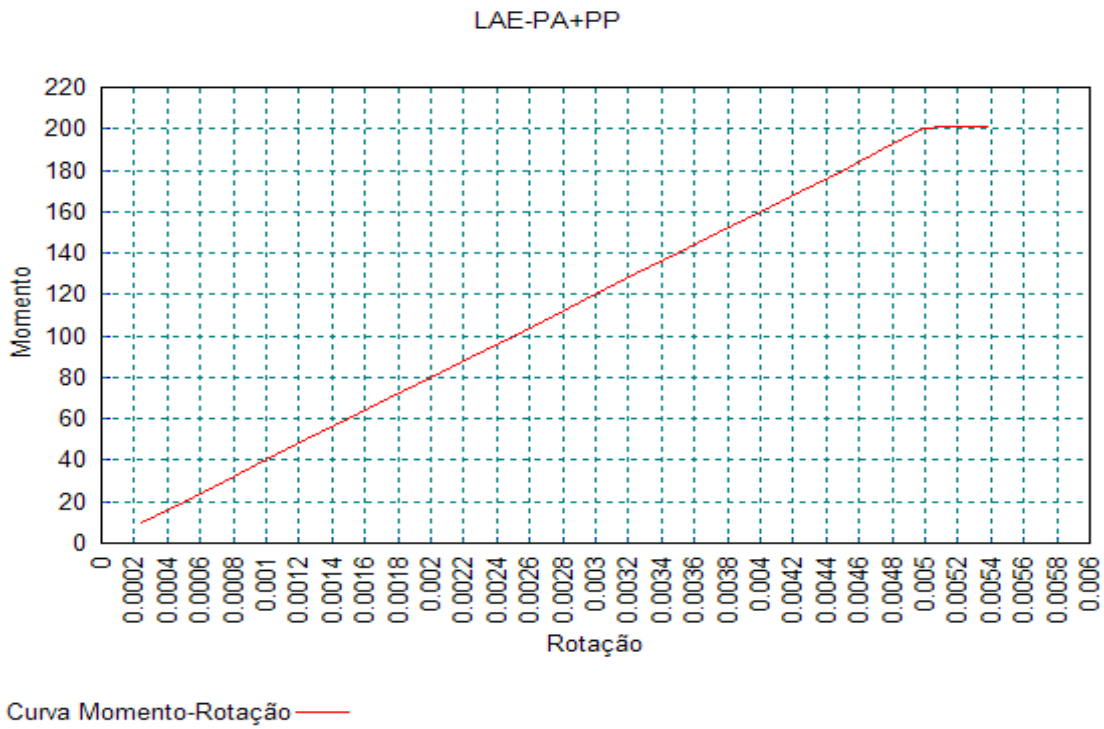


Curva Momento-Rotação —



Curva Momento-Rotação —

Figuras 3.37e e 3.37f - Curvas momento-rotação das ligações LAE-PT e LAE-PA



Figuras 3.37g e 3.37h - Curvas momento-rotação das ligações LAE-PA+PP e LAR-B1

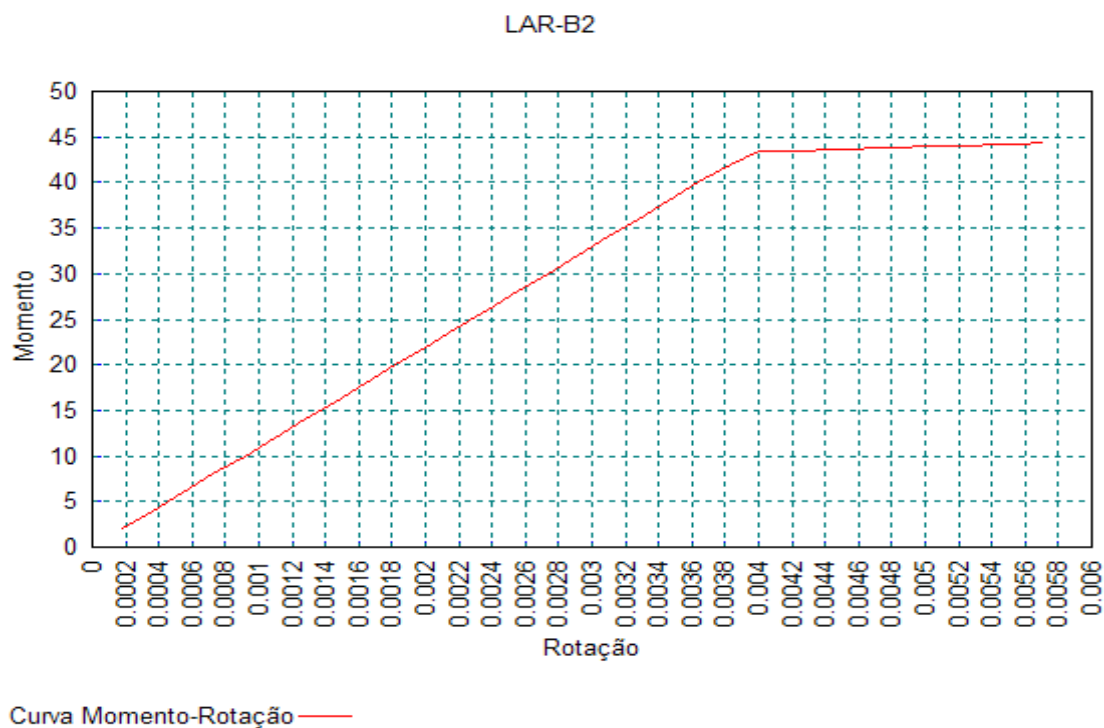


Figura 3.37i - Curva momento-rotação da ligação LAR-B2

Os resultados obtidos pelo método analítico e através dos modelos numéricos podem ser comparados no quadro 3.9.

LIGAÇÃO	$M_{j,Rd}$ [KNm]		$S_{j,ini}$ [KNm]	
	MÉTODO ANALÍTICO	MODELO NUMÉRICO	MÉTODO ANALÍTICO	MODELO NUMÉRICO
LS-B	151,5	151,5	48402,0	48360,9
LS-PT	165,3	165,3	Infinito	Infinito
LS-PA	174,4	174,6	80395,8	80269,7
LAE-B	155,4	155,5	31272,2	30099,6
LAE-PT	169,4	169,5	125622,4	115000,5
LAE-PA	168,9	169,0	40475,8	38532,9
LAE-PA+PP	201,1	201,1	41032,3	40054,0
LAR-B1	86,0	86,1	22573,4	22561,3
LAR-B2	43,3	43,4	10979,7	10976,0

Quadro 3.9 - Comparação de resultados

Se compararmos os resultados obtidos pelas duas metodologias constatamos que em termos de resistência não há diferenças significativas de valores. Os valores da rigidez rotacional também não diferem de modo relevante quando são comparados os resultados nas ligações soldadas e nas aparafusadas com placa de extremidade rasa. O mesmo não se verifica em relação aos valores da rigidez rotacional das ligações aparafusadas com placa de extremidade estendida, havendo, nestes casos, alguma diferença nos resultados, que na pior situação, caso de LAE-PT, é da ordem dos 9%. Esta diferença é facilmente explicada pela utilização dos coeficientes de rigidez modificados, referidos em 3.1.5.5, na aplicação do método analítico.

Nas figs. 3.38 e 3.39 são representados, conjuntamente, os diagramas momento-rotação bi-lineares que definem o comportamento dos tipos de ligações viga-coluna estudadas. Nas mesmas figuras são indicados os limites que permitem classificar as ligações quanto à rigidez rotacional (linha a ponteadado azul) e quanto à resistência (linha a ponteadado vermelha), referentes à rigidez de flexão e momento-flector resistente da viga ligada (IPE330).

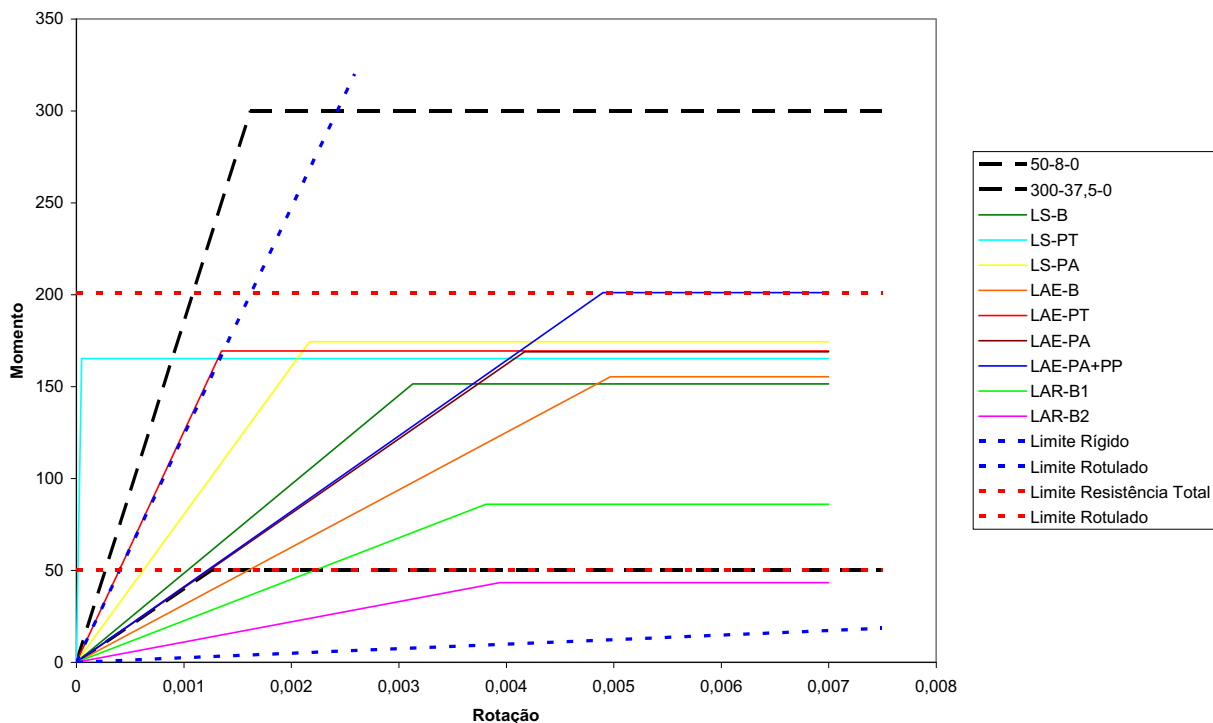


Figura 3.38 - Comportamento momento-rotação bi-linear das ligações estudadas e das adoptadas na modelação do pórtico P1a do capítulo 5

Com o objectivo de comparar as características do comportamento das ligações estudadas com as características das ligações que são adoptadas na modelação dos pórticos para determinar os seus coeficientes de comportamento, são também representados nas fig. 3.38 e 3.39 os diagramas momento-rotação bi-lineares (linha a tracejado preta) relativos às ligações que são utilizadas no capítulo 5 (ligações 50-8-0 e 300-37,5-0 na fig. 3.38) e no capítulo 6 (ligações 100-12,5-0 e 200-25-0 na fig. 3.39), que apresentam os dois comportamentos extremos: “inferior” (menor resistência e menor rigidez); e superior (maior resistência e maior rigidez).

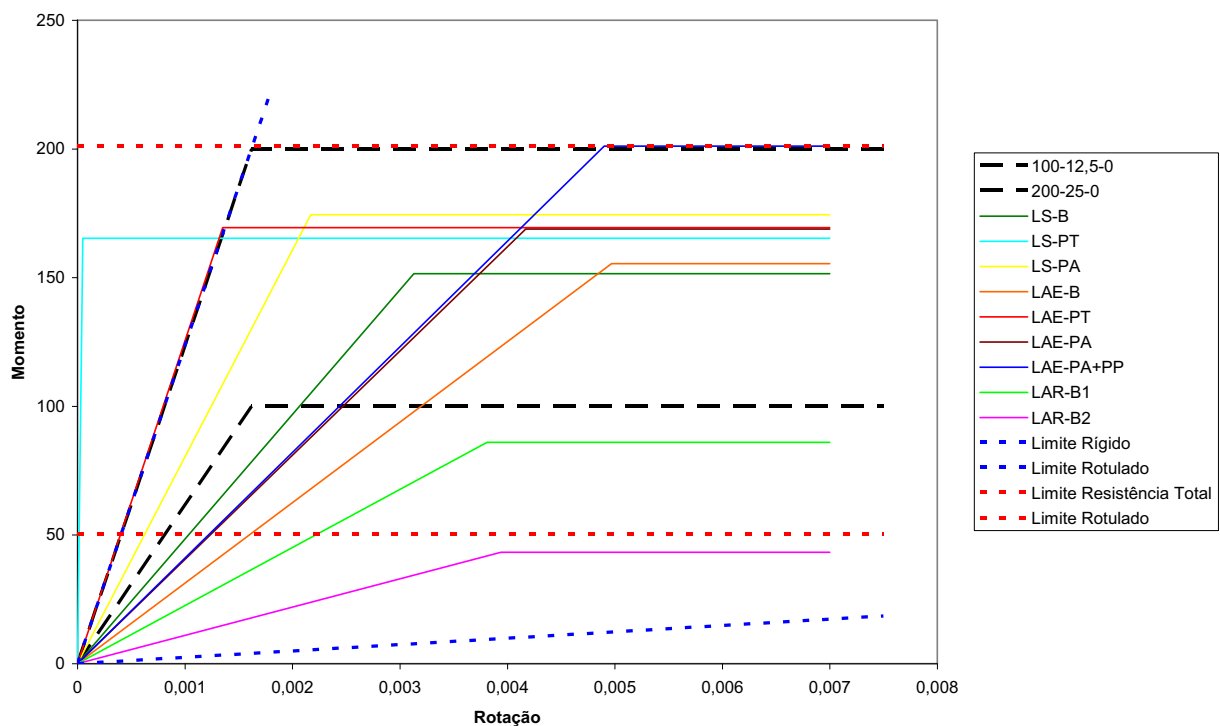


Figura 3.39 - Comportamento momento-rotação bi-linear das ligações estudadas e das adoptadas na modelação dos pórticos do capítulo 6

Analisando as duas figuras anteriores, pode confirmar-se que é possível obter com ligações soldadas e aparafusadas deste tipo, características de comportamento idênticas às das ligações de comportamento standard, usadas neste estudo na modelação dos pórticos, assim como se verifica a possibilidade de obter ligações rígidas, semi-rígidas, rotuladas, de resistência parcial e de resistência total.

3.2 - DUCTILIDADE LOCAL DOS ELEMENTOS

A capacidade que um elemento ou uma estrutura tem em suportar deformações após o seu ponto de cedência sem perda significativa de resistência é denominada “ductilidade”, que pode ser “local” se referida ao comportamento de um elemento e “global” quando se refere à estrutura considerada como um todo.

3.2.1 - CAPACIDADE DE ROTAÇÃO

O comportamento não-linear de uma estrutura é uma característica importante, sobretudo porque dele depende a possibilidade de se efectuarem redistribuições de esforços. A obtenção da carga de colapso está estritamente relacionada não só com a posição dos nós (rótulas) nos quais as secções atingem o momento plástico final, mas também com a rotação pós-elástica que os outros nós podem ter noutras partes da estrutura. Com isto, as rótulas plásticas requerem além da sua própria resistência uma certa ductilidade.

A capacidade de rotação pode assim considerar-se como uma medida da ductilidade de uma zona de um elemento ou de uma estrutura, definindo-se como o máximo ângulo de descontinuidade que essa zona da estrutura pode suportar quando aí se atingem momentos plásticos limite sem que ocorra a rotura prematuramente.

O ideal seria ter-se uma capacidade de rotação que correspondesse às extensões últimas do material, mas isto pode na realidade não ser verificado porque existem outros factores secundários que limitam a capacidade de deformação, como por exemplo a instabilidade por flexão-torção, encurvadura local e a rotura frágil dos elementos.

3.2.2 - AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE ROTAÇÃO

3.2.2.1 - REQUISITOS GEOMÉTRICOS

No dimensionamento de estruturas em condições limite (regime plástico) é

necessário que as rótulas plásticas que se formam nos nós apresentem uma certa capacidade de rotação. Portanto, é óbvio que as secções transversais dos elementos tenham de satisfazer alguns requisitos geométricos, de forma a permitir deformações plásticas até se atingir o mecanismo de colapso da estrutura sem perda da capacidade de suportar o carregamento.

Quando ocorrem fenómenos de encurvadura local nos componentes, ou seja, nas placas elementares constituintes da secção transversal dos elementos (banzos ou alma) e quando não forem consideradas restrições para a ocorrência de encurvadura lateral por torção, a determinação da capacidade de rotação dos elementos metálicos é bastante complexa. Portanto, no intuito de garantir que as secções transversais possuam uma capacidade de rotação suficiente, o fenómeno de encurvadura local tem de ser controlado, em particular, quando se adopta uma análise global elástica, na qual se podem usar elementos com qualquer secção transversal, a sua ocorrência tem de ser completamente evitada.

Quando se adopta uma análise global plástica os elementos estruturais devem permitir a formação de rótulas plásticas nas secções críticas, com suficiente capacidade de rotação de forma a permitir a necessária redistribuição de esforços entre secções.

3.2.2.2 - CLASSES DE COMPORTAMENTO DE SECÇÕES TRANSVERSAIS

Os modernos códigos existentes providenciam certos parâmetros limitadores para classificar as secções transversais dos elementos estruturais, que foram primeiramente introduzidos pelo Eurocódigo 3 [16] [18], baseados na relação largura/espessura (b/t) dos componentes comprimidos dessas secções, constituindo um importante conceito para dimensionar estruturas de aço. Os componentes comprimidos englobam todos os componentes de uma secção transversal que se encontrem total ou parcialmente à compressão, devida a esforços axiais, a momentos-flectores ou a ambos os esforços em simultâneo.

O EC3 considera a divisão das secções transversais dos elementos estruturais em quatro diferentes classes de comportamento, definidas no diagrama momento-curvatura da fig. 3.40.

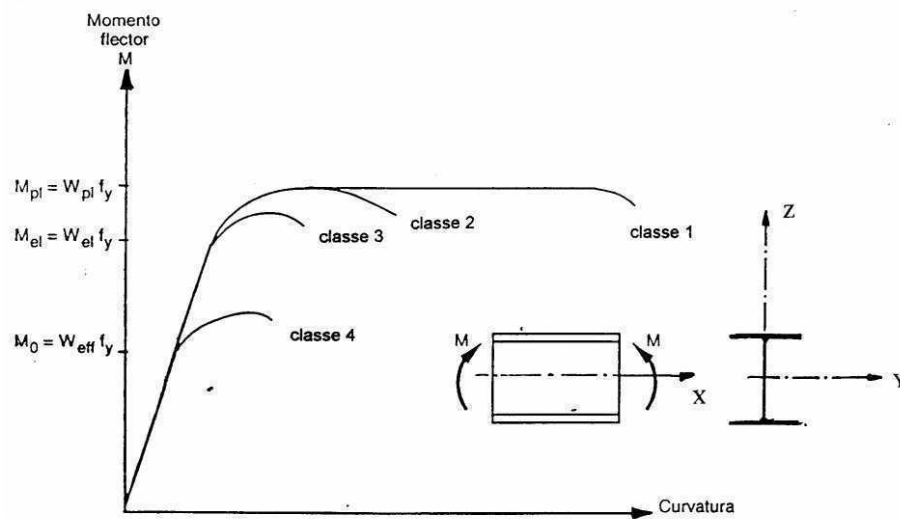


Figura 3.40 - Diagrama momento-curvatura definindo o comportamento das 4 classes

As secções transversais de Classe 1 (secções plásticas) são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica com a capacidade de rotação (alta) necessária para uma análise plástica. Nestas secções a capacidade de deformação é praticamente idêntica à do material.

As secções transversais de Classe 2 (secções compactas) são aquelas em que é possível atingir o momento plástico, mas que possuem uma capacidade de rotação limitada.

As secções transversais de Classe 3 (secções semi-compactas) são aquelas em que é possível que a tensão calculada na fibra de compressão extrema do elemento de aço tenha o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que se instale o momento plástico.

As secções transversais de Classe 4 (secções esbeltas com instabilidade local) são aquelas em que na determinação da sua resistência à flexão ou compressão é necessário ter em conta, explicitamente, os efeitos da encurvadura local. Nestas secções a quebra ocorre em regime elástico e somente uma parte reduzida da secção, denominada secção efectiva, contribui para a sua resistência.

Os diversos componentes comprimidos de uma secção transversal, como por exemplo um banzo ou uma alma, podem pertencer a classes diferentes, sendo neste caso a secção classificada em função da classe individual mais elevada dos seus componentes comprimidos.

No quadro 3.10 estão definidas para as quatro classes, as resistências das secções transversais à flexão e a análise global que é permitida efectuar à estrutura.

Classe da Secção	Resistência das Secções Transversais à Flexão	Análise Global da Estrutura
Classe 1	$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$	Análise plástica (ou elástica *)
Classe 2	$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$	Análise elástica *
Classe 3	$M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$	Análise elástica
Classe 4	$M_{o,Rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$	Análise elástica

* É permitida a redistribuição de momentos.

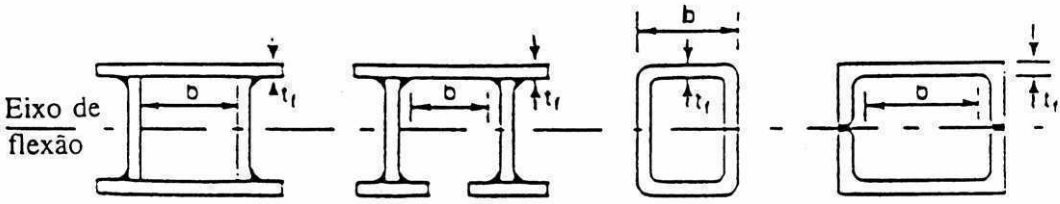
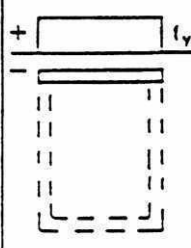
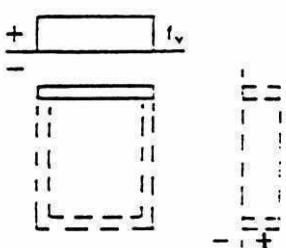
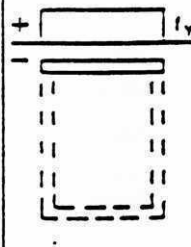
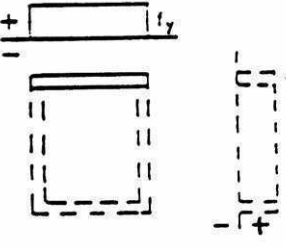
Quadro 3.10 - Resistências das secções transversais à flexão e análise global da estrutura

Conforme já foi referido, o parâmetro mais importante regulador do comportamento indicado e, portanto, definidor da classe de comportamento da secção é a relação b/t das partes comprimidas constituintes da secção. Para cada classe existem valores limites desta relação dados no *EC3* (ver quadros 3.11 a 3.14), e nas “Recomendações para as Construções Metálicas em Zonas Sísmicas” da *ECCS* [39] (quadro 3.15, exclusivamente para as classes 1, 2 e 3). De notar que, em zonas sísmicas, não é recomendada a construção metálica com perfis cuja secção seja de classe 4.

Para que sejam válidos os valores de referência dos coeficientes de comportamento apresentados pelo Eurocódigo 8 [27] para as estruturas metálicas (ver capítulo 4), este regulamento obriga a respeitar certas regras de projecto e pormenorização das zonas dissipativas, sobretudo no que diz respeito à esbelteza dos elementos e das secções transversais e, também, às ligações. Assim, para que se possa evitar a encurvadura local, em zonas de componentes de secção finos, fenómeno que diminuiria a secção transversal efectiva e que, deste modo, ficaria sujeita a maiores deformações, que a tornariam vulnerável a fractura por fadiga, em poucos ciclos, o *EC8* estabelece valores limites do coeficiente de comportamento para cada classe de secção (ver quadro 3.16).

Relações máximas largura-espessura de elementos comprimidos				
(a) <u>Almas</u> : (elementos internos perpendiculares ao eixo de flexão)				
Classe	Alma sujeita a flexão	Alma sujeita a compressão	Alma sujeita a flexão e compressão	
Distribuição de tensões no elemento (compressão positiva)				
1	$d/t_w \leq 72\epsilon$	$d/t_w \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396\epsilon/(13\alpha - 1)$ quando $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36\epsilon/c$	
2	$d/t_w \leq 83\epsilon$	$d/t_w \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456\epsilon/(13\alpha - 1)$ quando $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5\epsilon/\alpha$	
Distribuição de tensões no elemento (compressão positiva)				
3	$d/t_w \leq 124\epsilon$	$d/t_w \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42\epsilon/(0,67 + 0,33\psi)$ quando $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62\epsilon(1-\psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Quadro 3.11 - Relações largura/espessura máximas, para almas comprimidas, retirado do Eurocódigo 3 [16]

Relações máximas largura-espessura de elementos comprimidos				
(b) Elementos internos do banzo: (elementos internos paralelos ao eixo de flexão)				
				
Classe	Tipo	Secção em flexão	Secção em compressão	
Distribuição de tensões no elemento e na secção (compressão positiva)				
1	Secção tubular laminada Outra	$(b-3t_f)/t_f \leq 33\epsilon$ $b/t_f \leq 33\epsilon$	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$ $b/t_f \leq 42\epsilon$	
2	Secção tubular laminada Outra	$(b-3t_f)/t_f \leq 38\epsilon$ $b/t_f \leq 38\epsilon$	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$ $b/t_f \leq 42\epsilon$	
Distribuição de tensões no elemento e na secção (compressão positiva)				
3	Secção tubular laminada Outra	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$ $b/t_f \leq 42\epsilon$	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$ $b/t_f \leq 42\epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355
	ϵ	1	0.92	0.81

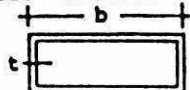
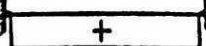
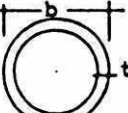


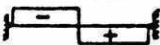

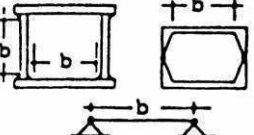
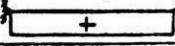
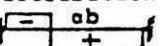
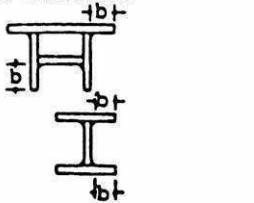
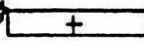
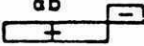
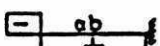
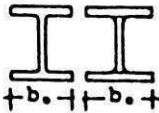

Quadro 3.12 - Relações largura/espessura máximas, para elementos internos do banzo comprimidos, retirado do Eurocódigo 3 [16]

Relações máximas largura-espessura de elementos comprimidos					
(c) Banzos salientes:					
		Secções laminadas		Secções soldadas	
Classe	Tipo de secção	Banzo sujeito a compressão	Banzo sujeito a compressão e flexão		
			Ponta em compressão	Ponta em tracção	
Distribuição de tensões no elemento (compressão positiva)					
1	Laminada	$c/t_f \leq 10\epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	Soldada	$c/t_f \leq 9\epsilon$	$c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	Laminada	$c/t_f \leq 11\epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	Soldada	$c/t_f \leq 10\epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribuição de tensões no elemento (compressão positiva)					
3	Laminada	$c/t_f \leq 15\epsilon$	$c/t_f \leq 23\epsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21\epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ , ver quadro 5.3.3		
	Soldada	$c/t_f \leq 14\epsilon$			
$\epsilon = \sqrt{235/\sigma_y}$		I_y	235	275	355
		ϵ	1	0.92	0.81

Quadro 3.13 - Relações largura/espessura máximas, para banzos salientes comprimidos, retirado do Eurocódigo 3 [16]

Relações máximas largura-espessura de elementos comprimidos				
<p>(d) <u>Cantoneiras:</u></p> <p>Consultar também (c) "Banzos salientes" (ver Folha 3).</p> <p>(Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes)</p>				
Classe	Secção em compressão			
Distribuição de tensões na secção (compressão positiva)				
3	$\frac{h}{t} \leq 15\epsilon \quad ; \quad \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$			
<p>(e) <u>Secções tubulares:</u></p>				
Classe	Secção em flexão e/ou compressão			
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$			
$\epsilon = \sqrt{235/t_y}$	f_y	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81
	ϵ^2	1	0,85	0,66

Quadro 3.14 - Relações largura/espessura máximas, para cantoneiras e secções tubulares comprimidas, retirado do Eurocódigo 3 [16]

Cross section and boundary condition	stress distribution (compression positive)	class 1	class 2	class 3								
Rectangular hollow section 	compression 	33 c	37 c	41 c								
Tubular section 	compression 	$50 c^2$	$70 c^2$	$85 c^2$								
Webs of I-Profiles Webs of flanges of welded sections 	plastic distribution 	66 c	78 c	90 c								
	elastic distribution 											
	compression 	33 c	39 c	41 c								
	combined bending and compression plastic distribution 	$\frac{33}{a} c$	$\frac{39}{a} c$	$\frac{41}{a} c$								
Outstanding flanges of welded box sect. or flanges of I-Profiles 	compression 	9 c	10 c	12 c								
	combined bending and compression 	$\frac{9}{a} c$	$\frac{10}{a} c$	$\frac{12}{a} c$								
	combined bending and compression 	$\frac{9}{a \sqrt{a}} c$	$\frac{10}{a \sqrt{a}} c$	$\frac{12}{a \sqrt{a}} c$								
Flanges of I-Profiles 	compression 	20 c	22 c	26 c								
where: $c = \sqrt{235/E_y}$	<table border="1" data-bbox="598 1646 869 1736"> <tr> <td>E_y</td> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> </tr> <tr> <td>c</td> <td>1</td> <td>0.92</td> <td>0.81</td> </tr> </table>	E_y	235	275	355	c	1	0.92	0.81			
E_y	235	275	355									
c	1	0.92	0.81									

Quadro 3.15 - Relações largura/espessura máximas, para elementos comprimidos, retirado das recomendações da ECCS [39]

Classe de Ductilidade	Coefficiente de Comportamento (q)	Classe de Secção Requerida
H (Alta)	$q > 4$	Classe 1
M (Média)	$2 < q \leq 4$	Classe 1 ou 2
M (Média)	$1,5 < q \leq 2$	Classe 1, 2 ou 3

Quadro 3.16 - Classe de secção transversal requerida [27]

Os valores limites, apresentados no quadro 3.16, são estabelecidos tendo em conta a classe de ductilidade da estrutura (H, M ou L), definida por dois conceitos diferentes de dimensionamento de estruturas metálicas quando sujeitas à acção dos sismos:

- a) Comportamento estrutural dissipativo, quando a estrutura tem partes (zonas dissipativas) capazes de resistirem às acções sísmicas para além do seu comportamento elástico;
- b) Comportamento estrutural pouco dissipativo, quando os efeitos das acções são calculados com base numa análise global elástica, sem ter em conta o comportamento não-linear do material.

No quadro 3.17 são indicadas as classes de ductilidade requeridas para as secções transversais de acordo com o conceito de dimensionamento e o coeficiente de comportamento.

Conceito de Dimensionamento	Coefficiente de Comportamento (q)	Classe de Ductilidade Requerida
Conceito a) Estrutura Dissipativa	$q \geq 4$	H (Alta)
Conceito a) Estrutura Dissipativa	$1,5 < q < 4$	M (Média)
Conceito b) Estrutura Pouco Dissipativa	$1 \leq q \leq 1,5$	L (Baixa)

Quadro 3.17 - Classes de ductilidade [27]

As estruturas consideradas sob o conceito a) devem pertencer à classe de ductilidade Média ou Alta. Estas classes correspondem ao aumento da capacidade de dissipação de energia por mecanismos plásticos.

As estruturas consideradas sob o conceito b) devem pertencer à classe de ductilidade Baixa, cujo dimensionamento só é recomendado para regiões de fraca sismicidade.

3.2.2.3 - MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE ROTAÇÃO

A capacidade de rotação de um elemento (viga ou coluna) pode ser avaliada como a relação entre a rotação plástica de colapso θ_u e a rotação elástica limite θ_y :

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_y} - 1 \quad (3.53)$$

Para determinar a capacidade de rotação de elementos de aço existem diferentes métodos possíveis agrupados em três grupos:

- Métodos teóricos - baseados principalmente na avaliação teórica aproximada da relação momento-curvatura da secção transversal dos elementos e na análise teórica do fenómeno de encurvadura;
- Métodos Semi-Empíricos - quase iguais aos anteriores, com a diferença dos fenómenos de encurvadura local serem tratados por meio de relações obtidas por via experimental;
- Métodos Empíricos - baseados na análise estatística de dados experimentais efectuados em membros à escala real e/ou dados de simulações numéricas.

Os métodos empíricos e semi-empíricos mais utilizados são os propostos, respectivamente, por “Sedlacek e Spangemacher” e por “Mazzolani e Piluso” [38]. O primeiro método aplica-se somente a vigas, fornecendo resultados sobre a capacidade de rotação total. O segundo método pode ser aplicado, não só a vigas como também a vigas-coluna, permitindo justamente a avaliação da capacidade de rotação do elemento sem este instabilizar.

No presente trabalho, para a avaliação da capacidade de rotação dos elementos dos pórticos metálicos estudados nos capítulos 5 e 6, foi adoptado o método semi-empírico desenvolvido por “Mazzolani e Piluso” [39].

3.2.2.4 - MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE “MAZZOLANI E PILUSO”

Ambos os métodos, teórico e semi-empírico requerem a determinação da relação momento-curvatura. Para os perfis com secção transversal em I, esta relação depende principalmente da espessura dos banzos e da alma sendo influenciada pela distribuição de tensões. Um modo aproximado de avaliar esta relação é o de considerar uma secção idealizada apenas com dois banzos, usada por B. Kato, para analisar a capacidade de deformação de secções ocas quadradas e circulares, assumindo um comportamento do material elásto-plástico com patamar de deformação e endurecimento, como representado na fig. 3.41.

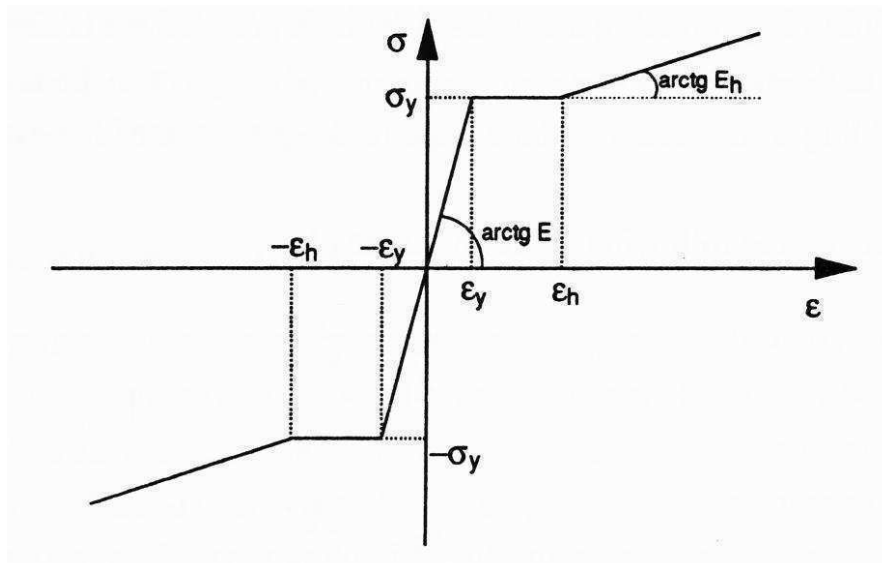


Figura 3.41 - Diagrama tensões-extensões do material (retirado de [39])

ε_y - deformação de cedência; ε_h - deformação correspondente ao início do endurecimento;

E - módulo de elasticidade; E_h - módulo de endurecimento; σ_y - tensão de cedência.

Para a determinação da relação momento-curvatura é necessário introduzir o conceito de momento flector que conduz à encurvadura local do banzo comprimido ou

encurvadura lateral por torção da viga, reduzido pela presença das cargas axiais externas N_0 , dado por:

$$(s - \rho)M_p \quad (3.54)$$

em que:

M_p - representa o momento plástico;

s - a tensão de encurvadura local adimensional, definida pela eq. (3.69);

$$\rho - \text{carga axial externa adimensional} = \frac{N}{N_y} = \frac{N}{A \cdot \sigma_y} \quad (3.55)$$

Além disso, consideram-se as seguintes curvaturas dadas pelas expressões:

$$\chi_y = \frac{\varepsilon_y}{h_e} \quad (3.56)$$

$$\chi_h = \frac{\varepsilon_h}{h_e} \quad (3.57)$$

com h_e igual à altura da secção idealizada de dois banzos.

O módulo de elasticidade reduzido é obtido dos módulos de elasticidade e de endurecimento pela expressão:

$$E_r = \frac{2 \cdot E \cdot E_h}{E + E_h} \quad (3.58)$$

Isto permite a conveniente simplificação da relação momento-curvatura para que duas possibilidades possam ocorrer:

1ª - O momento-flector crítico $(s - \rho)M_p$ é obtido quando o banzo inferior ainda está em regime elástico. Esta situação ocorre quando é satisfeita a seguinte condição:

$$\rho > \frac{s-1}{2} \quad (3.59)$$

2ª - O momento-flector crítico $(s - \rho)M_p$ é obtido quando o banzo inferior está no patamar plástico ou em regime de endurecimento. Esta situação ocorre quando o momento-flector crítico é alcançado, sendo satisfeita a seguinte condição:

$$\rho \leq \frac{s-1}{2} \quad (3.60)$$

Além destas duas situações pode ocorrer uma 3ª em que $\rho = 0$.

As relações momento-curvatura para os dois primeiros casos são mostradas na fig. 3.42.

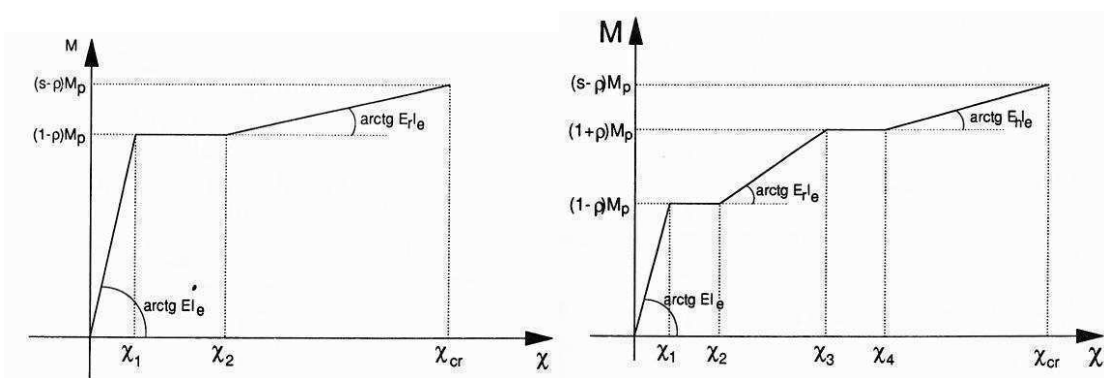


Figura 3.42 - Relação momento-curvatura para $\rho > \frac{s-1}{2}$ (esq.) e $\rho \leq \frac{s-1}{2}$ (dir.) [39]

Derivando estas relações momento-curvatura e assumindo como condição última o atingir do momento-flector crítico da eq. (3.54), para determinar a rotação última de vigas e vigas-coluna, considerando a secção idealizada de dois banzos, basta integrar o diagrama de curvaturas representado para os dois casos na fig. 3.43, de onde se obtêm as duas seguintes equações:

- Caso em que $\rho > \frac{s-1}{2}$:

$$\theta_u = \frac{L}{s-\rho} \left\{ (1-\rho)^2 \chi_y + (s-1) \left[(1-2\rho)\chi_y + \chi_h + \frac{(s-1)M_p}{2.E_r.I_e} \right] \right\} \quad (3.61)$$

com:

$$I_e - \text{momento de inércia da secção de dois banzos} = \frac{A \cdot h_e^2}{4};$$

A - área da secção;

L - distância entre a secção de momento máximo e a secção de momento nulo.

- Caso em que $\rho \leq \frac{s-1}{2}$:

$$\theta_u = \frac{L}{s-\rho} x$$

$$x \left\{ \left[(1+\rho^2) - 2 \cdot \rho(s-1) \right] \chi_y + 2 \cdot \chi_h (s-\rho-1) + 2 \frac{M_p}{E_r \cdot I_e} \rho(s-\rho-1) + \frac{(s-2\rho-1)^2 \cdot M_p}{2 \cdot E_h \cdot I_e} \right\} \quad (3.62)$$

- Caso em que $\rho = 0$:

A equação é obtida da equação anterior considerando $\rho = 0$:

$$\theta_u = \frac{L}{s} \left\{ \chi_y + 2 \cdot \chi_h (s-1) + \frac{(s-1)^2 \cdot M_p}{2 \cdot E_h \cdot I_e} \right\} \quad (3.63)$$

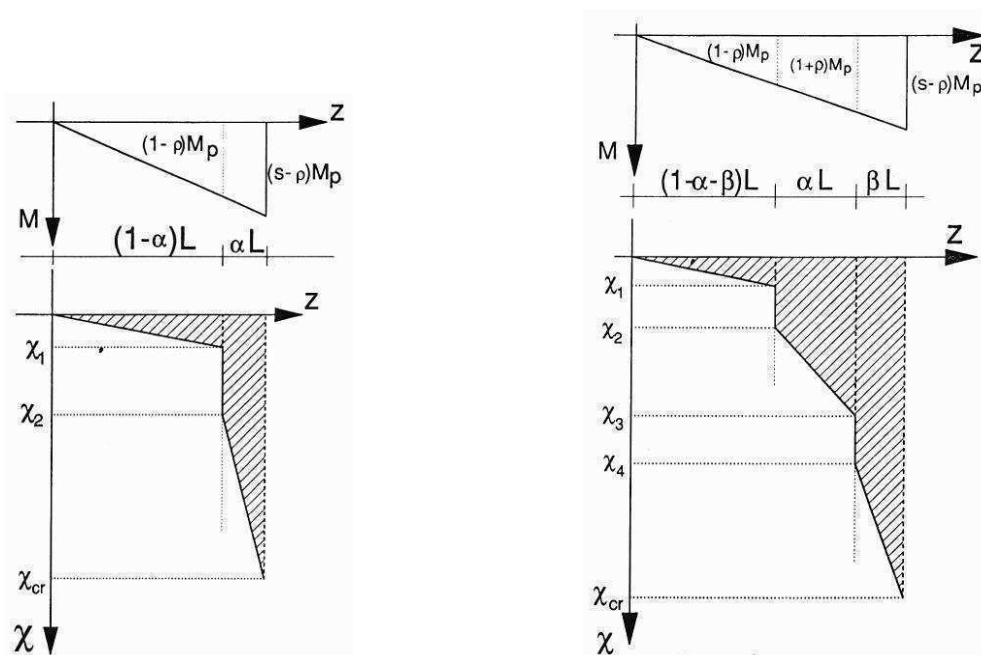


Figura 3.43 - Avaliação da rotação última para $\rho > \frac{s-1}{2}$ (esq.) e $\rho \leq \frac{s-1}{2}$ (dir.) [39]

De forma a determinar a capacidade de rotação é necessário ter em conta que a rotação de cedência é obtida em relação à secção real pelas seguintes relações:

$$\theta_y = (1 - \rho)L \frac{\varepsilon_y}{h} \quad (3.64)$$

ou,

$$\theta_y = (1 - \rho) \frac{M_p \cdot L}{2 \cdot E \cdot I} \quad (3.65)$$

nas quais h e I são, respectivamente, a altura e o momento de inércia da secção real.

A capacidade de rotação da secção real pode ser determinada para os três casos de comportamento da seguinte forma:

- Caso em que $\rho > \frac{s-1}{2}$:

$$R = -1 + \frac{1}{s - \rho} \left\{ (1 - \rho) \frac{h}{h_e} + \frac{s-1}{1 - \rho} \left[(1 - 2 \cdot \rho) \frac{h}{h_e} + \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} \frac{h}{h_e} + (s-1) \frac{E}{E_r} \frac{I}{I_e} \right] \right\} \quad (3.66)$$

- Caso em que $\rho \leq \frac{s-1}{2}$:

$$R = -1 + \frac{1}{(s - \rho) \cdot (1 - \rho)} x \left\{ \left[1 + \rho^2 - 2 \cdot \rho(s-1) \right] \frac{h}{h_e} + 2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} \frac{h}{h_e} (s - \rho - 1) + \frac{E}{E_r} \frac{I}{I_e} 4 \cdot \rho(s - \rho - 1) + (s - 2 \cdot \rho - 1)^2 \frac{E}{E_h} \frac{I}{I_e} \right\} \quad (3.67)$$

- Caso em que $\rho = 0$:

A equação é obtida da equação anterior considerando $\rho = 0$:

$$R = -1 + \frac{1}{s} \left\{ \frac{h}{h_e} + 2 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} \frac{h}{h_e} (s-1) + (s-1)^2 \frac{E}{E_e} \frac{I}{I_e} \right\} \quad (3.68)$$

A principal dificuldade que se coloca na determinação teórica da capacidade de rotação reside em saber qual a tensão crítica relacionada com a encurvadura local do banzo comprimido.

A análise de resultados experimentais, obtidos por B. Kato, A. R. Kemp e U. Kuhlmann, baseada numa análise de regressão múltipla, conduziu ao estabelecimento da seguinte relação empírica para o cálculo do coeficiente de tensão de encurvadura s :

$$\frac{1}{s} = 0,546321 + 1,632533.\lambda_f^2 + 0,062124.\lambda_w^2 - 0,602125\frac{b_f}{L} + 0,001471\frac{E}{E_h} + 0,007766\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y} \quad (3.69)$$

em que:

$$\lambda_f - \text{parâmetro de esbelteza do banzo} = \frac{b_f}{2.t_f} \sqrt{\varepsilon_y}; \quad (3.70)$$

$$\lambda_w - \text{parâmetro de esbelteza da alma} = \frac{d_{w_e}}{t_w} \sqrt{\varepsilon_y}; \quad (3.71)$$

$$d_{w_e} - \text{comprimento efectivo da alma} = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{A}{A_w} \rho \right] d_w \leq d_w; \quad (3.72)$$

A_w - área da alma;

b_f - largura do banzo comprimido;

$\frac{E}{E_h}$ - relação módulo de elasticidade / módulo de endurecimento;

$\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_y}$ - relação deformação de endurecimento / deformação de cedência.

Estes dois últimos coeficientes dependem do tipo de aço.

3.2.2.5 - CÁLCULO DA CAPACIDADE DE ROTAÇÃO DOS PERFIS HEB

Para a determinação da capacidade última de rotação dos perfis da série HEB utilizados como colunas nos pórticos modelados nos capítulos 5 e 6, utilizaram-se as equações anteriores.

Para aplicação destas equações tem de assumir-se que a encurvadura lateral torcional está impedida.

As características geométricas relativas aos perfis HEB estão indicadas no quadro 3.18 [47].

PERFIL	HEB 220	HEB 260	HEB 300
h [mm]	220	260	300
b_f [mm]	220	260	300
t_f [mm]	16	17,5	19
d_w [mm]	188	225	262
t_w [mm]	9,5	10	11
A [mm ²]	9104	11840	14910
A_w [mm ²]	2064	2740	3510
Z [mm ³]	827000	1283000	1869000
I_Z [mm ⁴]	80910000	149200000	251700000
I_Y [mm ⁴]	28430000	51350000	85630000
I_t [mm ⁴]	765700	1238000	1850000
I_w [mm ⁶]	295400	753700	1688000

Quadro 3.18 - Características geométricas dos perfis

b_f - largura dos banzos; t_f - espessura dos banzos; A - área da secção;

d_w - altura da alma; t_w - espessura da alma; A_w - área da alma;

Z - módulo de flexão plástico da secção; I_Y - momento de inércia no eixo fraco;

I_t - momento de inércia torcional; I_w - constante de empenamento da secção

Os parâmetros relacionados com o tipo de aço das colunas metálicas, Fe430, são os seguintes:

- módulo de elasticidade: $E = 210GPa$;

- tensão de cedência: $\sigma_y = 275MPa$;

- deformação de cedência: $\varepsilon_y = 0,00131$;

- tensão última: $\sigma_u = 430MPa$;

- relação módulo de elasticidade / módulo de endurecimento:

$E / E_h = 42,8$ [39] $\Rightarrow E_h = 4906,5MPa$;

- relação deformação de endurecimento / deformação de cedência:


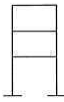
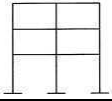
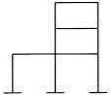
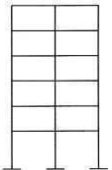
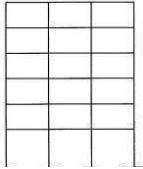
$$\varepsilon_h / \varepsilon_y = 11 \text{ [39]} \Rightarrow \varepsilon_h = 0,0144;$$

- módulo de elasticidade reduzido:

$$E_r = 9589 \text{ MPa};$$

- $E / E_r = 21,9$.

Os parâmetros relacionados com o tipo de pórtico analisado, são indicados no quadro 3.19. Os tipos de pórtico encontram-se também representados nos capítulos 1, 5 e 6, sendo que a sua designação traduz o número de andares e o número de vãos de pórticos regulares (ex: P3x1a refere-se a 3 andares e 1 vão).

TIPO DE PÓRTICO	L [mm]	$L/2$ [mm]	N [N]	
	5000	2500	120000	
	5000	2500	360000	
	P3x2a, b, c, d, g, h, i e j	5000	2500	360000
	P3x2e	3000	1500	360000
	P3x2f	7000	3500	360000
	5000	2500	360000	
	5000	2500	720000	
	5000	2500	720000	

Quadro 3.19 - Parâmetros característicos dos pórticos

Com base nas eqs. (3.55) e (3.66) a (3.72), obtiveram-se os resultados do quadro 3.20, assumindo por razões de segurança $\frac{h}{h_e} = \frac{I}{I_e} = 1$:

Resolvendo a eq. (3.53) em ordem a θ_u , obtemos a seguinte expressão:

$$\theta_u = \theta_y (R + 1) \quad (3.73)$$

O quadro 3.21 apresenta os valores de θ_y e θ_u , calculados com base nas expressões (3.64) e (3.73):

TIPO DE PÓRTICO	ρ	d_{w_e} [mm]	λ_f	λ_w	$\frac{1}{s}$	s	$\frac{s-1}{2}$	$\frac{\rho >}{s-1}$ $\frac{1}{2}$	R
P1a	0,0369	130,4	0,2689	0,4720	0,7639	1,3091	0,1545	Não	7,33
P3x1a	0,1106	166,2	0,2689	0,6017	0,7725	1,2944	0,1472	Não	5,65
P3x2a, b, c, d, i e j	0,1106	166,2	0,2689	0,6017	0,7725	1,2944	0,1472	Não	5,65
P3x2e	0,1106	166,2	0,2689	0,6017	0,7308	1,3684	0,1842	Não	7,96
P3x2f	0,1106	166,2	0,2689	0,6017	0,7904	1,2651	0,1326	Não	4,78
P3x2g	0,1438	153,6	0,2488	0,5853	0,7640	1,3089	0,1544	Não	5,68
P3x2h	0,0878	179,9	0,2857	0,5918	0,7774	1,2863	0,1431	Não	5,75
P3-2x2a	0,1106	166,2	0,2689	0,6017	0,7725	1,2944	0,1472	Não	5,65
P6x2a	0,2211	220,0	0,2689	0,7963	0,7894	1,2667	0,1334	SIM	5,44
P6x3a	0,2211	220,0	0,2689	0,7963	0,7894	1,2667	0,1334	SIM	5,44

Quadro 3.20 - Resultados para a determinação de R

TIPO DE PÓRTICO	ρ	h [mm]	θ_y [rad]	R	θ_u [rad]
P1a	0,0369	260	0,0121	7,33	0,1011
P3x1a	0,1106	260	0,0112	5,65	0,0745
P3x2a, b, c, d, i e j	0,1106	260	0,0112	5,65	0,0745
P3x2e	0,1106	260	0,0067	7,96	0,0602
P3x2f	0,1106	260	0,0156	4,78	0,0900
P3x2g	0,1438	220	0,0127	5,68	0,0851
P3x2h	0,0878	300	0,0100	5,75	0,0672
P3-2x2a	0,1106	260	0,0112	5,65	0,0745
P6x2a	0,2211	260	0,0098	5,44	0,0632
P6x3a	0,2211	260	0,0098	5,44	0,0632

Quadro 3.21 - Resultados para a determinação de θ_y e θ_u

CAPÍTULO - 4

COEFICIENTES DE COMPORTAMIENTO

4.1 - DEFINIÇÃO

Visto ser o principal objecto deste trabalho a quantificação de coeficientes de comportamento para ligações semi-rígidas de estruturas metálicas, para além de abordar as formas de se quantificarem, torna-se importante em primeiro lugar definir de uma forma generalizada o conceito de coeficiente de comportamento, q .

De salientar que o conceito de coeficiente de comportamento se aplica de maneira generalizada a todo o tipo de estruturas e não só às estruturas metálicas.

De forma simples, entende-se por coeficiente de comportamento, como um coeficiente de natureza física, que, para efeitos da verificação de segurança de estruturas, permite aproximar os valores de uma análise não-linear, partindo dos valores obtidos de uma análise linear e dividindo-os seguidamente pelo coeficiente de comportamento.

O coeficiente de comportamento é, assim, um parâmetro que toma em consideração a capacidade de dissipação de energia da estrutura devida ao seu comportamento dúctil.

Entende-se por ductilidade, a capacidade que a estrutura tem de se deformar para além do regime elástico, dissipando a energia transmitida pelas acções dinâmicas. Esta capacidade implica que alguns dos elementos constituintes da estrutura, estrategicamente colocados, tenham possibilidade de se deformar para além dos seus limites elásticos, suportando ciclos sucessivos de cargas alternadas, sem diminuição significativa de resistência ou de rigidez.

Consoante a capacidade de dissipação de energia, podemos definir então dois tipos de estruturas:

- Estruturas não-dissipativas, as quais devem permanecer com um comportamento elástico durante a ocorrência de um sismo de grande intensidade, em que o coeficiente de comportamento deve ser neutro, ou seja $q = 1$.
- Estruturas dissipativas, nas quais para efeitos de dimensionamento, durante a ocorrência de um sismo, algumas partes da estrutura consideradas zonas dissipativas, saiem do regime elástico para dissiparem energia por intermédio de um comportamento hysterético dúctil. O coeficiente de comportamento deve, em geral, ser superior à unidade, ou seja $q > 1$, e tanto maior quanto o seu nível de ductilidade.

Como exemplo de estruturas não dissipativas, temos os pórticos com contraventamentos em K, exemplificados na fig. 4.1, nos quais os elementos diagonais se intersectam com a coluna a meio desta. O Eurocódigo 8 recomenda, em geral, que as estruturas não-dissipativas só devem ser utilizadas em zonas de sismicidade fraca, e em particular, que os pórticos com contraventamento em K não devem ser usados em zonas de risco sísmico.

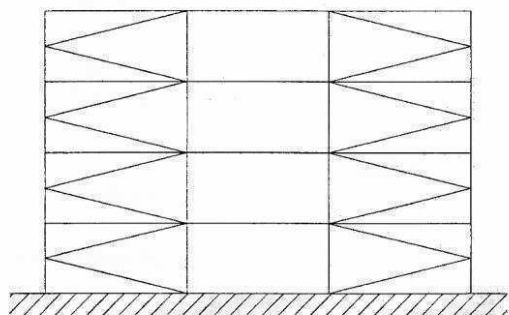


Figura 4.1 - Pórticos com contraventamento em K

Como exemplo de estruturas dissipativas, temos os vários tipos de pórticos constantes do quadro 4.1, apresentado no ponto 4.2.1.

O conceito de nível de ductilidade tem por base o facto de que a capacidade de uma estrutura resistir a um sismo de grande intensidade depende em simultâneo da sua ductilidade e da sua resistência estrutural. Por isso, em termos de dimensionamento, devem-se considerar várias combinações destes dois factores que proporcionem igual nível de resistência ao colapso por acção dos sismos.

Por estas razões se depreende a existência de uma relação bastante importante entre os valores dos coeficientes de comportamento e a ductilidade da estrutura.

Implicitamente, os coeficientes de comportamento vão depender do período fundamental da estrutura, T , uma vez que pelos conhecimentos adquiridos, para uma determinada estrutura as exigências de ductilidade aumentam com a diminuição do período, tornando-se mais significativo na gama de períodos baixos.

Em termos gerais, os valores dos coeficientes de comportamento podem ser determinados como sendo os valores médios do quociente entre a intensidade sísmica que provoca o colapso da estrutura, isto é, um estado limite último de resistência,

considerando o seu comportamento não-linear e a intensidade sísmica de projecto utilizada com base num modelo linear elástico.

Na perspectiva do *EC8*, o coeficiente de comportamento é uma aproximação da proporção entre as forças sísmicas que a estrutura deveria experimentar, se a sua resposta fosse completamente elástica com um amortecimento viscoso de 5%, e as forças sísmicas mínimas que devem ser usadas no dimensionamento (com um modelo linear convencional), assegurando contudo uma resposta satisfatória da estrutura.

4.2 - COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8

De acordo com a nova geração de códigos sísmicos, a capacidade de um sistema estrutural resistir às cargas sísmicas numa fase pós-linear, é levada em conta com a introdução de um coeficiente de comportamento no cálculo do espectro de resposta de cálculo, $S_d(T)$, também designado por espectro de resposta de projecto ou dimensionamento [37]. Este espectro pode ser obtido do espectro elástico através da seguinte equação geral:

$$S_d(T) = \frac{S_e(T)}{q} \quad (4.1)$$

em que:

$S_e(T)$ - ordenada do espectro de resposta elástico;

q - coeficiente de comportamento.

A determinação dos esforços nas estruturas, para a verificação da resistência das mesmas, é feita com base nos espectros de resposta de projecto para um período de retorno de referência e normalizados pela aceleração da gravidade, g , os quais são função dos coeficientes de comportamento (ver fig. 4.2).

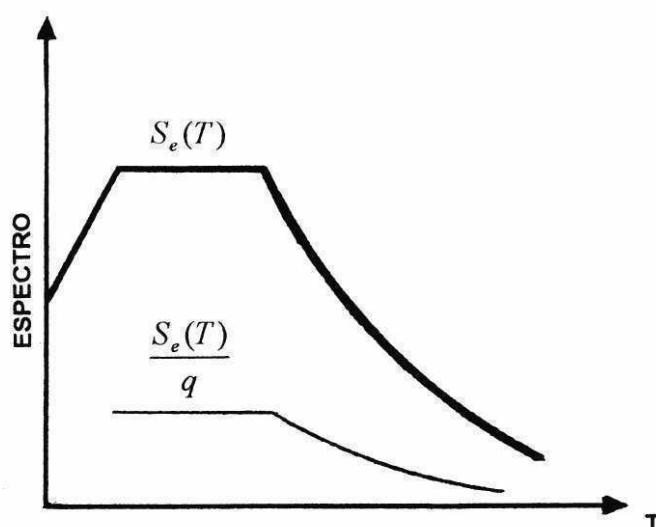


Figura 4.2 - Espectros de resposta elásticos e de cálculo (adaptado de [6])

Estes espectros de resposta de projecto, que simplificados podem ser chamados de espectros reduzidos, são obtidos dos respectivos espectros de resposta elásticos. Esta redução, como já foi referido anteriormente, é conseguida com a introdução do coeficiente de comportamento.

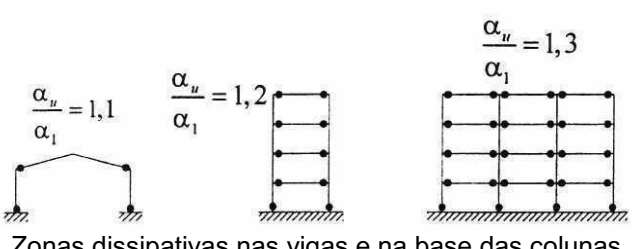
De acordo com o Eurocódigo 8 a determinação destes espectros de projecto para diferentes valores do período de vibração é feita com base nas eq. (2.14) a (2.17), anteriormente indicadas no ponto 2.1.3.8.

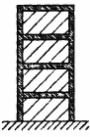
4.2.1 - TIPOS ESTRUTURAIS E COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

Uma preocupação importante nos regulamentos de dimensionamento sísmico é procurar aliviar os projectistas de cálculos complexos e demorados, fornecendo valores de coeficientes de comportamento para os materiais mais utilizados na concepção estrutural dos edifícios e também para as principais tipologias estruturais.

Concretamente, o EC8, na sua Parte 1.1, estipula valores de referência de coeficientes de comportamento a utilizar para corrigir os espectros de resposta elásticos para análise linear, de forma a obter uma estimativa da resposta não-linear. A determinação da resposta não-linear de uma estrutura está condicionada à formação de rótulas plásticas sem que se forme um mecanismo de colapso local ou global nas zonas críticas.

Os valores de q , acima referidos, são indicados nos respectivos capítulos do EC8 para diversos tipos estruturais e tipos de materiais, dos quais se indicam no quadro 4.1 os relativos a estruturas metálicas.

Tipo de Estrutura	Classe de Ductilidade Alta	Classe de Ductilidade Média
<p>1 - Pórticos.</p>  <p style="text-align: center;">Zonas dissipativas nas vigas e na base das colunas</p>	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4

<p>7 - Estruturas em pórtico com preenchimento dos vãos.</p> <div style="text-align: center;">  </div> <ul style="list-style-type: none"> • Preenchimentos não conectados em alvenaria ou betão armado, em contacto com o pórtico. • Preenchimentos isolados do pórtico (idêntico a 1 - Pórticos). • Preenchimentos conectados com betão armado. 	<p style="text-align: center;">2</p> <p style="text-align: center;">ver 1</p> <p style="text-align: center;"><i>Indicados na parte 1.1 do EC8 no capítulo 7 referente às estruturas mistas aço-betão</i></p>
--	--

Quadro 4.1 - Valores de referência dos coeficientes de comportamento para diferentes tipos de estruturas metálicas

Quando os cálculos não permitem avaliar os multiplicadores α_1 e α_u , podem usar-se os valores aproximados do quadro 4.1.

Estes multiplicadores, em que $\alpha_u \geq \alpha_1$, são obtidos considerando os estados limites atingidos sob carregamento monotónico, podendo ser definidos da seguinte forma:

α_1 - multiplicador da acção sísmica horizontal o qual, mantendo constantes as outras acções de dimensionamento, corresponde ao ponto onde a secção transversal mais esforçada atinge a sua resistência plástica;

α_u - multiplicador da acção sísmica horizontal o qual, mantendo constantes as outras acções de dimensionamento, corresponde ao ponto onde um número de secções, suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, atingem os seus momentos plásticos.

Só é permitido usar coeficientes α_u / α_1 superiores aos indicados no quadro 4.1, se o cálculo dos factores α_1 e α_u for efectuado com recurso a uma análise global geometricamente não-linear de 1ª ordem. No entanto, este coeficiente deve ser limitado a 1,6, mesmo que a análise mencionada indique valores superiores.

Os coeficientes de comportamento constantes no quadro 4.1 foram obtidos por um método muito utilizado na Itália e na Alemanha que foi desenvolvido por Ballio, e que se aborda em pormenor mais à frente neste trabalho.

Conforme referido no capítulo 3, o valor do coeficiente de comportamento adoptado para o dimensionamento, condiciona a classe da secção transversal dos elementos constituintes da estrutura, também definidas nesse capítulo, visto haver necessidade de controlar a razão entre a largura e a espessura das secções transversais (relação b/t). Por esta razão, são requeridas as classes de secção transversal em função do valor adoptado para o coeficiente de comportamento, constantes no quadro 3.16.

4.2.2 - CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL

Especificamente nas estruturas metálicas, para ter em conta a capacidade de dissipação de energia, os coeficientes de comportamento indicados no quadro 4.1 podem ser aplicados desde que se verifiquem as exigências de regularidade estabelecidas no *EC8*.

Segundo este código um edifício pode ser considerado como regular, quando forem satisfeitas simultaneamente as condições de configuração geométrica e estrutural, quer em planta quer em elevação, definidas seguidamente:

a) Planta:

- A estrutura do edifício distribui-se numa malha ortogonal definindo duas direcções principais com rigidez de translação e distribuição de massa semelhantes;
- A configuração em planta é compacta, ou seja, em cada pavimento é limitada por uma linha poligonal convexa. Isto quer dizer que não apresenta subdivisão de formas, como por exemplo L, C, H, I, X, etc. Quando em planta existam cantos, bordos salientes ou reentrâncias, a regularidade em planta pode ainda ser considerada satisfeita desde que eles não afectem a rigidez do pavimento e desde que para cada um a sua dimensão não exceda 6% da área total do pavimento;
- A rigidez dos pavimentos, nos respectivos planos, é suficientemente elevada em comparação com a dos elementos estruturais verticais de modo a que se

possa assumir a hipótese de comportamento rígido em que as deformações têm um efeito desprezável na distribuição de forças entre os elementos verticais. Neste caso, os tipos de planta em L, C, H, I, X, devem ser cuidadosamente examinados;

- A esbelteza da estrutura, definida em planta por L_x / L_y , não é superior a 4 ;
- Em cada piso e para as duas direcções de análise, x e y , a excentricidade estrutural e o raio de torção verificam as condições seguintes, expressas para a direcção de análise y :

$$e_{ox} \leq 0,3.r_x \quad (4.2)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.3)$$

onde:

- e_{ox} - distância entre o centro de rigidez e o de massa na direcção x ;
- r_x - raio de torção (raiz quadrada da razão entre a rigidez torcional e de translação na direcção y);
- l_s - raio de giração no plano do pavimento.

b) Elevação:

- Todos os sistemas de contraventamento às forças laterais, como núcleos, paredes resistentes ou pórticos, estendem-se sem interrupções desde as fundações até ao topo do edifício, ou quando existam recuos a diferentes alturas, até ao topo da zona relevante do edifício;
- A rigidez de translação e a massa dos pisos são aproximadamente uniformes de piso para piso, ou reduzem gradualmente sem mudanças abruptas ao longo da elevação do edifício;
- Em edifícios em pórtico a razão entre a resistência efectiva de um piso e a resistência que lhe é requerida pela análise não é muito desproporcional entre pisos adjacentes;
- Quando existem recuos nas fachadas, as seguintes condições adicionais devem verificar-se:
 - i) Para recuos graduais ao longo da altura nos quais é mantida a simetria axial, o recuo em qualquer piso não excede 20% da dimensão, na direcção do recuo, do piso antecedente;

- ii) Para apenas um recuo até à altura de 15% da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não é maior que 50% da dimensão do piso anterior. Nesse caso a estrutura da zona da base dentro do perímetro da projecção vertical dos pisos superiores deve ser dimensionada para suportar pelo menos 75% das forças horizontais de corte entre pisos que se desenvolveriam nessa zona num edifício similar sem o alargamento na base;
- iii) Se os recuos não preservam a simetria (podendo ocorrer apenas numa fachada), o recuo total em cada face (soma dos recuos em todos os pisos) não é superior a 30% da dimensão em planta do primeiro piso, e os recuos ocorrendo em qualquer dos pisos não excedem 10% da dimensão do piso que lhe é inferior.

Quando um edifício é considerado irregular, o valor do coeficiente de comportamento, q , deve decrescer dependendo do tipo de irregularidade. Assim, quando não se verificam as condições de regularidade em elevação, os valores constantes no quadro 4.1 devem ser reduzidos de 20%. De salientar que, no caso de não-regularidade em planta os valores de referência do coeficiente q poderão não ser minorados.

4.2.3 - CONSIDERAÇÕES RELATIVAS AOS COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO DO EUROCÓDIGO 8

Conforme pode ser verificado nos pontos anteriores, os coeficientes de comportamento apresentados pelo Eurocódigo, em especial os relativos às estruturas metálicas, apenas diferem em função da configuração estrutural do edifício, não se estabelecendo nada que considere a influência que as ligações entre os vários elementos estruturais podem ter na variação de q .

Mais concretamente, os coeficientes de comportamento do *EC8*, não dependem quer do tipo de ligação, quer do seu comportamento real, admitindo-se que as ligações são rígidas e suficientemente resistentes para que as deformações plásticas se concentrem nos elementos a ligar.

Visto as ligações apresentarem uma certa ductilidade, variando de tipo para tipo, conferem à estrutura alguma capacidade de dissipação de energia, podendo constituir por isso um elemento importante no coeficiente de comportamento de uma estrutura.

4.3 - MÉTODOS DE CÁLCULO DE COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

4.3.1 - DEFINIÇÃO GERAL

Numa definição geral, o coeficiente de comportamento de uma estrutura é dado pela seguinte razão [37] [40]:

$$q = \frac{a_u}{a_y} \quad (4.4)$$

em que:

a_u - aceleração máxima do terreno que provoca o colapso da estrutura;

a_y - aceleração máxima do terreno que provoca a obtenção do limite elástico da estrutura.

É com base nesta definição geral que actualmente a maioria dos autores desenvolvem métodos no sentido de obter coeficientes de comportamento de pórticos, modelados de forma a introduzir as características do comportamento das ligações (rígidas ou semi-rígidas). De salientar, que esta metodologia é bastante utilizada por Dan Dubina e outros investigadores Romenos [14] [15] [30], facto este, que levou a identificar neste trabalho, este método por “metodologia de Dubina”.

Na aplicação desta definição, a avaliação numérica do factor q deve ser efectuada com base numa análise dinâmica não-linear.

A fig. 4.3 mostra um diagrama que exemplifica a forma de obter o coeficiente de comportamento com base na definição geral, na qual os pontos A e B correspondem, respectivamente, à entrada em cedência da secção da estrutura mais esforçada e à formação da última rótula plástica, responsável pela formação do mecanismo de colapso.

Em alternativa vários autores propuseram métodos aproximados para a sua avaliação, mas os correspondentes resultados são muitas vezes diferentes e em alguns casos contraditórios.

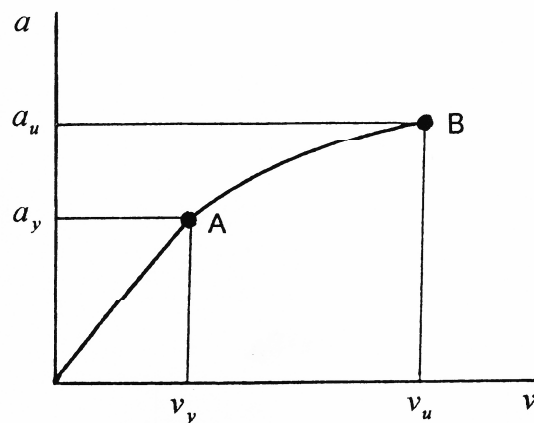


Figura 4.3 - Obtenção do coeficiente de comportamento pela definição geral

Apresentam-se de seguida nos próximos pontos algumas metodologias utilizadas para avaliar coeficientes de comportamento, das quais se destaca a desenvolvida por Ballio, que também foi adoptada no presente estudo.

4.3.2 - METODOLOGIA DE BASE PARA OS VALORES DO EUROCÓDIGO 8

A metodologia que serviu para obter os coeficientes de comportamento expressos no *EC8* deve-se principalmente à teoria de Ballio.

A teoria de Ballio assenta no facto do coeficiente de comportamento poder ser avaliado a partir da relação existente entre a aceleração de pico do solo a que provoca um deslocamento v e o pico de aceleração a_y que provoca o deslocamento elástico limite v_y , sempre que esta relação seja igual à relação entre os deslocamentos v e v_y , conforme a equação seguinte:

$$q = \frac{a}{a_y} = \frac{v}{v_y} \quad (4.5)$$

As relações $q_a = \frac{a}{a_y}$ e $q_v = \frac{v}{v_y}$ representam nesta metodologia a ductilidade disponível e a ductilidade requerida pela estrutura respectivamente.

A filosofia base da teoria de Ballio é de que existe uma relação linear entre a aceleração máxima aplicada à estrutura e a máxima deformação da estrutura, como se pode constatar na fig. 4.4, em que podemos identificar três comportamentos distintos:

- O comportamento elástico, traduzido pela recta a , que separa a zona segura da zona não segura;
- O comportamento traduzido pela curva c , com duas partes distintas, a primeira do lado da segurança em que a ductilidade requerida é menor que a ductilidade disponível e a segunda fora da segurança em que a situação é contrária;
- O comportamento traduzido pela curva b , que se desenvolve na zona não segura e que em igualdade com a segunda parte da curva c , a ductilidade requerida é menor que a ductilidade disponível.

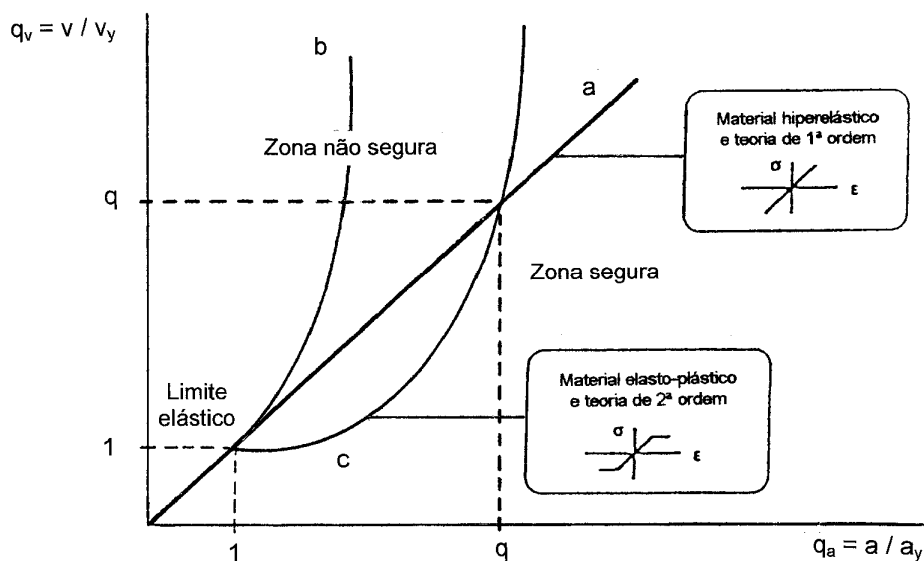


Figura 4.4 - Determinação de q pela teoria de Ballio

Para se atingir a igualdade entre q_a e q_v , a que corresponde o valor do coeficiente de comportamento, realizam-se várias simulações numéricas não-lineares, com aumentos sucessivos do valor de pico do acelerograma.

Na realidade, de uma forma mais simples, esta metodologia consiste em traçar para uma determinada estrutura em análise, a curva que relaciona o nível de ductilidade em deslocamento com o coeficiente de comportamento e determinar o ponto da sua intersecção com a recta correspondente ao comportamento elástico,

ponto esse em que a ductilidade requerida é igual à ductilidade disponível da estrutura e que dá o coeficiente de comportamento ideal dessa estrutura.

4.3.3 - MÉTODO DA UNIVERSIDADE DE FLORENÇA

Esta metodologia foi utilizada por Ceccotti, Vignoli e Giordano [7], do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Florença, Itália, sendo desenvolvida para determinação dos coeficientes de comportamento de estruturas de madeira com ligações semi-rígidas.

Os autores do método começaram por estudar o problema, puramente numa base de aproximação teórica. Nesta fase recorreram a uma simulação computacional utilizando um método de integração directa da equação do movimento de um sismo genérico, dado como acelerograma na base da estrutura.

O estudo incidia principalmente em estruturas de pórticos constituídos por dois pilares e duas vigas inclinadas, com ligações semi-rígidas (momento-rotação) nos cantos.

Para os cálculos teóricos dos diferentes tipos de pórtico, com vãos e alturas diferentes, foi usado inicialmente, um modelo de comportamento momento-rotação hysterético para ligações semi-rígidas igual ao modelo hysterético adequado a estruturas metálicas (ver fig. 4.5), o qual sobrestimava a dissipação de energia. Mais tarde foram desenvolvidos outros modelos hysteréticos no intuito de melhorar o método.

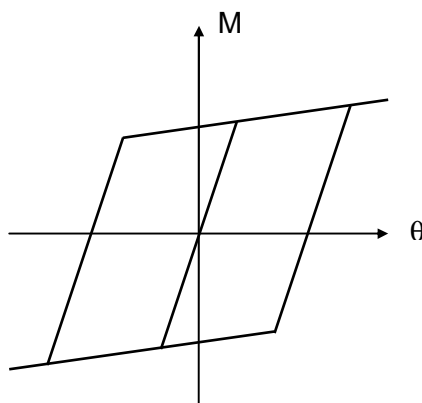


Figura 4.5 - Modelo de comportamento hysterético momento-rotação na ligação

Desta forma foi possível realizar estudos teóricos intensivos para avaliar o comportamento dos pórticos com ligações ou nós semi-rígidos, sujeitos a sismos com as mais variadas frequências. Tornou-se também possível avaliar o coeficiente de comportamento de uma dada estrutura sob a acção de um determinado sismo, usando somente o acelerograma relevante introduzido na base da estrutura. De facto, aumentando a aceleração do terreno em cálculos diferentes e sucessivos é possível detectar em primeiro a aceleração que produz a plastificação e, logo depois, a aceleração que produz o colapso da estrutura. O coeficiente de comportamento relevante vem dado pela razão entre a aceleração que provoca o colapso e a aceleração que provoca a plastificação.

Numerosos e minuciosos estudos, mudando um grande número de parâmetros, foram conduzidos pelos autores, no intuito de obter indicações válidas para um óptimo dimensionamento de qualquer tipo de estruturas.

4.3.4 - TESTE PSEUDO-DINÂMICO

A performance dos sistemas estruturais quando submetidos à acção dos sismos, constitui uma importante área de investigação. Em geral, as investigações nesta área podem ser classificadas em dois grupos: analítica e experimental. Actualmente é possível com relativa facilidade simular a resposta sísmica, quer estática quer dinâmica, de sistemas estruturais complexos usando as mais variadas técnicas de computação numérica, como por exemplo o método dos elementos finitos. Por outro lado, o desenvolvimento do hardware experimental tornou viável o controlo de testes estáticos e dinâmicos com bastante precisão. No meio destes desenvolvimentos surgiu um método de teste para directamente simular o comportamento aos sismos de sistemas estruturais, sem necessidade de recorrer a dispositivos de mesas sísmicas [31].

Este método é conhecido por “Teste Pseudo-Dinâmico” (*PSD-T*), sendo também chamado de “Teste Experimental Híbrido”. O conceito base foi desenvolvido por Hakuno e outros em 1969, e aperfeiçoado por outros investigadores com a introdução de novos métodos de teste e computacionais. Esta técnica combina experimentação, na maioria dos casos à escala real, e análise numérica, daí a denominação de híbrida, aproveitando os benefícios dos desenvolvimentos em ambas as áreas. Por outro lado,

o método facilita o ensaio de estruturas, que por serem bastante largas ou pesadas, não podem ser testadas em mesas sísmicas e, além disso, permite a introdução de movimentações do terreno como sendo uma excitação fixa na base de 6 graus de liberdade.

Os procedimentos base desta metodologia são descritos de seguida:

1º - O modelo representando o sistema estrutural a estudar é construído e colocado na mesa de teste;

2º - Assumindo o sistema estrutural como sendo um sistema discreto, aplicam-se forças nas massas discretizadas na direcção em que se pretende avaliar o comportamento ao sismo;

3º - Seguidamente, a equação do movimento do sistema é resolvida numericamente pelo método da integração directa, com um amortecimento viscoso apropriadamente escolhido. Nesta operação, ao contrário do que se passa na análise numérica convencional, as forças internas do sistema analisado são obtidas directamente, em cada passo de integração, das medições efectuadas no teste conduzido em paralelo com a computação numérica;

4º - Repetindo estas computações e medições, a resposta sísmica do sistema pode ser obtida e, efectivamente, à amostra testada é atribuída uma história de deslocamentos idêntica aquela a que seria submetida durante um sismo real.

O *PSD-T* possui algumas vantagens quando comparado com os ensaios em mesa sísmica, o qual constitui o teste mais real para determinar a resposta sísmica de estruturas. Destas vantagens destaca-se o facto do teste poder ser interrompido em qualquer altura, o que permite a observação local do comportamento dos elementos estruturais individualmente e também o facto de ser requerida menor capacidade aos actuadores, porque o carregamento é quase-estático.

Presentemente o *PSD-T* é um bom método para avaliar as performances sísmicas de sistemas estruturais, ou de partes de sistemas estruturais completos, contudo esta técnica ainda precisa de ser aperfeiçoada em determinados aspectos, como por exemplo a adaptação da integração directa para sistemas de vários graus de liberdade.

Especificamente o *PSD-T* pode ser realizado no sentido de obter coeficientes de comportamento, basta que o teste seja desenvolvido com base numa análise numérica

em que se usam diferentes leis constitutivas de forma a descrever o comportamento não-linear dos elementos.

O aspecto fundamental do teste neste sentido, é que na equação do movimento da estrutura, discretizada em relação ao tempo [53]:

$$[M]\ddot{y}_i + [C]\dot{y}_i + [K]y_i = -[M]a_{0(i)} \quad (4.6)$$

em que:

$[M]$, $[C]$ e $[K]$ - matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez;

\ddot{y}_i , \dot{y}_i , y_i e $a_{0(i)}$ - vectores de aceleração, de velocidade, de deslocamento e aceleração do terreno.

o termo $[K]y_i$ é substituído pelo vector das forças de reacção produzidas pela estrutura, r_i . Estas forças de reacção são medidas e introduzidas no cálculo computacional em cada passo do processo. Este facto permite um estudo experimental directo do comportamento não-linear do sistema, o qual permite uma reprodução realista da sua resposta sob a acção de sismos de forte intensidade. O valor de pico do acelerograma utilizado é ampliado sucessivamente, usando o multiplicador m , até se atingirem as condições limites de eficiência da estrutura. A equação do movimento do sistema é resolvida pelo método de Newmark, usando um passo de integração adequado, de forma a respeitar as condições básicas de estabilidade e de precisão do algoritmo. O objectivo do teste é determinar os valores de m correspondentes à primeira plastificação de um elemento estrutural, m_e , e à situação limite de eficiência da estrutura, m_l . A razão entre os multiplicadores m_l e m_e dá o valor do coeficiente de comportamento pretendido.

$$q = \frac{m_l}{m_e} \quad (4.7)$$

4.4 - METODOLOGIAS UTILIZADAS NA DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

No presente estudo paramétrico foram utilizadas duas metodologias diferentes para determinar os coeficientes de comportamento dos pórticos, de forma a permitir a sua comparação e melhor analisar os resultados assim obtidos. As metodologias usadas, já descritas de forma geral no sub-capítulo anterior, foram a “metodologia de Ballio”, também usada para a obtenção dos valores do *EC8*, e a “metodologia de Dubina”, ou seja, a metodologia que este autor segue.

Nos pontos seguintes é descrita a forma como estas duas metodologias foram particularmente aplicadas neste estudo.

4.4.1 - METODOLOGIA DE BALLIO

Basicamente esta metodologia pode ser descrita nos seguintes passos:

1º Passo - Submeter a estrutura a um acelerograma com amplificações sucessivas por forma a obter-se o valor da amplificação correspondente à entrada em cedência de determinada secção, a_y . Na maioria dos casos, devido à menor rigidez e menor resistência, são as ligações que atingem primeiro a cedência. Para este acelerograma com amplificação a_y , determina-se a resposta da estrutura em termos de deslocamentos máximos ao nível dos pisos, v_y ;

2º Passo - Continuar a crescente amplificação do mesmo acelerograma de modo a obter valores para a relação entre as sucessivas amplificações dos valores de pico do acelerograma, a , e o mesmo valor correspondente à cedência, a_y , a/a_y , à qual, corresponde também outra relação entre o deslocamento máximo ao nível dos pisos, v , e o correspondente à cedência, v_y , v/v_y .

Considerando então que existe uma dependência linear entre a máxima aceleração aplicada à estrutura e a máxima deformação da estrutura, o coeficiente de

comportamento, q , é obtido quando se verifica a igualdade entre as duas relações, a/a_y e v/v_y . Esta igualdade, já definida na eq. (4.5), pode então ser expressa por:

$$q = q_a = \frac{a}{a_y} = q_v = \frac{v}{v_y} \quad (4.8)$$

Resumidamente, este método consiste em construir para a estrutura, a curva que relaciona o nível de ductilidade em deslocamento com o coeficiente de comportamento, e obter o ponto de intersecção dessa curva com a recta que define o comportamento infinitamente elástico da estrutura, ao qual corresponde o coeficiente de comportamento máximo da estrutura, como pode observar-se na fig. 4.6.

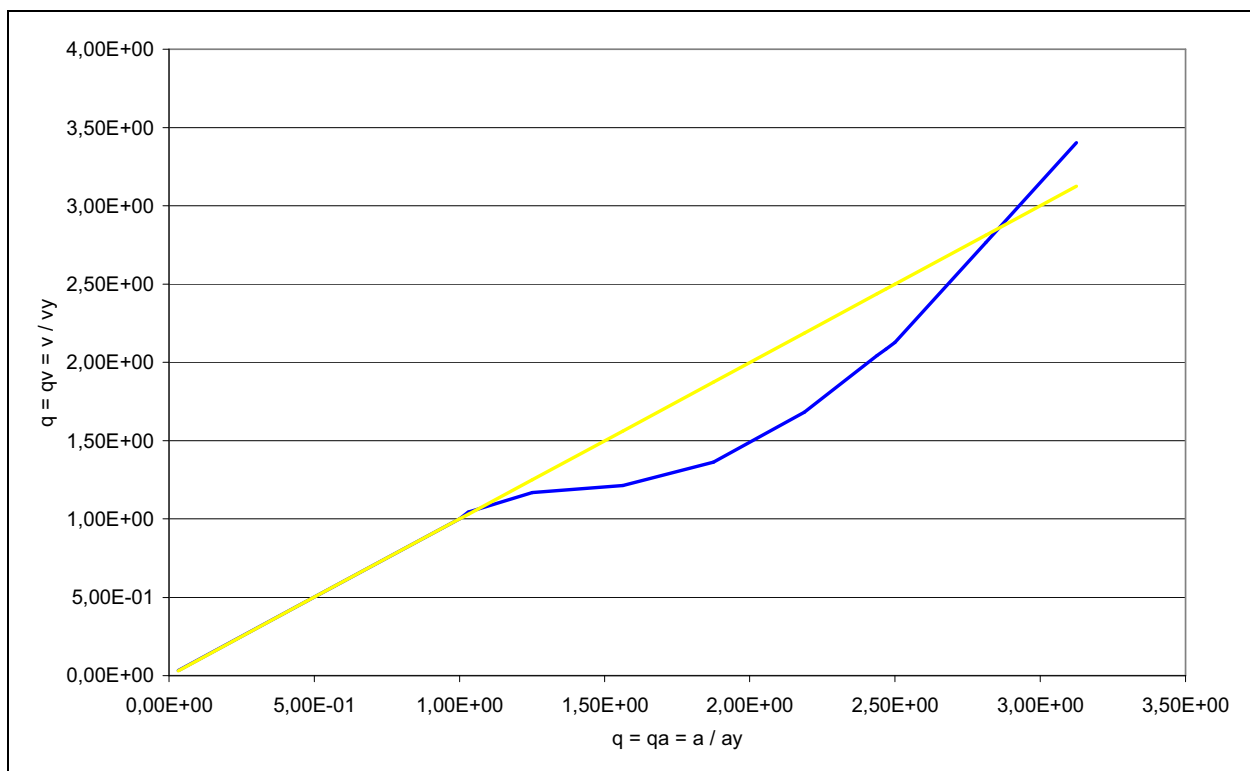


Figura 4.6 - Determinação de q pela metodologia de Ballio

Facilmente pode ser verificado no gráfico da fig. 4.6 que o coeficiente de comportamento obtido para este exemplo é aproximadamente igual a $q = 2,8$.

4.4.2 - METODOLOGIA DE DUBINA

A metodologia seguida por Dubina, correntemente utilizada por outros investigadores, assenta também nas bases da de Ballio mas com certas diferenças, nomeadamente a imposição de estados limites. Estes estados limites foram estabelecidos com base em vários critérios, que são apresentados no ponto 4.4.3.

Para obter os coeficientes de comportamento com base neste método devem seguir-se os seguintes passos:

1º Passo - Neste passo esta metodologia é idêntica à anterior, ou seja, submete-se a estrutura a um acelerograma com amplificações sucessivas por forma a obter-se o valor da amplificação correspondente à formação da primeira rótula plástica numa determinada secção da estrutura, a_y ;

2º Passo - Continuar a crescente amplificação do mesmo acelerograma até obter a amplificação correspondente ao critério de rotura da estrutura estabelecido com base em estados limites, a_u .

O coeficiente de comportamento da estrutura é então obtido a partir da definição geral descrita no ponto 4.3.1 (eq. (4.4)), ou seja, pela razão entre a amplificação a_u e a_y :

$$q = \frac{a_u}{a_y} \quad (4.4)$$

Ao contrário da metodologia descrita anteriormente, em que não existe um critério explícito para caracterizar o colapso da estrutura, este método implica o estabelecimento dum critério de rotura baseado em estados limites, considerando os seguintes parâmetros:

- Deslocamentos;
- Rotações plásticas;
- Mecanismos de rotura.

Então a amplificação última a_u será dada por:

$$a_u = \min(a_\Delta, a_\theta, a_m) \quad (4.9)$$

em que:

a_Δ - amplitude última da aceleração correspondente ao total esgotamento da ductilidade global limite, em termos de deslocamentos inter-pisos;

a_θ - amplitude última da aceleração correspondente ao total esgotamento da ductilidade rotacional local, atendendo à rotação plástica última dos elementos;

a_m - amplitude última da aceleração correspondente ao mecanismo de rotura global.

Conforme já referido, no ponto seguinte são definidos os estados limites, os quais, definem as bases para o estabelecimento dos máximos deslocamentos inter-pisos permitidos, das rotações plásticas máximas que os elementos e as ligações podem suportar antes de atingirem a rotura e os mecanismos de rotura dos pórticos. De salientar que as colunas são modeladas com elementos de comportamento continuamente rígido da base até ao topo, pois são estes elementos que, ao nível dos nós, têm maior resistência. Por esta razão a cedência ou se verifica nas vigas, apenas em teoria porque na prática estes elementos são modeladas com elementos idênticos aos das colunas, ou nas ligações, o que inviabiliza a formação de mecanismos de rotura parcial. Mas, como são considerados elementos de mola, com comportamento bi-linear, na base das colunas, podem formar-se nesses locais mecanismos de rotura global [39], que se exemplificam na fig. 4.7.

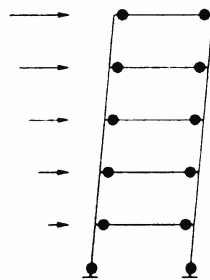


Figura 4.7 - Mecanismo de rotura global

Nas fig. 4.8 e 4.9 exemplifica-se a forma como são obtidos os coeficientes de comportamento em relação às rotações máximas dos elementos e ligações e em relação aos deslocamentos inter-pisos, respectivamente.

Para o exemplo expressado pelos gráficos das figs. 4.8 e 4.9, verifica-se que para uma rotação máxima da ligação de $0,03rad$ e para o valor limite de deslocamentos inter-pisos de 3% ($0,15m$), o estado limite que é primeiramente atingindo é relativo aos deslocamentos, porque a este estado limite corresponde um valor de amplificação do acelerograma menor (fig. 4.9). Se considerarmos então este estado limite, ver gráfico da fig. 4.9, verifica-se que o deslocamento correspondente à formação da primeira rótula plástica, final do regime linear elástico expresso no gráfico, é de aproximadamente $0,05m$, o que conduz à obtenção de um coeficiente de comportamento aproximado de $q = 3$.

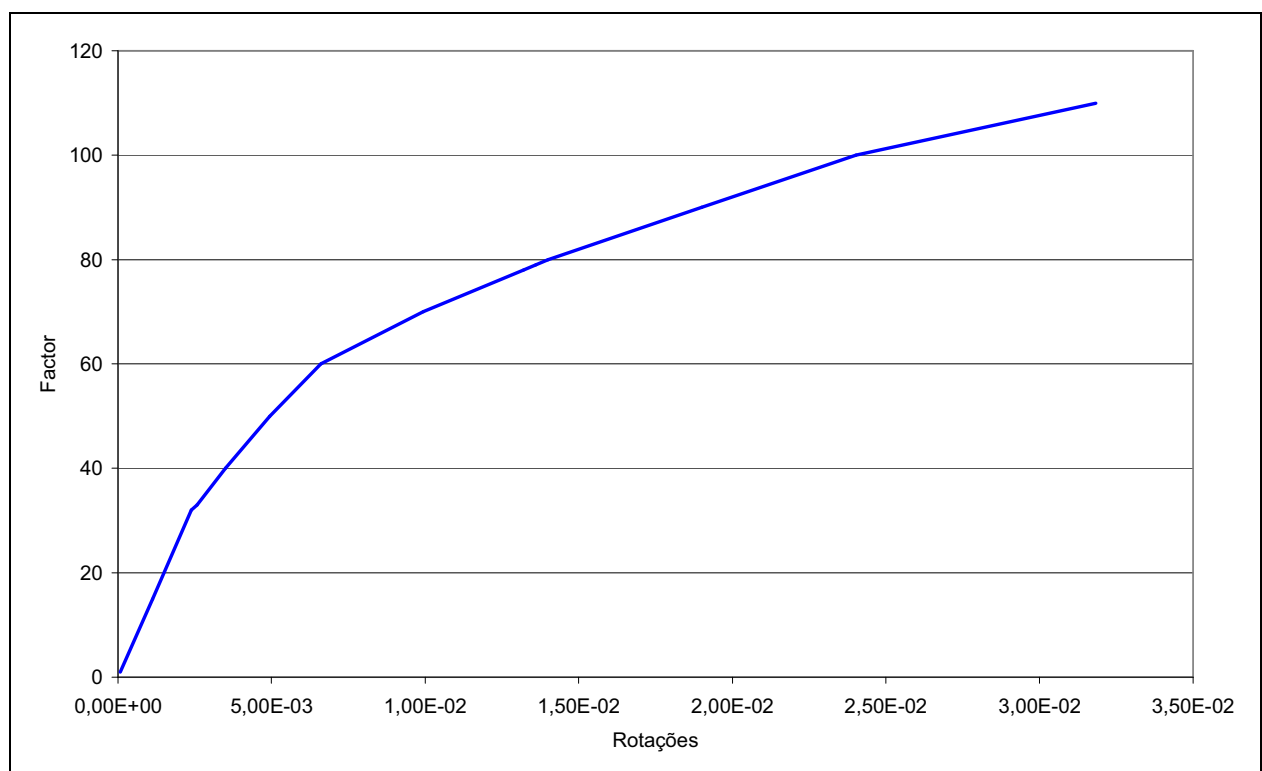


Figura 4.8 - Determinação de q pela metodologia de Dubina (Rotações)

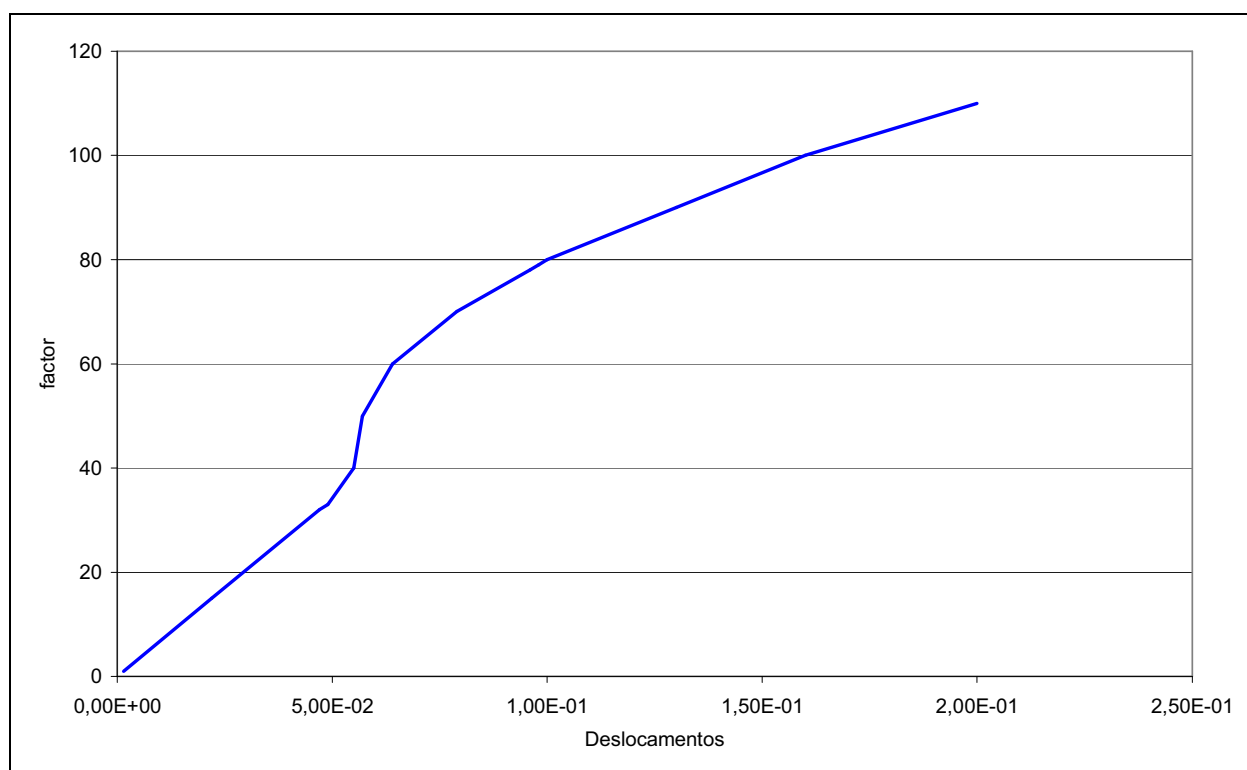


Figura 4.9 - Determinação de q pela metodologia de Dubina (Deslocamentos)

4.4.3 - ESTADOS LIMITES

O Código Europeu de dimensionamento de estruturas sujeitas à acção dos sismos, *EC8*, é baseado nos princípios tradicionais de dimensionamento, assumindo completamente a filosofia dos estados limites para a verificação da segurança [20].

Para a definição dos estados limites são considerados dois níveis de performance:

- Limite de danos, para sismos com ocorrência frequente e moderada;
- Não colapso, para sismos mais destrutivos mas com rara possibilidade de ocorrerem.

Neste estudo, de forma a seguir a filosofia em que se baseia o *EC8* e atendendo às indicações do estudo desenvolvido por Dan Dubina e Outros [30], consideraram-se três estados limites, baseados nas condições de deslocamento dos pisos (limite de

danos), deslocamento relativo entre pisos consecutivos (limite de danos) e na capacidade de rotação plástica dos elementos (não colapso), que se apresentam:

- Estado Limite de Serviço - *SLS* (Critério de Rigidez):

No caso de sismos frequentes (período de retorno de 20 anos) o edifício pode ser utilizado sem interrupção, 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;

- Estado Limite de Acumulação de Danos - *DLS* (Critério de Resistência):

No caso de sismos raros (período de retorno de 475 anos) o edifício apresenta 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 elásto-plástico sendo o parâmetro determinante a resistência da secção dos elementos da estrutura.

Este estado limite é definido na situação em que o deslocamento de andar excede o valor de 3% da altura desse andar;

- Estado Limite Último - *ULS* (Critério de Ductilidade):

No caso de sismos muito raros (os terremotos mais fortes possível - período de retorno de 970 anos) os edifícios 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 elásto-plástico e o critério determinante é a ductilidade local, ou seja, a capacidade de rotação dos elementos estruturais e das ligações.

Este estado limite é definido na situação em que se excede o valor da rotação plástica limite quer dos elementos quer das ligações.

Os valores das rotações plásticas das ligações e dos elementos, assim como os deslocamentos inter-pisos, que definem os três estados limites são indicados no quadro 4.2.

Nível de Performance Estado Limite	Descrição	Rotações Plásticas Ligações [rad]	Rotações Plásticas Elementos [rad]	Desl. Piso [%]
SLS	- Danos ligeiros na estrutura e nos elementos não estruturais. - O edifício pode continuar a ser ocupado.	–	–	0,6 %
DLS	- Danos moderados na estrutura, mas esta continua estável. - A estrutura necessita de ser evacuada para reparação dos estragos. - Os reparos são possíveis.	–	–	3,0 %
ULS	- Danos severos na estrutura, mas sem atingir o colapso. - A reparação da estrutura não é possível.	0,02 (i) 0,03 (ii)	(iii)	–

(i) Ligações soldadas.

(ii) Ligações aparafusadas.

(iii) Valores limites que dependem da geometria da secção do elemento e do tipo de pórtico.

Quadro 4.2 - Valores limites associados ao nível de performance e aos estados limites

Os valores das rotações plásticas limites consideradas para as ligações foram estabelecidas de acordo com o Código Norte-Americano *AISC-1997* (American Institute of Steel Construction, Inc.) [1] e com as disposições da Parte 1.8 do EC8 (apresentadas no ponto 3.1.5.6).

Para os elementos dos pórticos foram usados os valores limite de rotação indicados no quadro 3.21, calculados segundo as indicações da *ECCS* [39] expressas no sub-capítulo 3.2.

CAPÍTULO - 5

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PÓRTICO SIMPLES

5.1 - CARACTERÍSTICAS DO PÓRTICO SIMPLES

Para estudar a influência de determinados parâmetros, principalmente os relacionados com as características das ligações, no coeficiente de comportamento de uma estrutura, utilizou-se inicialmente um pórtico simples, denominado P1a, que corresponde à estrutura bi-dimensional mais elementar, representado na fig. 5.1.

Neste tipo de pórticos, as forças dinâmicas são principalmente resistidas pelos membros actuando essencialmente à flexão. As zonas com capacidade de dissipação de energia são as zonas onde mais facilmente se poderão formar rótulas plásticas, ou seja, nos extremos das vigas e das colunas e nas ligações viga-coluna. Nestes pontos de plastificação a energia é dissipada por meio de ciclos de flexão.

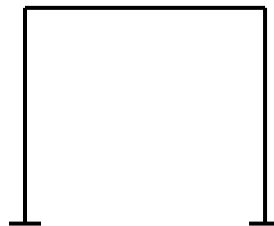


Figura 5.1 - Geometria do pórtico simples (P1a) usado na análise

O pórtico P1a tem frequência própria correspondente ao primeiro modo de vibração de $3,81\text{Hz}$.

Esta frequência própria, assim como a dos restantes pórticos, foram calculadas pelo programa de elementos finitos “LUSAS”, considerando para os membros dos pórticos elementos BEAM [21] (ver fig. 5.2). Estes elementos finitos bi-dimensionais são elementos viga rectos nos quais as deformações transversais são consideradas e as propriedades geométricas constantes ao longo do seu comprimento.

No cálculo das frequências próprias foi usada uma modelação contínua (ver ponto 3.1.3), ou seja, as ligações entre vigas e colunas são consideradas com elevada rigidez e comportamento infinitamente elástico, não se aplicando nestes cálculos os elementos mola usados na modelação das ligações dos pórticos para a determinação dos coeficientes de comportamento.

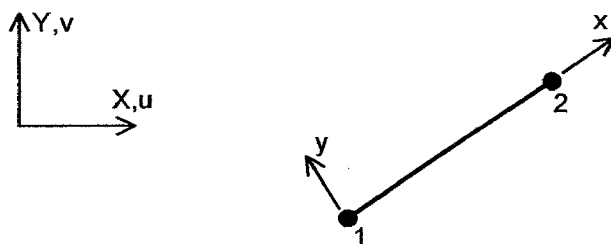


Figura 5.2 - Elemento finito BEAM

Considerou-se como parâmetros fixos do pórtico simples, as suas dimensões (altura e vão de $5m$), as condições de apoio (rotula plástica) e os perfis metálicos que o constituem, cujas características são apresentadas no ponto seguinte.

5.1.1 - CARACTERÍSTICAS DOS PERFIS METÁLICOS

O pórtico é constituído por uma viga e duas colunas materializados por perfis metálicos IPE330 e HEB260 em aço Fe430. As características geométricas e do material constituinte desses perfis são as que constam do quadro 5.1 [47].

PERFIL	HEB260	IPE330
$A [m^2]$	0,01184	0,006261
$I_y [m^4]$	0,00005135	0,000007881
$I_z [m^4]$	0,0001492	0,0001177
$I_t [m^4]$	0,000001238	0,0000002815
$A_{v,z} [m^2]$	0,0091	0,00368
$A_{v,y} [m^2]$	0,003759	0,003081
$M_{el,Rd} [KNm]$	315,7	196,1
$M_{pl,Rd} [KNm]$	352,8	221,2
$f_y [MPa]$	275	
$f_u [MPa]$	430	

Quadro 5.1 - Características geométricas e do material dos perfis metálicos

A - área da secção; I_t - constante torcional;
 I_y - momento de inércia no eixo fraco; I_z - momento de inércia no eixo forte;
 $A_{v,y}$ - área de corte (carga paralela à alma) = área da alma;
 $A_{v,z}$ - área de corte (carga paralela aos banzos) = área dos banzos;
 $M_{el,Rd}$ - momento elástico resistente; $M_{pl,Rd}$ - momento plástico resistente;
 f_y - tensão de cedência; f_u - tensão última.

5.1.2 - CARREGAMENTO ESTÁTICO

Para simular as acções verticais, resultantes das acções permanentes e variáveis que actuam na estrutura, a que o pórtico pode estar sujeito, consideraram-se a actuar sobre as colunas cargas concentradas, resultantes da distribuição dessas acções sobre as colunas, que se representam na fig. 5.3.

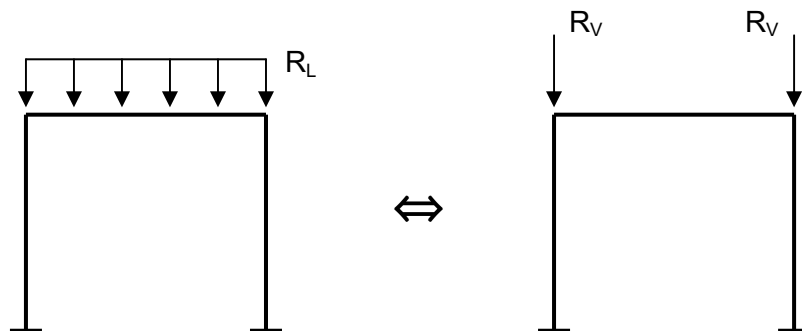


Figura 5.3 - Carregamento do pórtico simples

R_L - reacção das lajes (48KN / m)

R_V - reacções da viga (120KN)

5.1.3 - ACELEROGRAMA CONSIDERADO

Quando um sismo actua sobre uma estrutura existem simultaneamente três componentes da aceleração, duas horizontais (ortogonais) e uma vertical.

A regulamentação, em geral, permite para estruturas correntes que apresentem modos de vibração correspondentes a frequências próprias inferiores a 10Hz , desprezar a componente vertical da aceleração [29]. É também usual a não consideração para estruturas correntes, da acção simultânea de ambas as componentes horizontais.

Nas análises efectuadas, que incidiram não só sobre o pórtico simples mas também sobre os pórticos analisados no capítulo 6, considerou-se a acção sísmica actuando na direcção de desenvolvimento da estrutura, tendo-se utilizado o acelerograma representado na fig. 5.4.

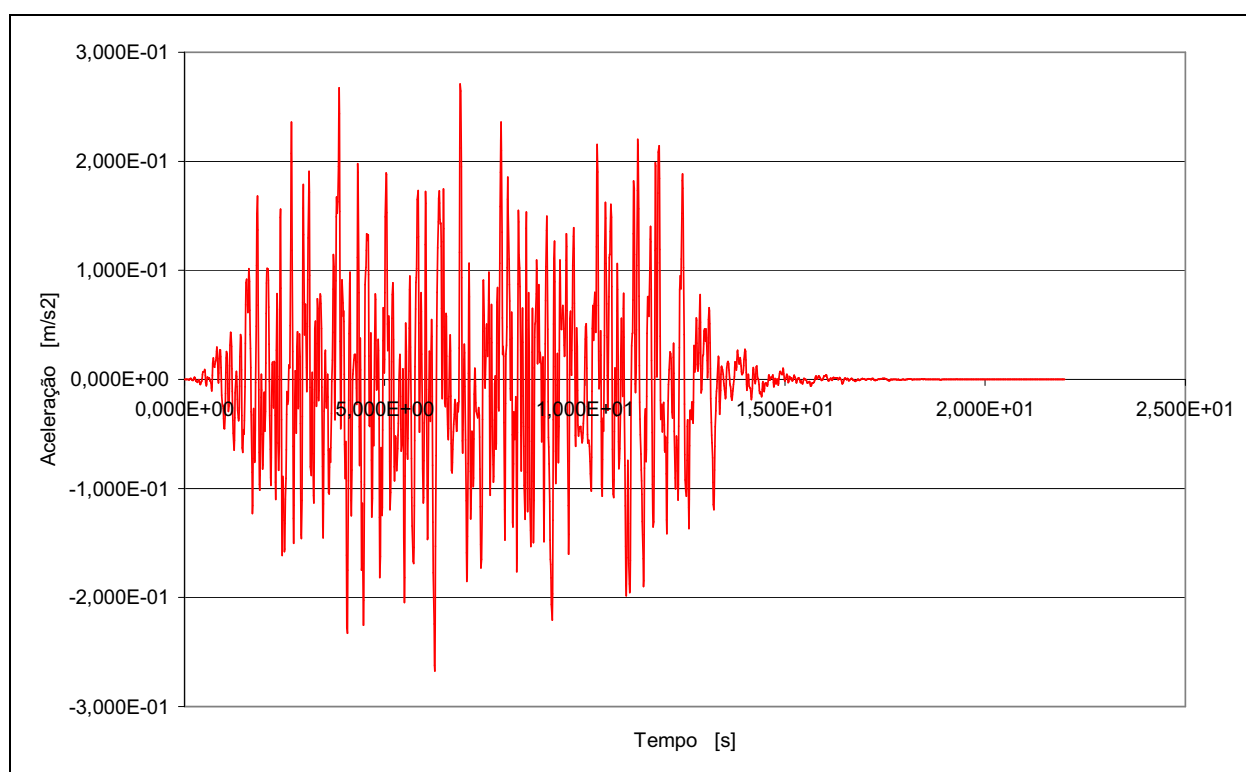


Figura 5.4 - Acelerograma aplicado na base dos pórticos

Este acelerograma foi gerado artificialmente de acordo com a metodologia apresentada no ponto 2.1.4 e tem uma duração aproximada de 22s .

Os pórticos estudados foram submetidos, através de uma modelação computacional no programa de elementos finitos “LUSAS”, durante a sua duração, a acelerações e desacelerações na base segundo este acelerograma, com intervalos de tempo de uma centésima de segundo.

5.1.4 - ELEMENTO DE CONTROLO DO MECANISMO GLOBAL DE COLAPSO

Devido ao facto dos pórticos nas zonas dos apoios apresentarem elevada rigidez elástica de rotação, vão surgir nesses locais momentos significativos, originando posteriormente a formação de rótulas plásticas na ligação da base ou na parte inferior das colunas, sempre que o momento actuante seja superior ao momento máximo elástico destas. A formação destas rótulas plásticas pode originar o mecanismo global de colapso da estrutura, indicado na fig. 4.7. Como já referido, a formação deste mecanismo constitui um critério definidor do coeficiente de comportamento pelo método de Dubina.

Como o elemento finito considerado na formulação do problema para as colunas, tem as características do aço, com um comportamento rígido e infinitamente elástico, tornou-se necessário utilizar na base do pórtico um elemento finito de características bi-lineares com comportamento elásto-plástico perfeito (idêntico ao utilizado para as ligações mas com características de material diferentes). De referir que este elemento pode também ser usado para simular o comportamento da ligação da coluna com a base do pórtico.

As propriedades do comportamento do material desse elemento finito, para o perfil HEB260, foram determinadas de acordo com as suas características geométricas, características do material e com os resultados obtidos no sub-capítulo 3.2, apresentados no quadro 3.21. De referir que se admitiu para estes elementos um comportamento pós-elástico plástico perfeito, ou seja, rigidez pós-elástica nula.

5.1.5 - LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS METÁLICOS

No pórtico apresentado, considerou-se que os elementos metálicos são ligados com a utilização de peças aparafusadas e/ou soldadas. Este tipo de ligações tem um comportamento semi-rígido de características diversas. Estas características são parâmetros que influenciam o coeficiente de comportamento da estrutura (principal objectivo deste estudo), por isso, são apresentadas mais detalhadamente no sub-capítulo seguinte.

5.2 - PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Os parâmetros cuja influência no valor do coeficiente de comportamento de uma estrutura metálica se pretende avaliar nesta parte do estudo, são as características do comportamento não-linear das ligações metálicas.

De salientar que para a obtenção dos coeficientes foram aplicadas as duas metodologias já focadas anteriormente, ou seja, a “metodologia de Ballio” e o “método de Dubina”.

5.2.1 - PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DAS LIGAÇÕES

Para o estudo da influência da ligação no comportamento dinâmico das estruturas, foram considerados os três parâmetros que caracterizam o comportamento das ligações, já definidos no capítulo 3, que podem variar consoante o tipo, geometria e dimensões da ligação:

- Rigidez inicial: $S_{j,ini}$
- Resistência: M_j
- Rigidez pós-elástica: $S_{j,pl}$

Na fig. 5.5 é exemplificado através de uma aproximação por um diagrama bi-linear momento-rotação o comportamento não-linear das ligações onde são identificados estes três parâmetros.

Estes parâmetros foram calculados para as ligações tipo, apresentadas no quadro 3.4 do capítulo 3, utilizando o método dos componentes e recorrendo também ao programa de elementos finitos “LUSAS” para as modelar através de elementos mola, cujos resultados se encontram apresentados nos quadros 3.7, 3.8 e 3.9 desse capítulo.

Verificou-se nestas modelações que estes parâmetros, definidores do comportamento da ligação, variam de ligação para ligação e, para cada tipo de ligação estudada, qualquer variação das suas características geométricas ou mecânicas (tipo de perfis, diâmetro de parafusos, braço das forças, etc) altera também os valores desses parâmetros.

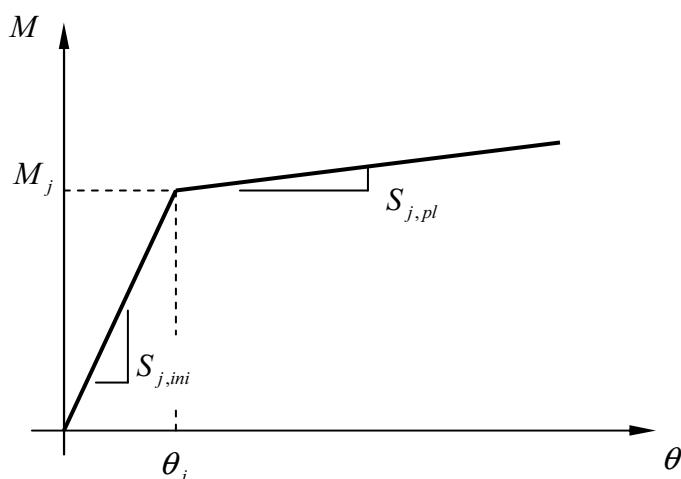


Figura 5.5 - Comportamento não-linear das ligações

Por esta razão optou-se por estudar os pórticos com ligações de características semi-rígidas, e em certos casos rígidas, em que a rigidez inicial, a resistência e a rigidez pós-elástica tomam valores standard.

A escolha destes valores standard foi baseada nas classificações de ligações, quanto à rigidez rotacional e quanto ao momento resistente, propostas pelo EC3, anteriormente focadas.

Os valores adoptados para cada parâmetro são os seguintes:

- Rigidez inicial, $S_{j,ini}$:

Para este parâmetro foram considerados valores proporcionais à rigidez de flexão, $\frac{EI_b}{L_b}$, da viga IPE330, pois a classificação proposta pelo EC3 (ver fig. 3.6)

é nela baseada, cujos valores são apresentados no quadro 5.2:

$\frac{EI_b}{L_b}$	$8 \frac{EI_b}{L_b}$	$12,5 \frac{EI_b}{L_b}$	$25 \frac{EI_b}{L_b}$	$37,5 \frac{EI_b}{L_b}$
4943,4KNm	39547KNm	61792,5KNm	123585KNm	185377,5KNm

Quadro 5.2 - Valores standard da rigidez inicial adoptados

Conforme se pode verificar, os dois primeiros valores de $S_{j,ini}$ são característicos de ligações semi-rígidas e o último de ligações rígidas. O valor de rigidez com a proporcionalidade de 25 corresponde ao valor mínimo para classificar a ligação como rígida.

- Resistência, M_j :

A escolha dos valores para este parâmetro foi baseada na classificação quanto ao momento resistente do EC3 (ver fig. 3.10), que define o tipo de resistência com base no momento plástico das vigas ligadas, neste caso o perfil metálico IPE330:

$$M_{pl,Rd} = 221,2KNm^* ;$$

$$0,25M_{pl,Rd} = 55,3KNm^* .$$

* valores não afectados pelo coeficiente de segurança γ_{M0}

Para simular todos os tipos de ligações em relação à classe de resistência, rotuladas, de resistência parcial e de resistência total, foram usados os seguintes valores de M_j :

$$\begin{array}{ll} -50KNm & \text{ligação rotulada;} \\ \left. \begin{array}{l} -100KNm \\ -150KNm \\ -200KNm \end{array} \right\} & \text{ligação de resistência parcial;} \\ \left. \begin{array}{l} -250KNm \\ -300KNm \end{array} \right\} & \text{ligação de resistência total.} \end{array}$$

- Rigidez pós-elástica, $S_{j,pl}$:

Conforme já referido não existe forma analítica para determinar o valor da rigidez pós-elástica da ligação. Este valor pode no entanto ser determinado com base em análise experimental. Como para os parâmetros anteriores se optou por considerar valores standard, para $S_{j,pl}$ adoptaram-se valores em percentagem dos valores standard da rigidez inicial, $S_{j,ini}$. As percentagens usadas são as que se indicam no quadro 5.3, onde também se resumem os

diversos valores de $S_{j,ini}$, M_j e $S_{j,pl}$, utilizados no estudo paramétrico para caracterizar as ligações do pórtico analisado, considerando a viga com um perfil metálico IPE330.

MOMENTO RESISTENTE M_j [<i>KNm</i>]	RIGIDEZ INICIAL $S_{j,ini}$ [<i>KNm</i>]	RIGIDEZ PÓS-ELÁSTICA $S_{j,pl}$ [% $S_{j,ini}$]
50	$8EI_b / L_b = 39547$	0
100	$12,5EI_b / L_b = 61792,5$	0,1
150	$12,5EI_b / L_b = 61792,5$	0,1
200	$25EI_b / L_b = 123585$	1
250	$25EI_b / L_b = 123585$	1
300	$37,5EI_b / L_b = 185377,5$	10

Quadro 5.3 - Valores de M_j , $S_{j,ini}$ e $S_{j,pl}$

Os valores do quadro 5.3 foram combinados entre si, de forma a conhecer a evolução do coeficiente de comportamento com a variação de apenas um destes parâmetros.

5.2.2 - METODOLOGIAS USADAS NO CÁLCULO DOS COEFICIENTES

No estudo deste tipo de pórtico (P1a) foram usadas as duas metodologias, citadas anteriormente, para obter os coeficientes de comportamento. De notar que nos estudos efectuados com pórticos com mais de um tramo e mais de um piso, apresentados no capítulo 6, só foi considerada a metodologia de Dubina.

É pois possível, com as simulações efectuadas no pórtico simples, em que se consideram todos os outros parâmetros invariáveis, comparar os resultados obtidos com as duas diferentes metodologias. Como os resultados obtidos são diferentes pode considerar-se que a metodologia adoptada é um parâmetro que influencia o valor do coeficiente de comportamento.

5.3 - ANÁLISE COMPUTACIONAL

Neste estudo paramétrico, há semelhança dos modelos numéricos das ligações abordados em 3.1.6, a análise do pórtico simples, assim como a dos restantes pórticos, foi efectuada recorrendo a modelos numéricos modelados no programa de elementos finitos "LUSAS", aplicados aos elementos dos pórticos e às ligações, com utilização de uma análise geometricamente não-linear e tendo em conta a não-linearidade do material, também designada por análise elásto-plástica de 2ª ordem.

As ligações e as bases das colunas foram modeladas com elementos finitos JSH4 [21], esquematizados na fig. 5.6, que são elementos de ligação tridimensionais, os quais ligam 2 nós por 6 molas nas direcções x , y e z locais. Estes elementos são definidos por 4 nós, dos quais o 3º e o 4º são usados para definir, respectivamente, o eixo x local e o plano xy local. Além disso, são caracterizados por 6 graus de liberdade, 3 translações (x , y e z) e 3 rotações (x , y e z).

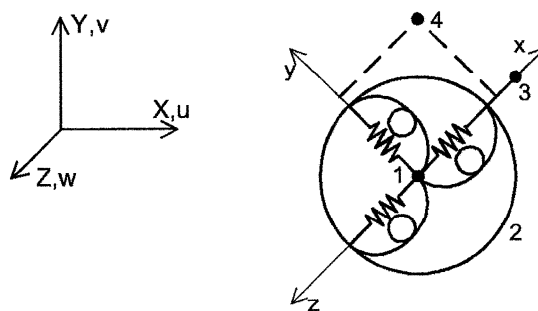


Figura 5.6 - Elemento finito JSH4

As vigas e as colunas foram simuladas com elementos finitos BTS3 [21], esquematizados na fig. 5.7, compatíveis com os usados para as ligações, que são elementos de viga tridimensionais rectos, nos quais as deformações transversais são tidas em conta e as propriedades geométricas consideradas constantes ao longo do seu comprimento. Estes elementos têm 3 nós com condições de fronteira, dos quais o 3º é usado para definir o plano xy local. Têm 6 graus de liberdade nos nós extremos, 3 translações (x , y e z) e 3 rotações (x , y e z).

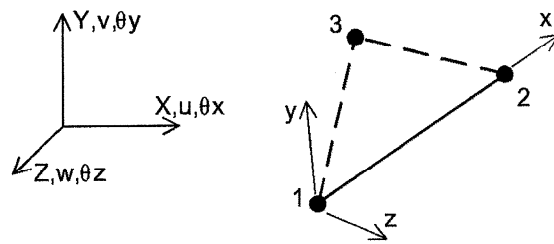


Figura 5.7 - Elemento finito BTS3

5.4 - RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO DO PÓRTICO SIMPLES

5.4.1 - QUADRO SÍNTESE DE RESULTADOS

Os resultados obtidos nas simulações efectuadas com o pórtico P1a, para as 48 diferentes combinações das propriedades das ligações, encontram-se sintetizados no quadro 5.4.

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_Δ	q_Δ	a_θ	q_u	q_{Dub}	a_u	q_{Ball}
50-8-0	11	23	2,1	79	7,2	73	6,7	6,7	45	4,1
100-8-0	22	19	1,0	84	3,8	87	3,9	3,8	72	3,3
150-8-0	33	19	1,0	86	2,6	95	2,9	2,6	73	2,2
200-8-0	44	19	1,0	83	1,9	106	2,4	1,9	78	1,8
250-8-0	44	19	1,0	98	2,2	120	2,7	2,2	105	2,4
300-8-0	44	19	1,0	106	2,4	139	3,2	2,4	125	2,8
50-12,5-0	10	26	2,6	81	8,1	75	7,5	7,5	45	4,5
50-12,5-0,001	10	25	2,5	82	8,2	77	7,7	7,7	47	4,7
50-12,5-0,01	10	26	2,6	89	8,9	96	9,6	8,9	75	7,5
50-12,5-0,1	10	27	2,7	96	9,6	167	16,7	9,6	94	9,4
100-12,5-0	21	20	1,0	89	4,2	92	4,4	4,2	77	3,7
100-12,5-0,001	21	20	1,0	90	4,3	94	4,5	4,3	80	3,8
100-12,5-0,01	21	20	1,0	94	4,5	104	4,9	4,5	88	4,2
100-12,5-0,1	21	20	1,0	97	4,6	167	7,9	4,6	94	4,5
150-12,5-0	32	20	1,0	94	2,9	103	3,2	2,9	91	2,9
150-12,5-0,001	32	20	1,0	94	2,9	104	3,2	2,9	91	2,9
150-12,5-0,01	32	20	1,0	97	3,0	108	3,4	3,0	93	2,9
150-12,5-0,1	32	20	1,0	97	3,0	167	5,2	3,0	94	3,0
200-12,5-0	43	20	1,0	88	2,1	113	2,6	2,1	83	1,9
200-12,5-0,001	43	20	1,0	88	2,1	113	2,6	2,1	83	1,9
200-12,5-0,01	43	20	1,0	89	2,1	119	2,8	2,1	85	2,0
200-12,5-0,1	43	20	1,0	96	2,2	165	3,8	2,2	94	2,2
250-12,5-0	45	20	1,0	95	2,1	126	2,8	2,1	93	2,1
250-12,5-0,001	45	20	1,0	95	2,1	127	2,8	2,1	93	2,1
250-12,5-0,01	45	20	1,0	95	2,1	131	2,9	2,1	93	2,1
250-12,5-0,1	45	20	1,0	109	2,4	169	3,7	2,4	121	2,7
300-12,5-0	45	20	1,0	114	2,5	146	3,2	2,5	131	2,9
300-12,5-0,001	45	20	1,0	114	2,5	146	3,3	2,5	131	2,9
300-12,5-0,01	45	20	1,0	114	2,5	150	3,3	2,5	131	2,9
300-12,5-0,1	45	20	1,0	117	2,6	179	4,0	2,6	136	3,0
50-25-0	8	28	3,5	82	10,3	77	9,6	9,6	58	7,2
100-25-0	17	18	1,0	95	5,6	98	5,7	5,6	102	6,0
100-25-0,01	17	19	1,1	106	6,2	126	7,4	6,2	129	7,6
100-25-0,1	17	18	1,1	112	6,6	259	15,2	6,6	257	15,1

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_{Δ}	q_{Δ}	a_{θ}	q_u	q_{Dub}	a_u	q_{Ball}
150-25-0	26	18	1,0	102	3,9	110	4,2	3,9	117	4,5
150-25-0,01	26	18	1,0	96	3,7	138	5,3	3,7	158	6,1
150-25-0,1	26	18	1,0	124	4,8	259	10,0	4,8	256	9,9
200-25-0	35	18	1,0	94	2,7	119	3,4	2,7	96	2,7
200-25-0,01	35	18	1,0	95	2,7	142	4,1	2,7	151	4,3
200-25-0,1	35	18	1,0	124	3,5	261	7,5	3,5	251	7,2
250-25-0	39	18	1,0	99	2,5	136	3,5	2,5	107	2,7
300-25-0	39	18	1,0	119	3,1	158	4,1	3,1	170	4,4
50-37,5-0	7	29	4,1	83	11,8	76	10,8	10,8	84	12,0
100-37,5-0	15	16	1,1	97	6,5	99	6,6	6,5	111	7,4
150-37,5-0	23	16	1,0	106	4,6	116	5,1	4,6	135	5,9
200-37,5-0	30	16	1,0	97	3,2	128	4,3	3,2	152	5,1
250-37,5-0	35	16	1,0	95	2,7	144	4,1	2,7	198	5,6
300-37,5-0	35	16	1,0	122	3,5	163	4,6	3,5	192	5,5

Quadro 5.4 - Resultados do pórtico P1a

No quadro 5.4, na coluna da esquerda, são indicadas as combinações das propriedades das ligações consideradas em cada simulação, em que o primeiro número é referente ao momento resistente, o segundo ao valor da rigidez inicial e o último à percentagem considerada para a rigidez pós-elástica. Por exemplo, na simulação cujos resultados são indicados na oitava linha, o pórtico tem ligações com momento resistente de $50KNm$, rigidez inicial de $12,5EI_b / L_b$ e rigidez pós-elástica igual a 0,1% da inicial.

Neste mesmo quadro, para além do descrito em 4.4, os valores indicados nas outras colunas representam simplificadamente o seguinte:

a_y - amplificação do acelerograma correspondente à entrada em cedência de determinada secção;

a_s - amplificação correspondente ao atingir do estado limite de serviço, *SLS*;

q_s - coeficiente de comportamento considerando o *SLS*;

a_{Δ} - amplificação correspondente ao atingir do estados limite de acumulação de danos, *DLS*;

q_{Δ} - coeficiente de comportamento considerando o *DLS*;

a_{θ} - amplificação correspondente à rotação plástica última de uma dada ligação, considerando o estado limite último, *ULS*;

q_u - coeficiente de comportamento considerando o *ULS*;

q_{Dub} - coeficiente de comportamento considerando a metodologia de Dubina;

a_u - amplificação correspondente à verificação da igualdade entre as duas relações, a/a_y e v/v_y , da teoria de Ballio;

q_{Ball} - coeficiente de comportamento considerando o método de Ballio.

Os valores do multiplicador do acelerograma de cor vermelha indicam que se atingiu primeiro ou a cedência da ligação ou o estado limite considerado ao nível do primeiro piso, e os de cor azul indicam que foi na base das colunas que se atingiu ou a cedência ou o estado limite.

5.4.2 - INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ INICIAL

O gráfico de barras da figura seguinte mostra a influência da variação da rigidez inicial da ligação, considerando constante a rigidez pós-elástica ($S_{j,pl} = 0$). Neste gráfico são apresentados os resultados de 24 simulações.

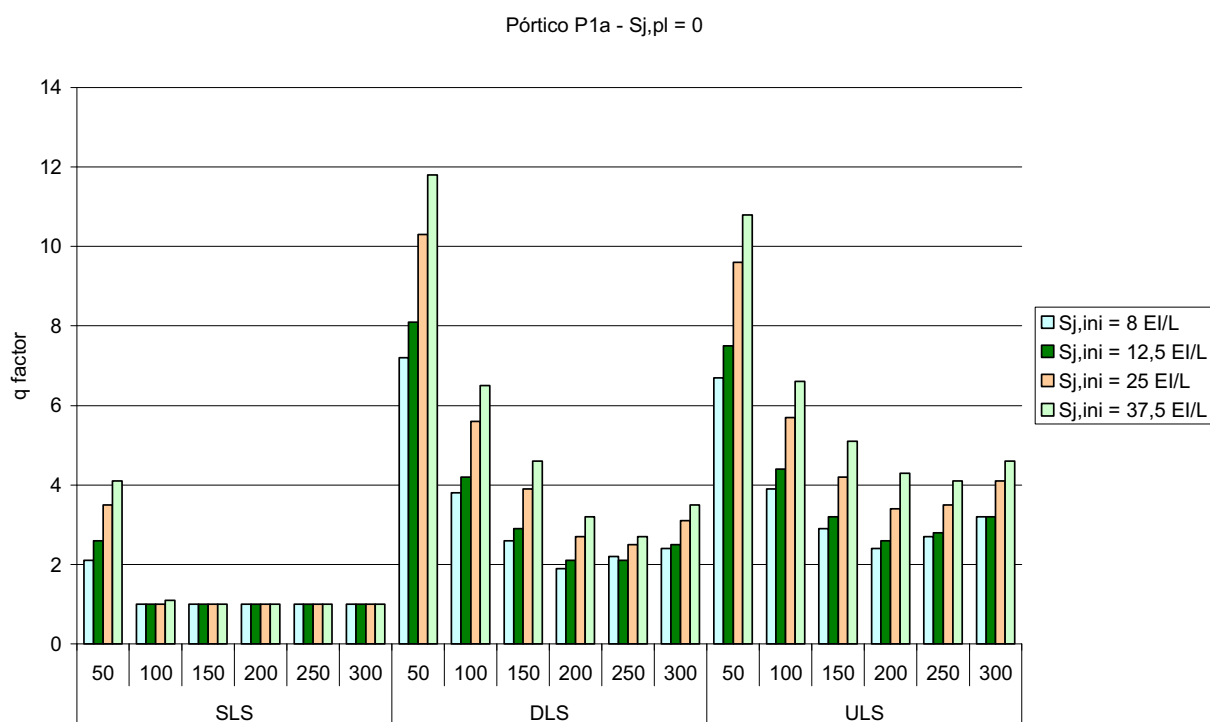


Figura 5.8 - Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento, com $S_{j,pl} = 0$

De notar, que para qualquer valor do momento resistente considerado e para os três estados limites, o aumento da rigidez inicial implica o aumento do valor do coeficiente de comportamento, com excepção de um caso pontual e do estado limite de serviço em que para valores de momento resistente parcial e total se mantém constante, ou seja, igual a 1.

Nos gráficos das figs. 5.9 e 5.10, é também mostrada a influência da rigidez inicial, mas considerando o coeficiente de comportamento obtido com as duas diferentes metodologias.

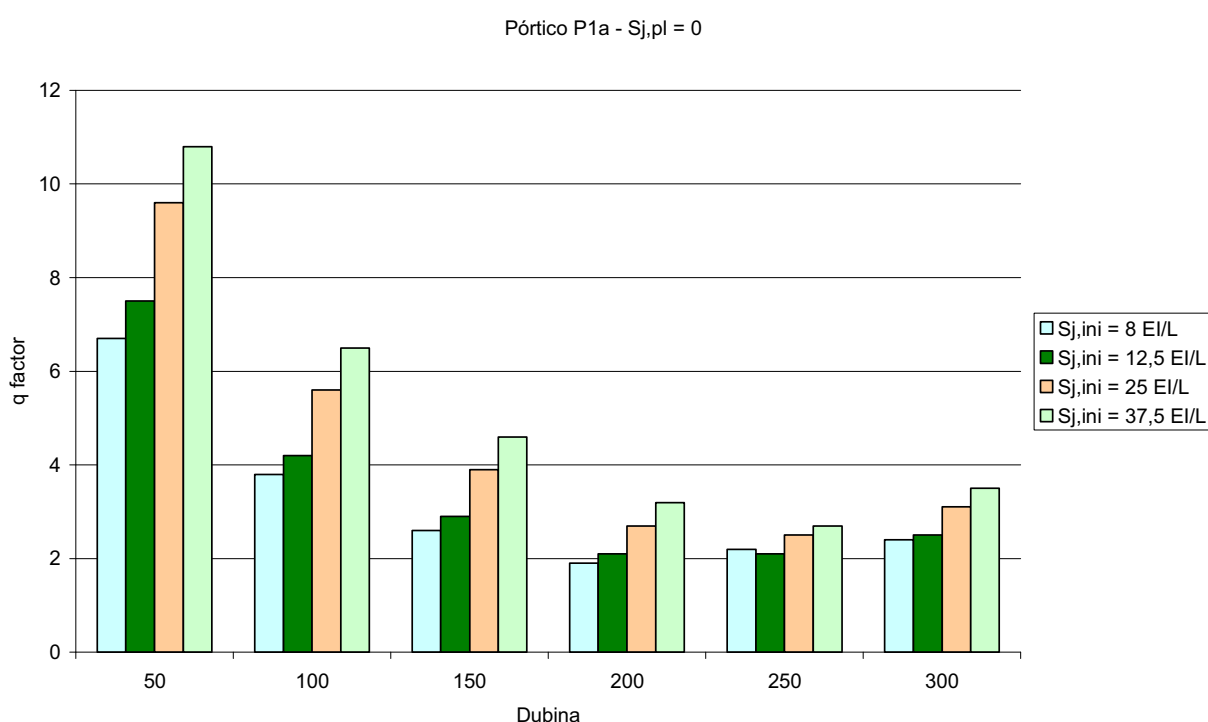


Figura 5.9 - Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com $S_{j,pl} = 0$

De salientar que em todas as simulações efectuadas com o pórtico simples, o mecanismo de colapso global da estrutura nunca ocorreu antes de se atingirem primeiro, quer o deslocamento máximo inter-pisos, quer a rotura da ligação. Por esta razão, para cada simulação, o coeficiente de comportamento respeitante à metodologia seguida por Dubina é o menor dos valores obtidos para os dois estados limites, *DLS* e *ULS*.

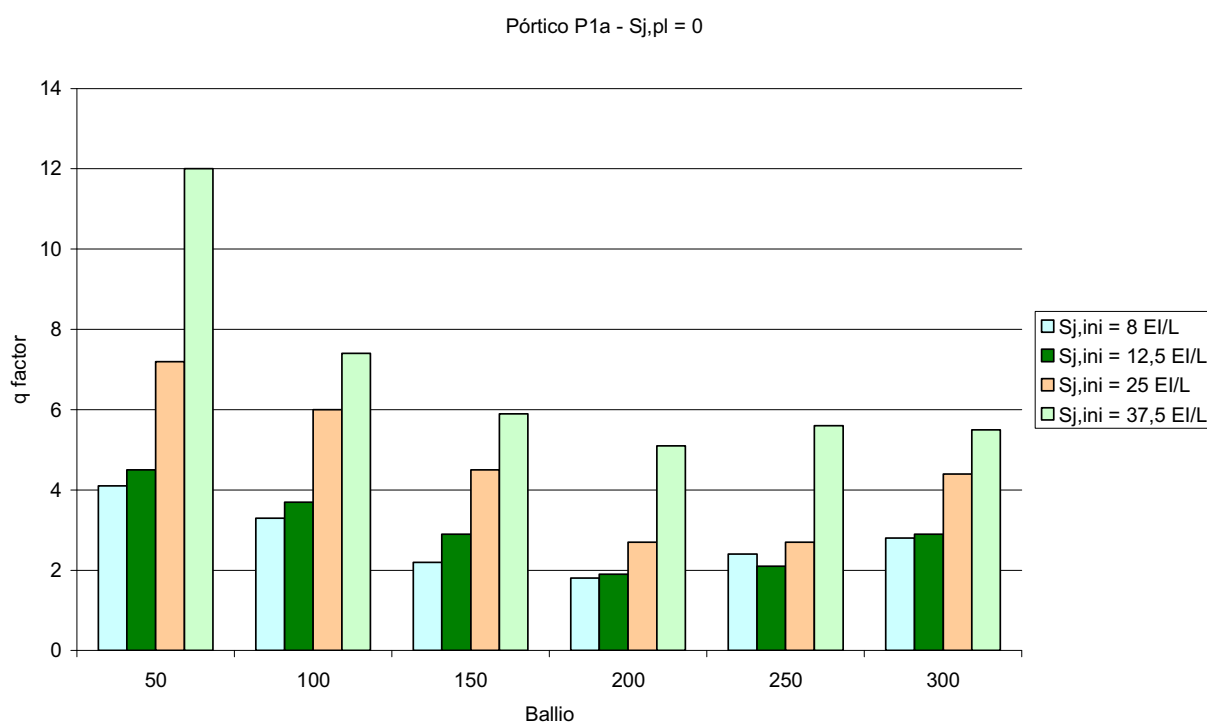


Figura 5.10 - Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com $S_{j,pl} = 0$

Como se pode verificar, nos dois gráficos das figs. 5.9 e 5.10 em que se apresentam os resultados obtidos para as duas diferentes metodologias, o coeficiente de comportamento da estrutura aumenta sempre que se incrementa a rigidez inicial da ligação.

As figs. 5.8, 5.9 e 5.10 apresentam resultados de simulações em que a rigidez pós-elástica se considerou nula, ou seja, as ligações têm um comportamento elasto-plástico perfeito.

Nos gráficos de barras das figs. 5.11, 5.12 e 5.13, os resultados apresentados, correspondentes a 18 simulações, incluem também valores obtidos no pórtico com ligações caracterizadas por rigidez pós-elástica igual a 1% e 10% da inicial. Nestes casos, à semelhança dos pórticos utilizados no capítulo 6, considerou-se apenas dois valores de rigidez inicial, uma rigidez inicial típica de uma ligação semi-rígida ($12,5EI_b / L_b$) e outra dupla da anterior ($25EI_b / L_b$), rigidez que ainda classifica a ligação de semi-rígida.

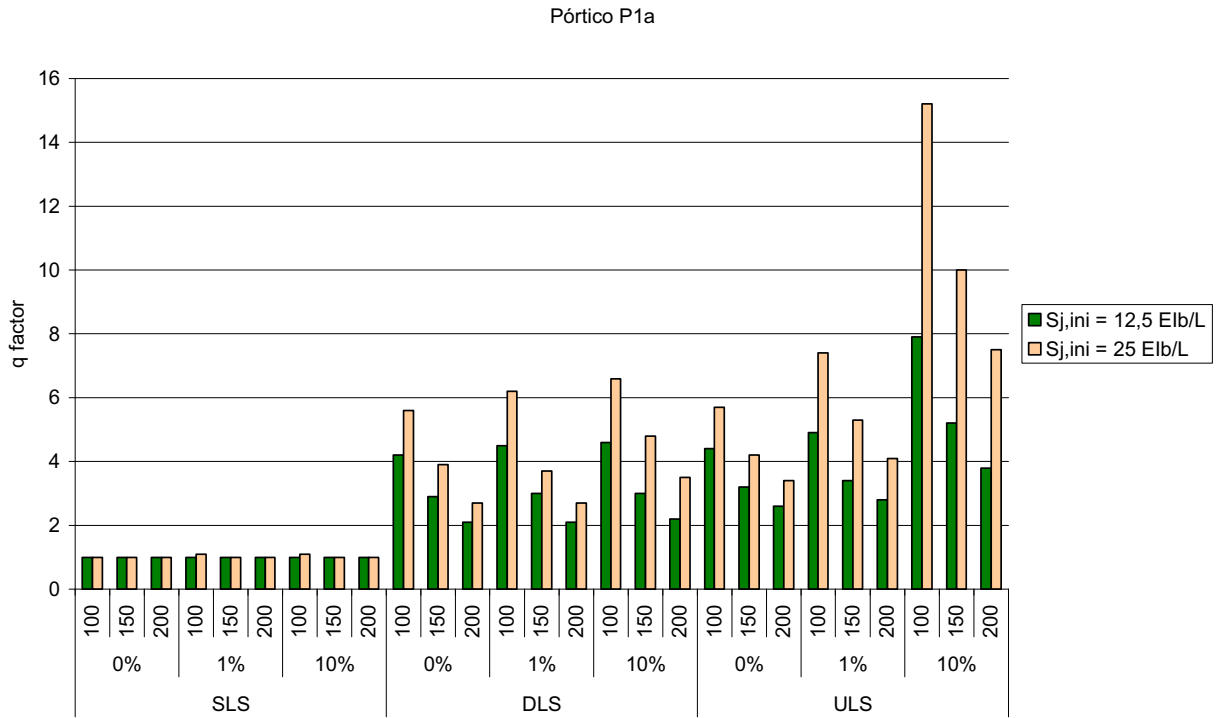


Figura 5.11 - Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento, com diferentes valores de $S_{j,pl}$

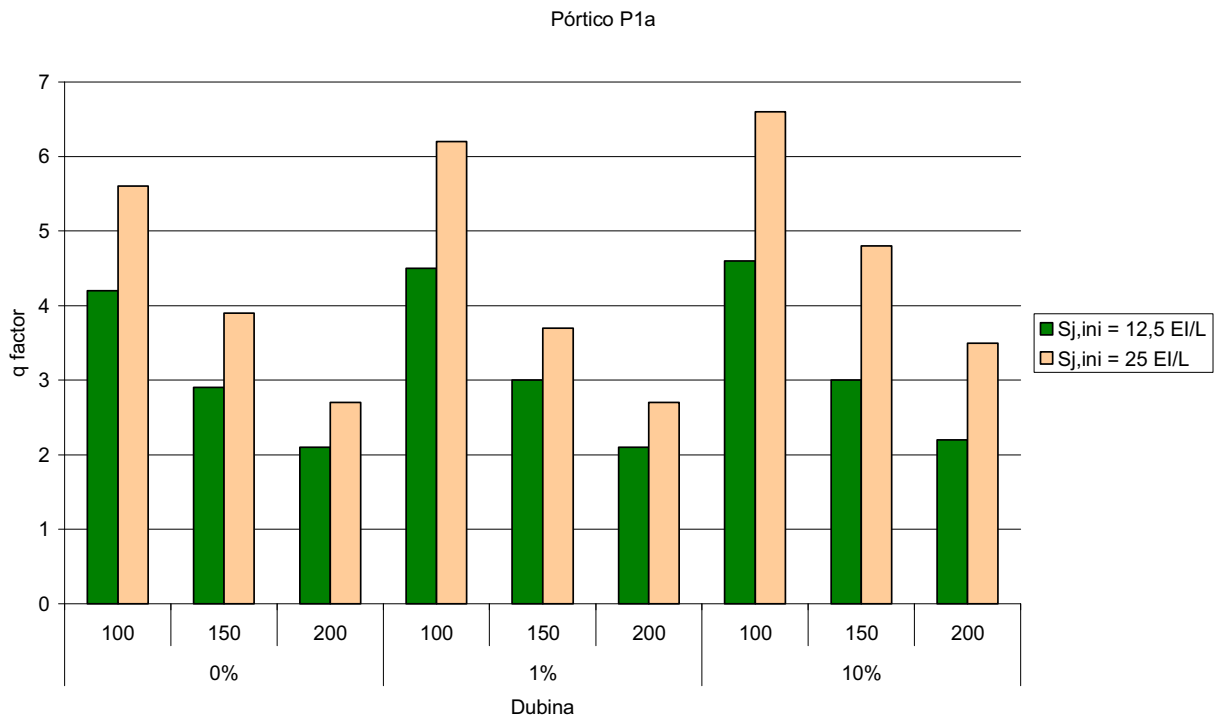


Figura 5.12 - Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com diferentes valores de $S_{j,pl}$

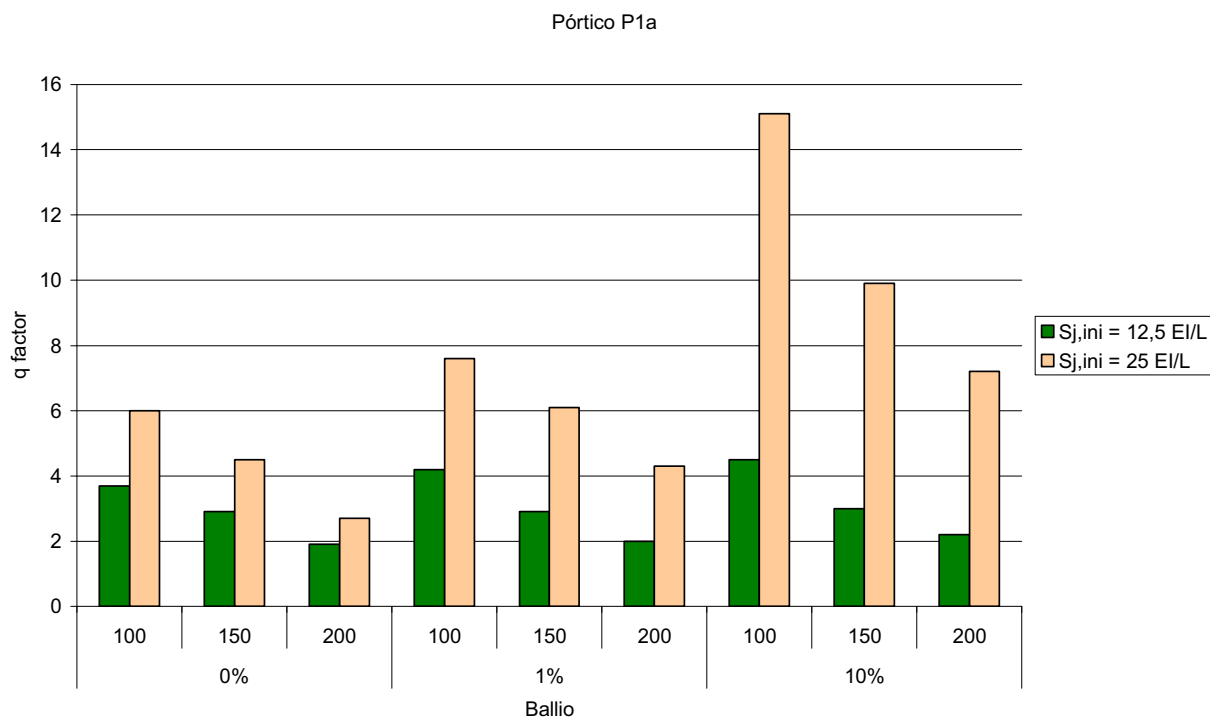


Figura 5.13 - Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com diferentes valores de $S_{j,pl}$

Como facilmente se verifica, após a observação dos gráficos mencionados anteriormente, a regra do aumento do coeficiente de comportamento com o aumento da rigidez inicial da ligação, também se aplica para outros valores da rigidez pós-elástica.

Relacionado com a metodologia utilizada (ver gráficos das figs. 5.12 e 5.13), verifica-se que o aumento do coeficiente de comportamento com a duplicação da rigidez inicial é muito mais acentuado quando é utilizada a metodologia de Ballio.

5.4.3 - INFLUÊNCIA DO MOMENTO RESISTENTE

Conforme referido no sub-capítulo 5.2, a influência da resistência da ligação no coeficiente de comportamento foi efectuada adoptando valores típicos de ligações correntes, nomeadamente 50, 100, 150, 200, 250 e 300 kNm.

Nas figuras seguintes, os gráficos de barras mostram a influência da variação do momento resistente da ligação, considerando constante: a rigidez pós-elástica ($S_{j,pl} = 0$) na fig. 5.14 e a rigidez inicial ($S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$) na fig. 5.15.

Os resultados apresentados nestes dois gráficos correspondem a 24 simulações.

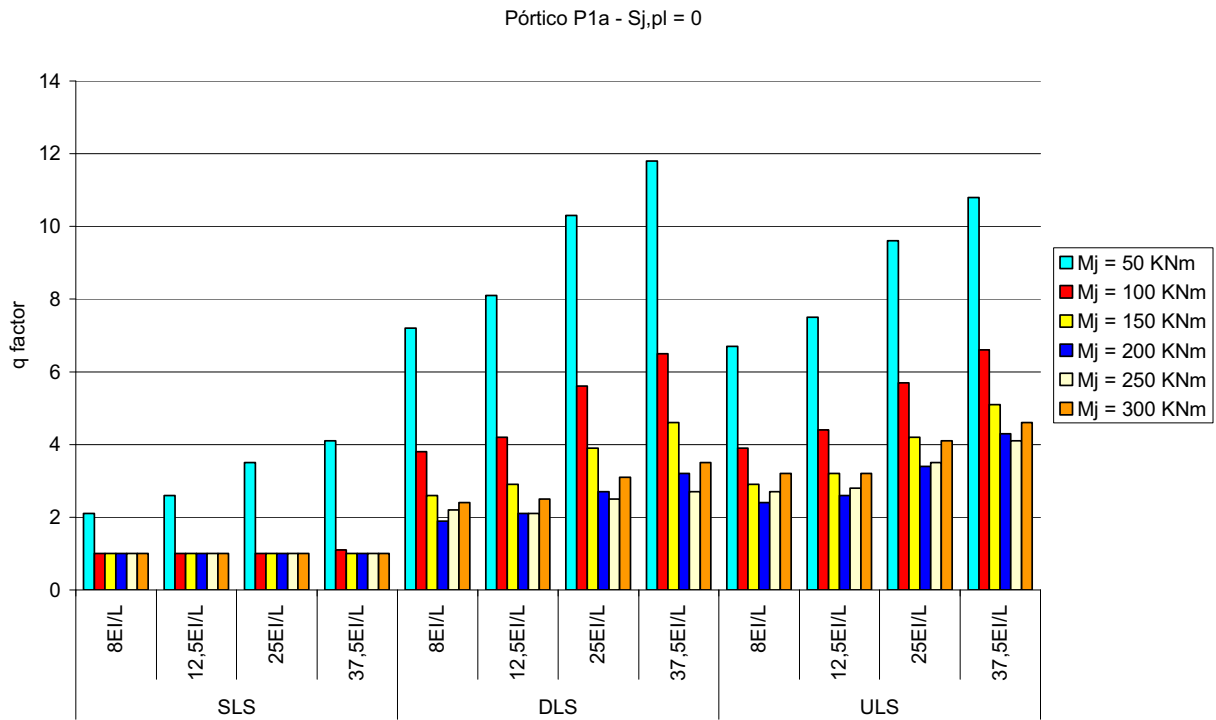


Figura 5.14 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento, com $S_{j,pl} = 0$

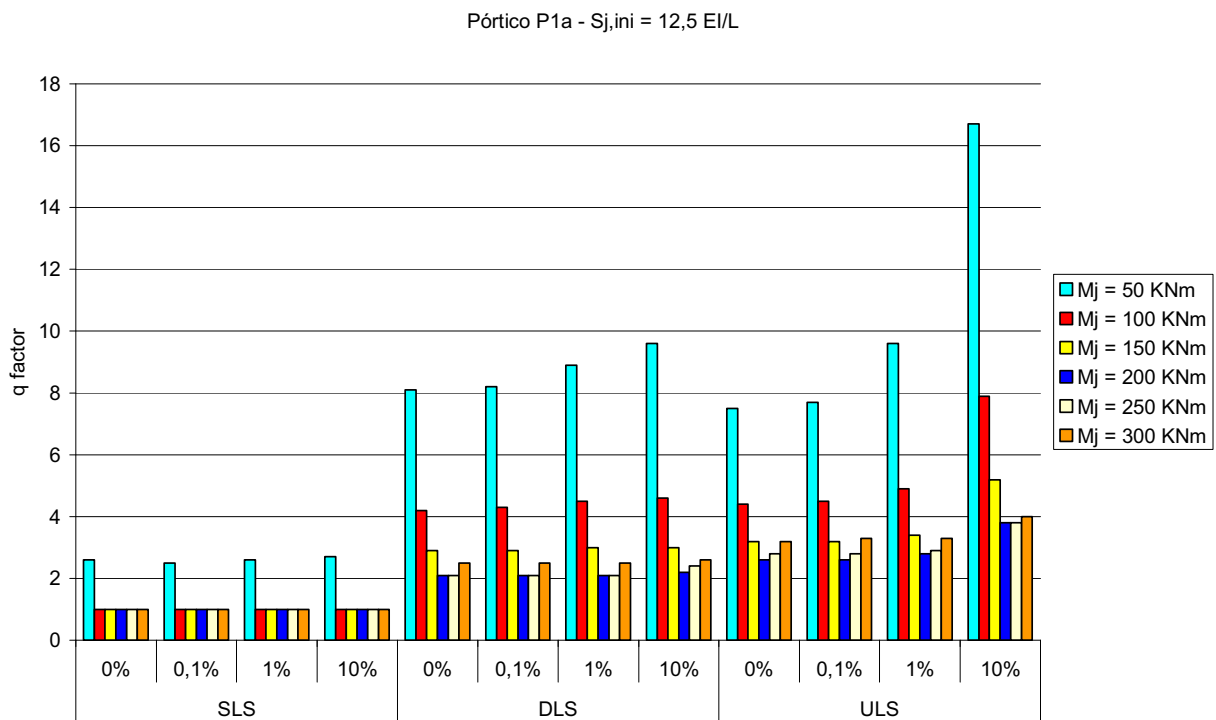


Figura 5.15 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento, com $S_{j,ini} = 12,5 EI_b / L_b$

Duma primeira análise aos resultados das figs. 5.14 e 5.15, verifica-se que com o aumento do momento resistente da ligação decresce o valor do coeficiente de comportamento. Na realidade esta afirmação só é verdadeiramente válida se considerarmos os casos em que o pórtico tem ligações de resistência parcial, ou seja, com valores de momento iguais ou inferiores a $200KNm$. Nos casos em que o momento resistente das ligações é superior a $200KNm$, a situação é invertida, isto é, o coeficiente de comportamento cresce com o aumento do momento resistente.

Esta inversão facilmente se explica porque, quando as ligações de resistência total, ou seja, com momento resistente superior ao da viga adjacente, a primeira rótula plástica a formar-se não é nas ligações, mas sim nas secções de momento máximo das vigas ou das colunas. Especificamente neste estudo, nestes casos de momentos bastante altos ($250KNm$ e $300KNm$), a cedência dá-se em primeiro lugar nos elementos da base das colunas.

Nos gráficos de barras das figs. 5.16 a 5.19 estão representadas, para as duas metodologias, as variações do coeficiente de comportamento com o momento resistente, fixando a rigidez pós-elástica em $S_{j,pl} = 0$ e a rigidez inicial em $S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$.

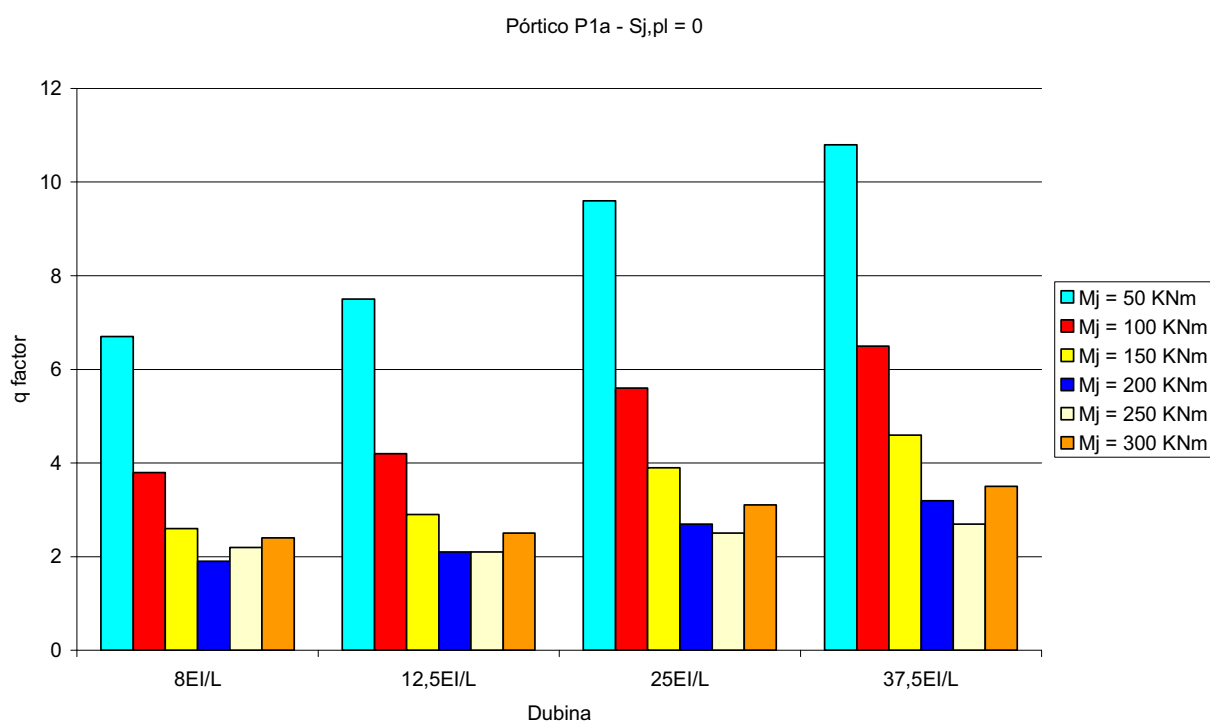


Figura 5.16 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com $S_{j,pl} = 0$

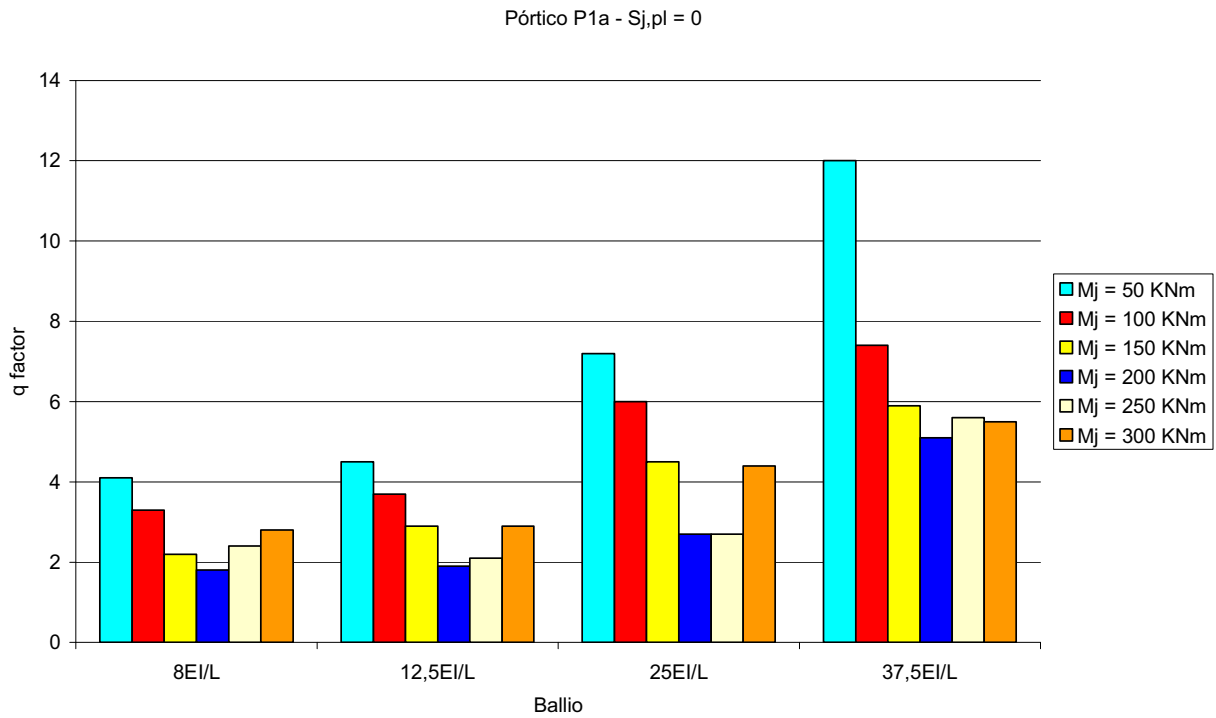


Figura 5.17 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com $S_{j,pl} = 0$

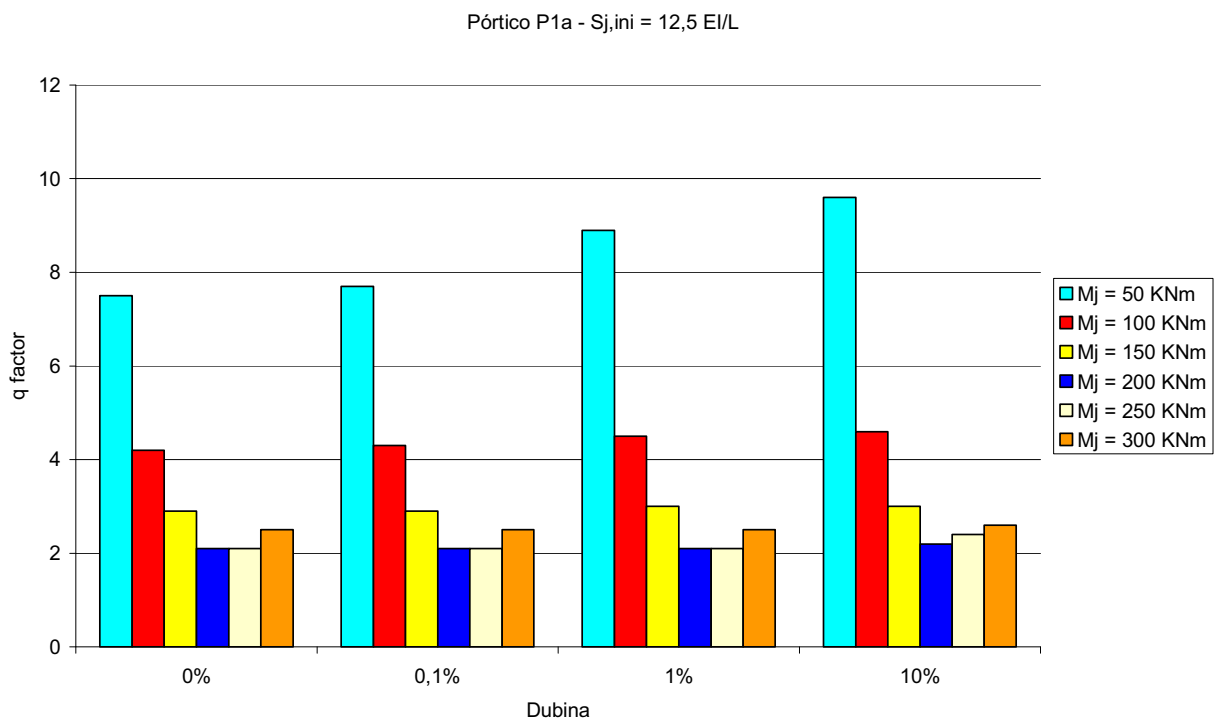


Figura 5.18 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com $S_{j,ini} = 12,5 EI_b / L_b$

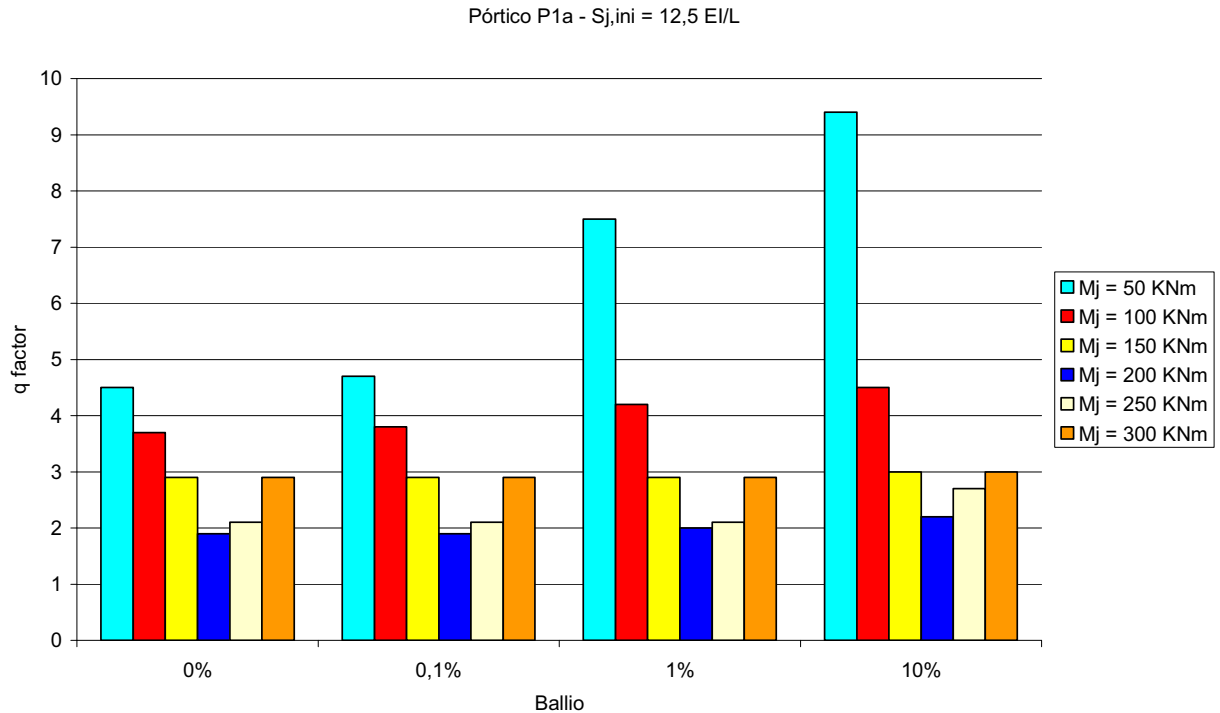


Figura 5.19 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, $S_{j,ini} = 12,5 EI_b / L_b$

Como se pode verificar, os comentários que foram feitos em relação aos gráficos das figs. 5.14 e 5.15, aplicam-se na íntegra aos resultados apresentados nas figs. 5.16 a 5.19.

De notar que para as simulações em que se fixou a rigidez pós-elástica (ver figs. 5.16 e 5.17), os valores dos coeficientes de comportamento obtidos pelo método de Dubina são, para rigidezes iniciais baixas (ligações semi-rígidas), superiores aos obtidos com base na teoria de Ballio. Inversamente, para rigidezes altas (ligações rígidas), os valores obtidos pela metodologia de Ballio são, na maioria dos casos, superiores.

Nos casos em que se fixou a rigidez inicial (ver figs. 5.18 e 5.19) os valores obtidos pela metodologia de Dubina são superiores aos obtidos pela de Ballio, com excepção dos casos de momentos resistentes altos (ligações de resistência total), em que são inferiores. Esta excepção pode ser justificada pelos mesmos motivos já anteriormente citados, ou seja, a primeira rótula plástica é formada na base das colunas.

De modo a termos gráficos comparativos com os utilizados no capítulo seguinte, no qual se utilizou um menor número de valores dos parâmetros das ligações, de forma

idêntica ao comentado para as figs. 5.11 a 5.13, na fig. 5.20 são apresentados resultados da variação do factor q com a resistência da ligação, em que se consideraram simultaneamente diferentes valores da rigidez inicial, ($S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$ e $25EI_b / L_b$) e da rigidez pós-elástica ($S_{j,pl} = 0\%$, 1% e 10%). Os resultados reunidos são respeitantes a 18 simulações.

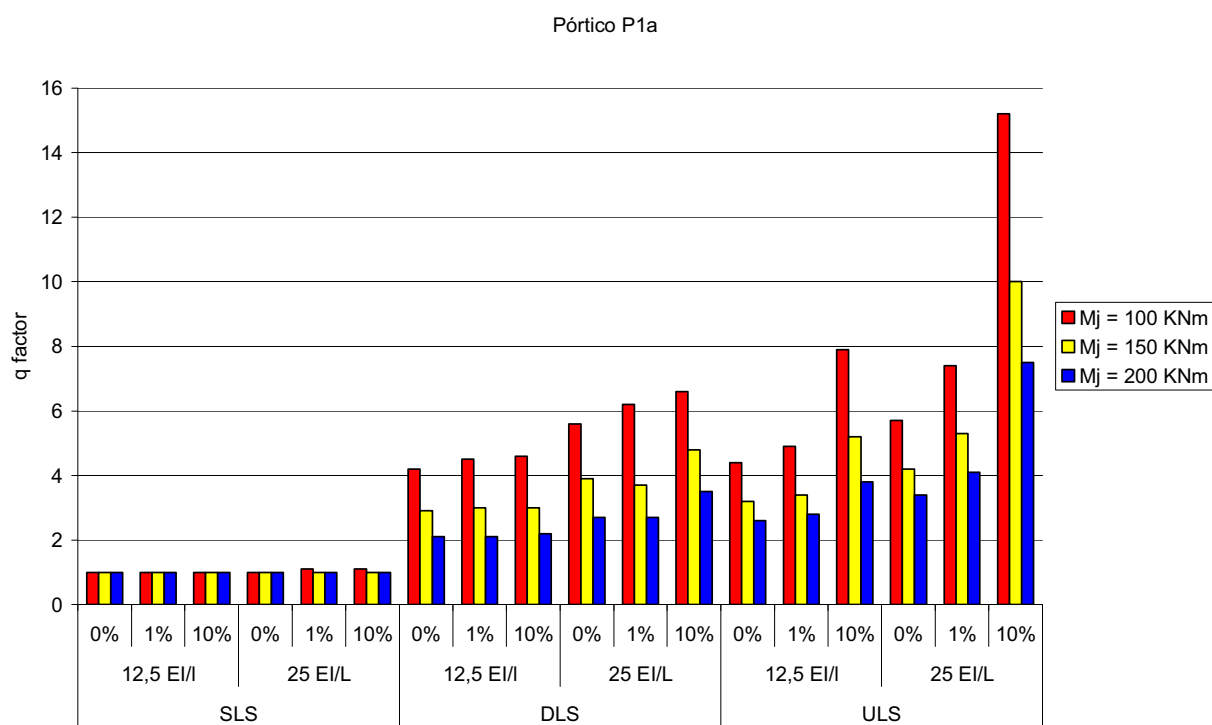


Figura 5.20 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento, com diferentes valores de $S_{j,ini}$ e $S_{j,pl}$

Conclui-se, ao analisar os gráficos da fig. 5.20, que a diminuição da resistência da ligação também conduz, para ambas as rigidezes iniciais, à obtenção de coeficientes de comportamento superiores.

A mesma tendência se verifica quando se analisam os gráficos do mesmo tipo, expressos nas figs. 5.21 e 5.22, com resultados obtidos pela metodologia de Dubina e pelo método de Ballio.

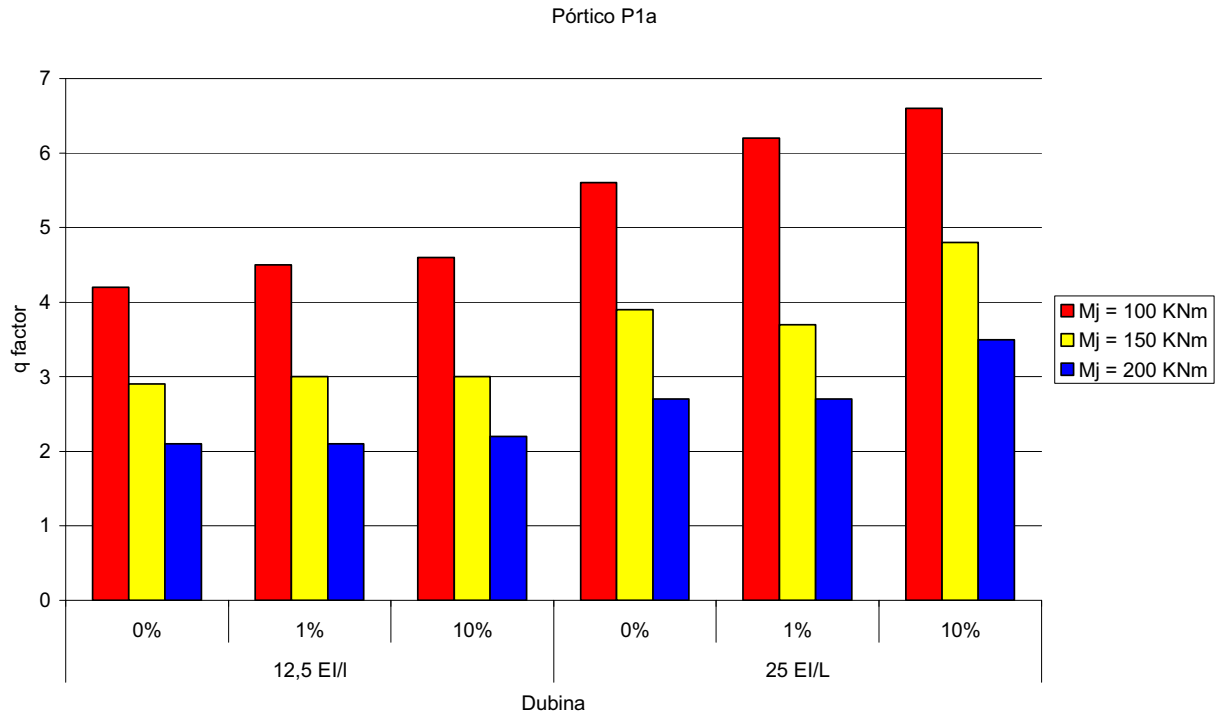


Figura 5.21 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com diferentes valores de $S_{j,ini}$ e $S_{j,pl}$

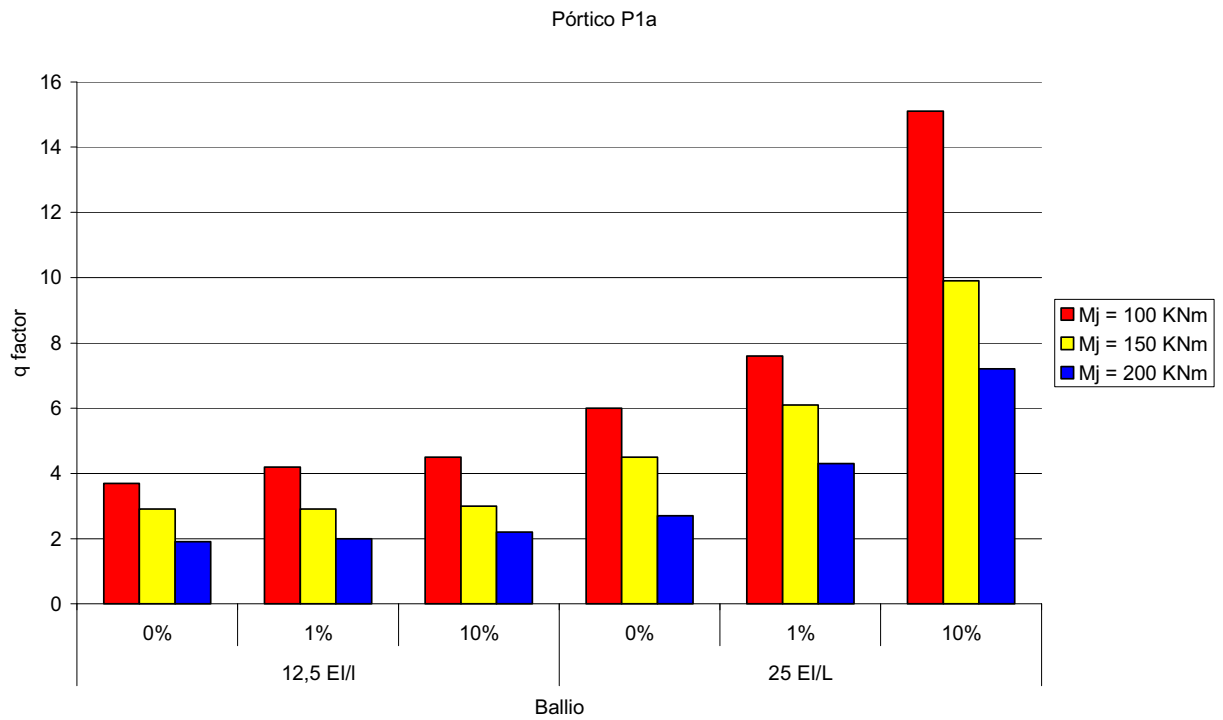


Figura 5.22 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com diferentes valores de $S_{j,ini}$ e $S_{j,pl}$

5.4.4 - INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ PÓS-ELÁSTICA

Considerando como parâmetro variável das ligações do pórtico simples a rigidez pós-elástica e fixando a rigidez inicial ($S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$), para diferentes valores do momento resistente e para os três estados limites considerados no estudo, obtiveram-se os coeficientes de comportamento representados pelas barras do gráfico da fig. 5.23, relativos a 24 simulações.

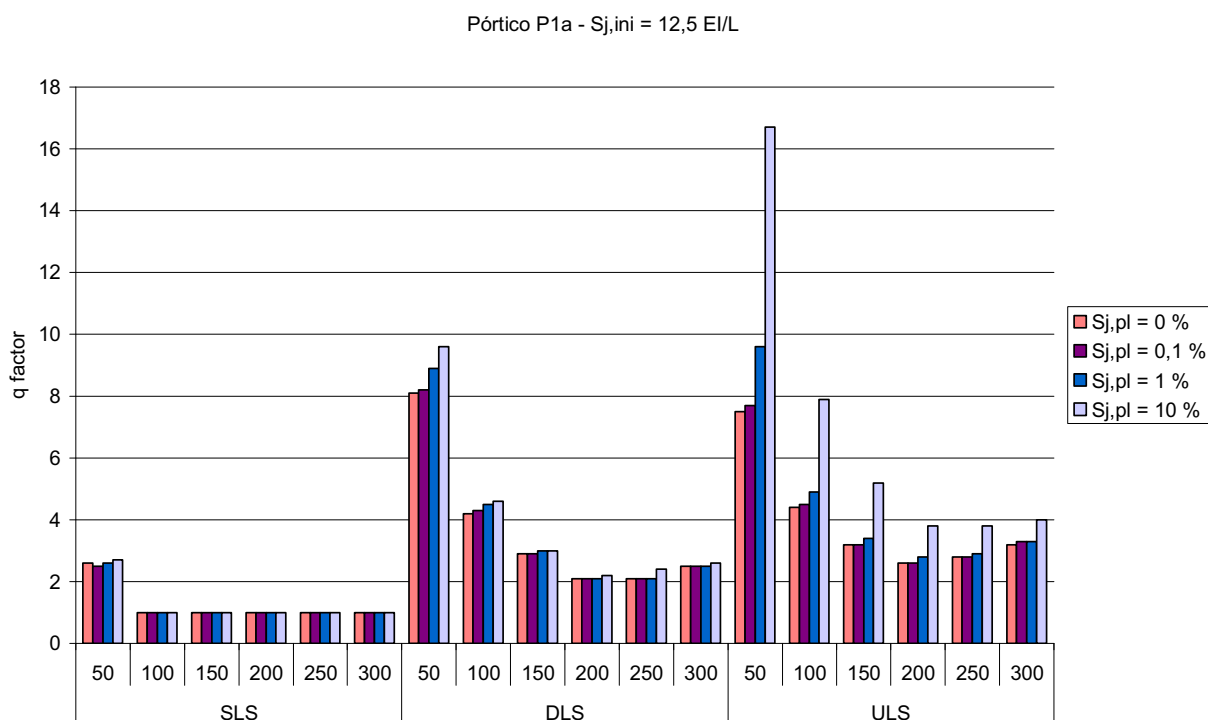


Figura 5.23 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento, com $S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$

Da análise feita aos gráficos da figura anterior, constata-se que aumentando a rigidez pós-elástica o valor do coeficiente de comportamento do pórtico também aumenta, isto para qualquer valor do momento resistente, e para todos os estados limites. De notar que o aumento do coeficiente de comportamento com o aumento da rigidez pós-elástica é mais acentuado para valores mais altos desta rigidez.

Considerando as duas metodologias seguidas para a obtenção do coeficiente de comportamento, verifica-se que a tendência do aumento do coeficiente q constatada no gráfico anterior também se mantém nestes casos, como mostram os gráficos das figs. 5.24 e 5.25.

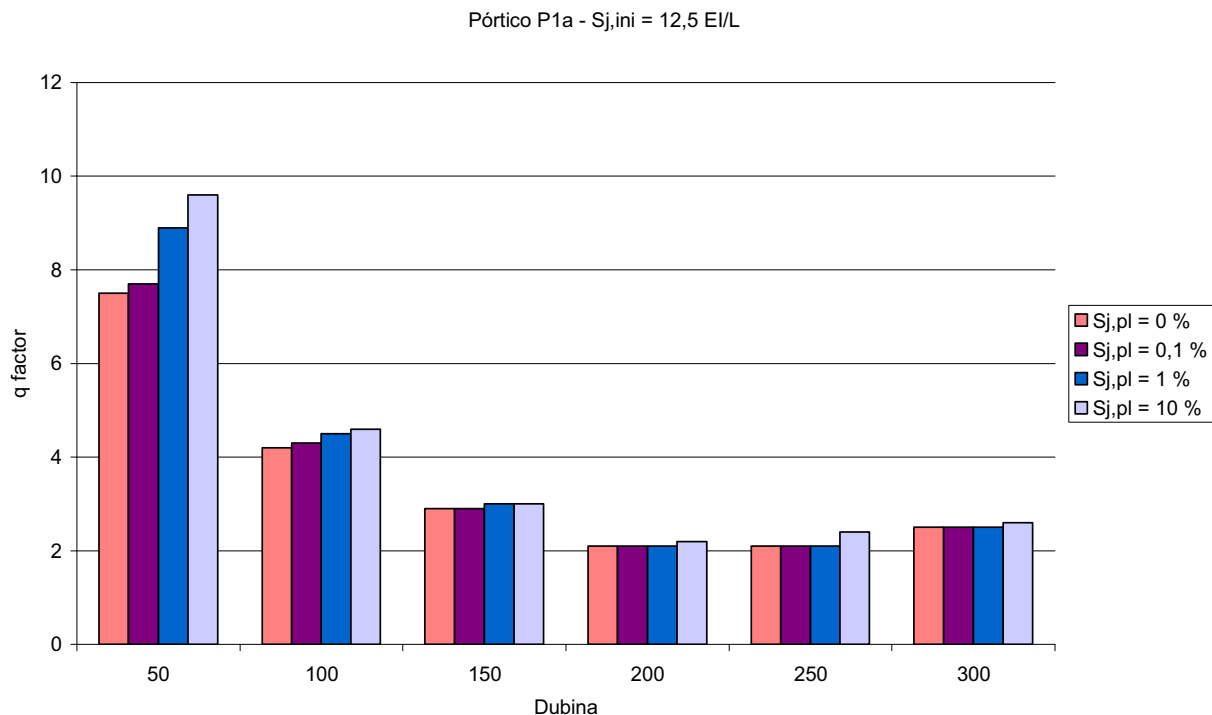


Figura 5.24 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com $S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$

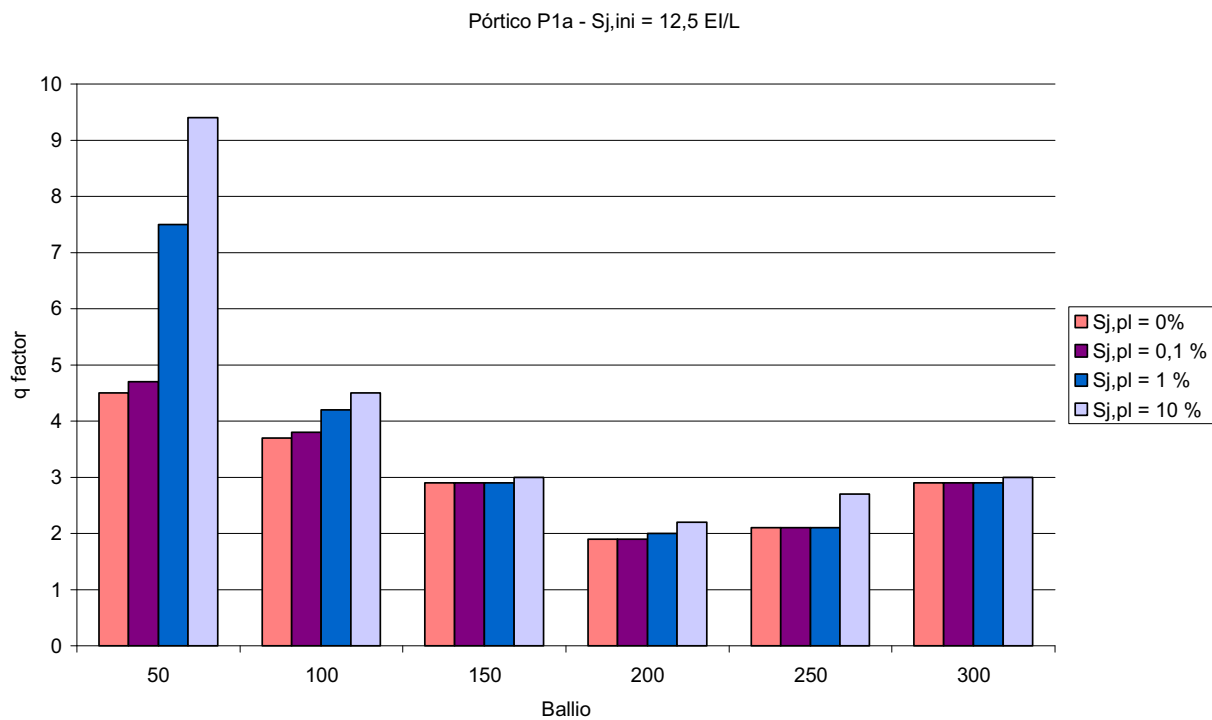


Figura 5.25 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com $S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$

Por outro lado, se considerarmos diferentes valores da rigidez inicial ($S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$ e $25EI_b / L_b$) o aumento da rigidez pós-elástica também conduz, para ambos os valores das rigidezes iniciais, à obtenção de coeficientes de comportamento superiores, conforme se verifica na fig. 5.26, na qual se apresentam resultados de 18 simulações.

De notar que os coeficientes de comportamento obtidos com a rigidez inicial das ligações de $25EI_b / L_b$ são superiores aos obtidos considerando as ligações com rigidez inicial igual a $12,5EI_b / L_b$, facto este já analisado no ponto 5.4.2.

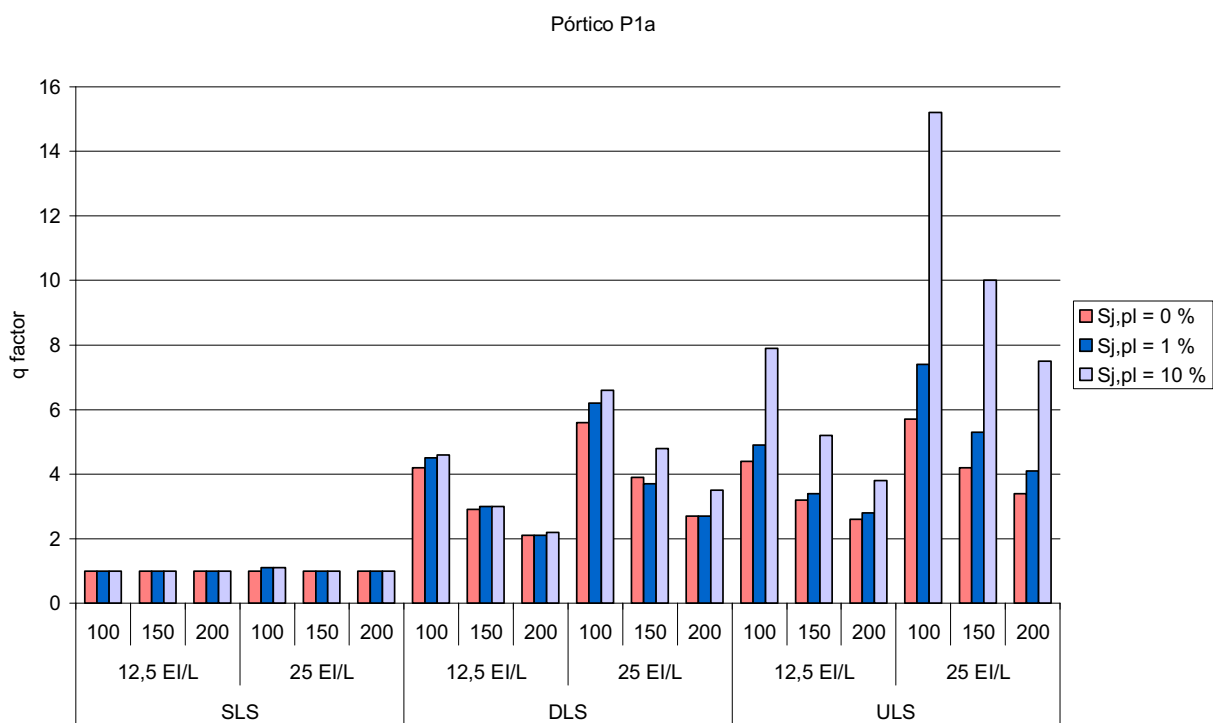


Figura 5.26 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento, com diferentes valores de M_j e $S_{j,ini}$

Os gráficos das figs. 5.27 e 5.28 apresentam a mesma variação utilizando as duas metodologias respectivamente, verificando-se exactamente os mesmos resultados, ou seja, o coeficiente de comportamento aumenta com o aumento da rigidez pós-elástica das ligações.

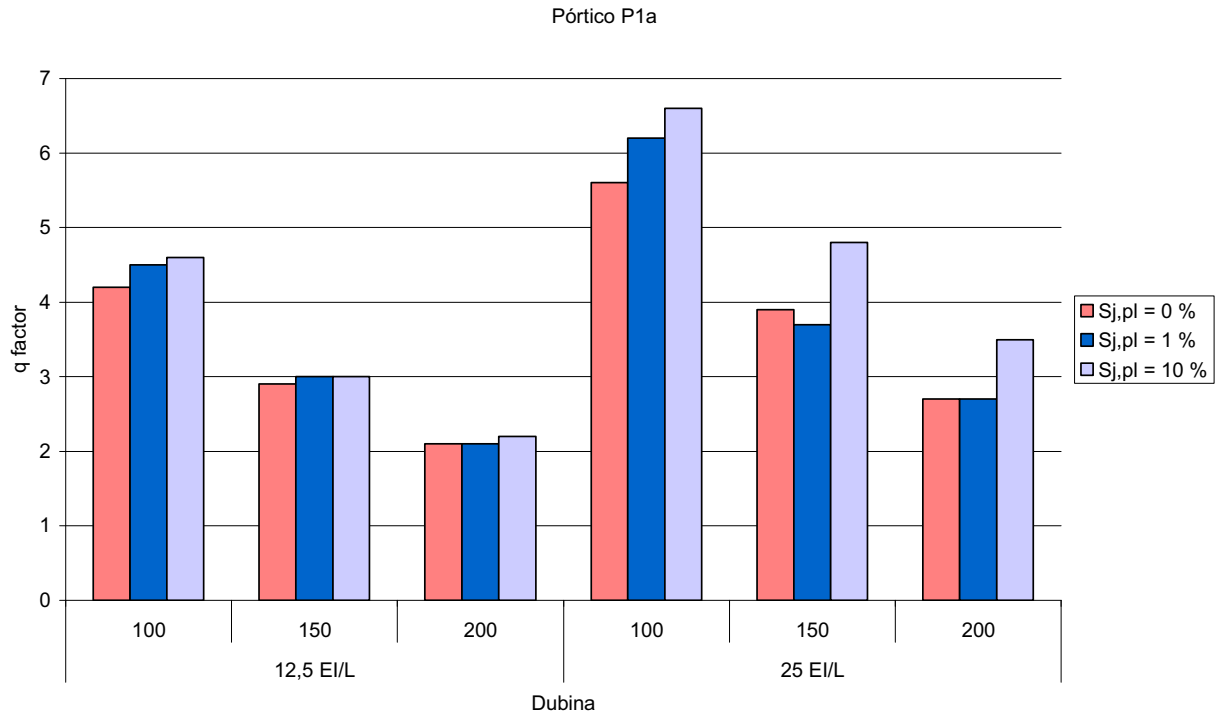


Figura 5.27 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento pela metodologia de Dubina, com diferentes valores de M_j e $S_{j,ini}$

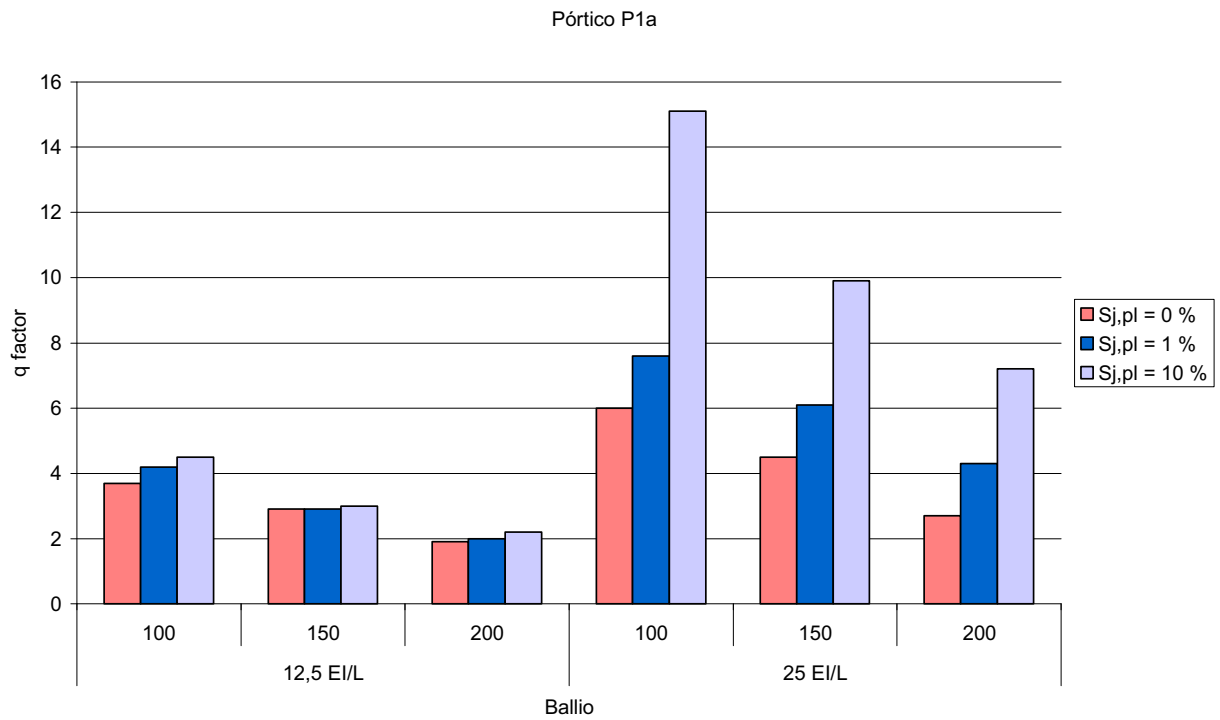


Figura 5.28 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento pela metodologia de Ballio, com diferentes valores de M_j e $S_{j,ini}$

5.4.5 - INFLUÊNCIA DA METODOLOGIA ADOPTADA

Apesar de anteriormente se terem apresentado gráficos com os coeficientes de comportamento obtidos para as duas metodologias adoptadas, interessa também mostrar através de um gráfico de barras a variação do coeficiente q em função do método escolhido, no qual se possa comparar os coeficientes de comportamento obtidos, para o pórtico com diferentes tipos de ligações, pelas duas formas distintas.

O gráfico da fig. 5.29 mostra essa influência, respeitante a simulações no pórtico P1a para as 48 combinações das propriedades das ligações.

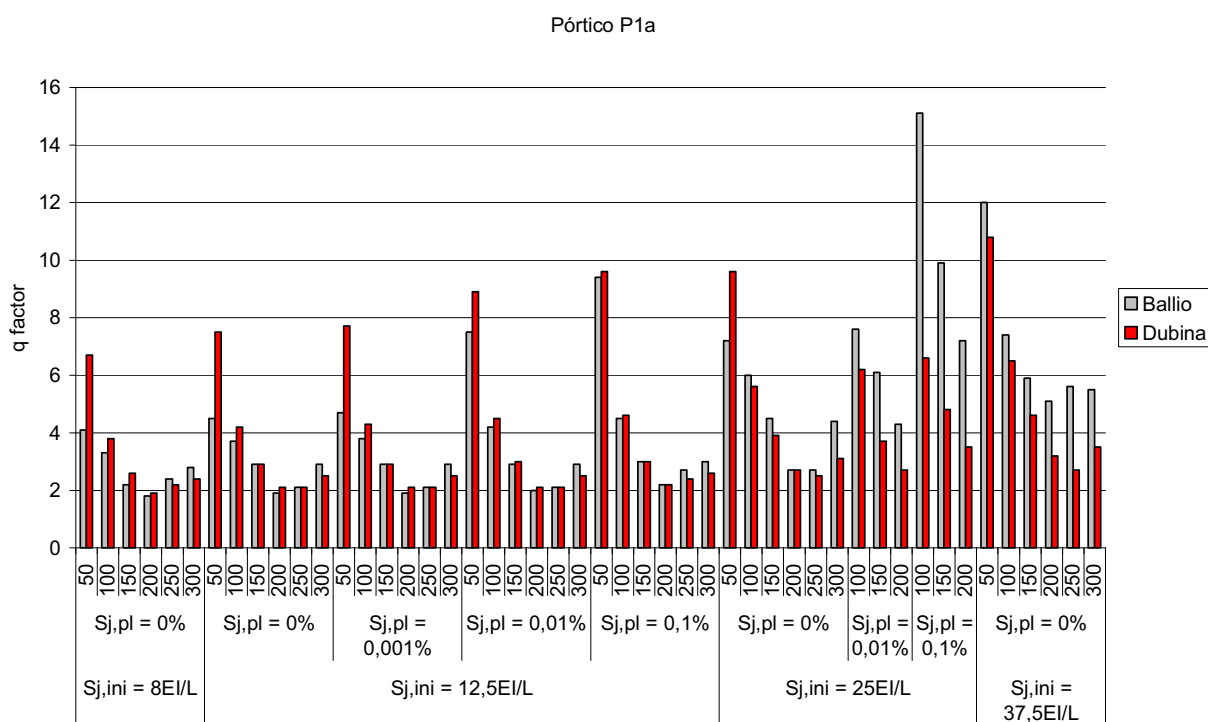


Figura 5.29 - Influência da metodologia adoptada

De uma análise aos resultados apresentados na fig. 5.29, verifica-se que em geral, para ligações com rigidez inicial elevada, os valores do coeficiente q obtidos pelo método desenvolvido por Ballio são superiores aos obtidos pelo método de Dubina. Inversamente, para ligações com essa rigidez mais baixa os valores obtidos segundo Ballio são inferiores, excepto quando o momento resistente da ligação é muito elevado.

De salientar que, se analisarmos os resultados expressos no gráfico da fig. 5.29 para as simulações com ligações de características semi-rígidas ($S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$ e $25EI_b / L_b$) e com resistência parcial (100, 150 e 200KNm), os valores resultantes da análise são bastante idênticos para as duas metodologias, isto se exceptuarmos os casos em que as ligações do pórtico têm simultaneamente rigidezes, inicial e pós-elástica, mais elevadas.

Por esta razão, será importante referir que o único método utilizado (metodologia seguida por Dubina) para determinar os coeficientes de comportamento dos restantes pórticos estudados, cuja análise é apresentada no capítulo 6, onde apenas foram consideradas ligações com as características de comportamento anteriormente citadas, forneça resultados suficientemente exactos, não sendo necessário, por isso, utilizar em paralelo o método de Ballio.

CAPÍTULO - 6

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PÓRTICOS DE DIFERENTES TIPOLOGIAS

6.1 - CARACTERÍSTICAS DOS PÓRTICOS

Para complementar este estudo paramétrico foram analisados outros pórticos metálicos com diferentes tipologias, no intuito de verificar se os parâmetros considerados no capítulo anterior, principalmente os relacionados com as características de comportamento das ligações semi-rígidas, têm a mesma influência sobre o coeficiente de comportamento das estruturas. Além disso, estudou-se também o efeito da variação de outros parâmetros no valor desse coeficiente, servindo como base as diversas versões do pórtico P3x2.

As geometrias dos principais tipos de pórticos analisados neste capítulo são representadas na fig. 6.1.

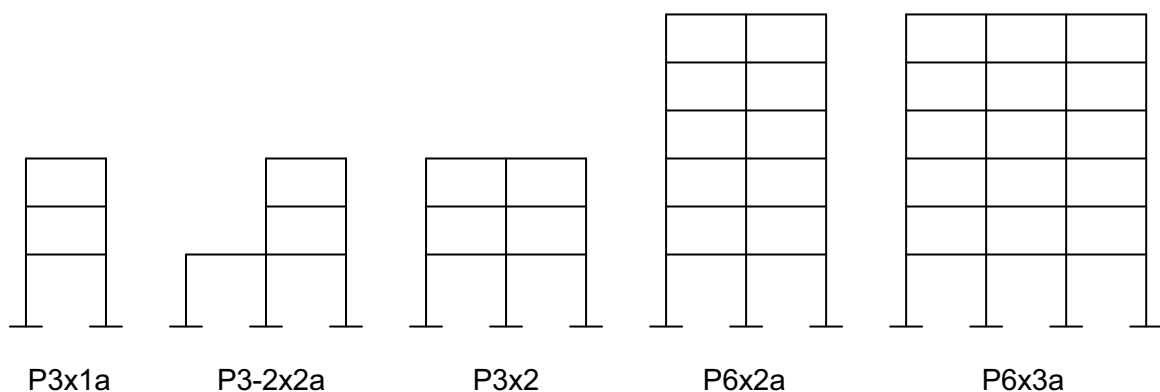


Figura 6.1 - Geometria dos pórticos analisados

Tal como no pórtico simples, a resistência deste tipo de pórticos às forças dinâmicas é garantida pelos membros actuando à flexão. Também as zonas com capacidade de dissipação de energia são as secções dos extremos das vigas e das colunas e as ligações viga-coluna.

As frequências próprias dos pórticos apresentados na fig. 6.1 são indicadas no quadro 6.1, tendo sido calculadas pelo programa de elementos finitos "LUSAS", considerando os membros dos pórticos como elementos BEAM (ver fig. 5.2) e as ligações entre vigas e colunas rígidas. A massa associada a cada piso foi calculada com base numa distribuição regular de pórticos de um edifício de escritórios, tendo sido

adoptado o valor $m = 200000Kg / m^3$. De salientar que nos pórticos P3x2b e P3x2c, para testar o efeito do aumento da massa dos pisos e deste modo a variação da frequência própria da estrutura, consideraram-se valores superiores a essa massa.

PÓRTICO	FREQUÊNCIA [Hertz]
P3x1a	1,71
P3-2x2a	1,94
P3x2a	1,58
P3x2b	0,80
P3x2c	0,40
P3x2d	0,90
P3x2e	2,26
P3x2f	1,12
P3x2g	1,31
P3x2h	1,81
P3x2i	1,57
P3x2j	1,54
P6x2a	0,90
P6x3a	0,88

Quadro 6.1 - Frequências próprias dos pórticos

Com excepção dos pórticos P3x2, em que se investigou a influência da variação de outros parâmetros (condições de apoio, altura do 1º piso, massa dos pisos e secção dos perfis metálicos), considerou-se comum a todos estes pórticos (versões “a”), e como parâmetros fixos, as seguintes características “standard”:

Dimensões:

- altura do 1º Piso: $5m$;
- diferença de altura entre os pisos seguintes: $3m$;
- largura dos tramos: $5m$.

Condições de apoio:

- rótula plástica.

Perfis metálicos:

- colunas: HEB260;
- vigas: IPE330.

6.1.1 - CARACTERÍSTICAS DOS PERFIS METÁLICOS

As características do material e as características geométricas da secção transversal são idênticas às apresentadas no ponto 5.1.1 para o pórtico P1a, excepto para algumas versões do pórtico P3x2, como a seguir se indica.

Nas simulações efectuadas no pórtico P3x2, foram considerados, quer para as vigas quer para as colunas, não só as secções dos perfis IPE e HEB comuns aos outros pórticos (versão “a”), mas também outras secções destes dois tipos de perfis metálicos, nomeadamente, perfis HEB220, HEB300, IPE270 e IPE400, a que correspondem as versões P3x2g, P3x2h, P3x2i e P3x2j respectivamente.

No quadro 6.2 são apresentadas as características geométricas destes quatro perfis metálicos [47].

PERFIL	HEB220	HEB300	IPE270	IPE400
$A [m^2]$	0,009104	0,01491	0,004595	0,008446
$I_Y [m^4]$	0,00002843	0,00008563	0,000004199	0,00001318
$I_Z [m^4]$	0,00008091	0,0002517	0,0000579	0,0002313
$I_t [m^4]$	0,0000007657	0,00000185	0,0000001954	0,0000005108
$A_{v,z} [m^2]$	0,00704	0,0114	0,002754	0,00486
$A_{v,y} [m^2]$	0,002792	0,004743	0,002214	0,004269
$M_{el,Rd} [KNm]$	202,3	461,5	117,9	317,9
$M_{pl,Rd} [KNm]$	227,4	514,0	133,1	359,4

Quadro 6.2 - Características geométricas dos perfis metálicos

Os significados das características geométricas dos perfis, indicadas na primeira coluna do quadro 6.2, são os mesmos que os referidos para o quadro 5.1.

6.1.2 - CARREGAMENTO ESTÁTICO E DINÂMICO

De forma idêntica ao assumido para o pórtico P1a, nestes pórticos, para simular as acções verticais a que o pórtico pode estar sujeito, consideraram-se a actuar sobre as colunas cargas concentradas, resultantes da distribuição dessas acções sobre as colunas.

Para as colunas do pórtico P1a, os valores destas acções são justificados no ponto 5.1.2 (ver fig. 5.3). No caso dos pórticos da fig. 6.1, para as colunas extremas, considerou-se o mesmo valor adoptado no pórtico simples, ou seja, $120KN$. Nas colunas intermédias aplicou-se uma carga pontual dupla da anterior, isto é, de $240KN$.

Para simular a acção dos sismos foi aplicado na base dos pórticos o mesmo acelerograma, gerado artificialmente a partir das densidades espectrais de potência de aceleração do *RSA*, já anteriormente utilizado nas modelações do pórtico P1a, que é representado na fig. 5.4.

6.1.3 - ELEMENTOS DE CONTROLO DO MECANISMO GLOBAL DE COLAPSO

Conforme já referido anteriormente, há a necessidade de considerar na base das colunas inferiores dos pórticos um elemento finito com comportamento bi-linear ou elásto-plástico perfeito, que permita simular a formação de rótulas plásticas na ligação da base ou na parte inferior das colunas. Com estes elementos é então possível controlar a formação do mecanismo global de colapso.

As características bi-lineares do comportamento desse elemento finito foram determinadas como se descreve no ponto 5.1.4, quer para o perfil HEB260 (abordado nesse ponto) quer para os perfis HEB220 e HEB300 utilizados, respectivamente, nos pórticos P3x2g e P3x2h.

6.2 - PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

À imagem do capítulo 5, os principais parâmetros cuja influência no valor do coeficiente de comportamento de uma estrutura metálica se pretendeu avaliar no presente capítulo, são as características do comportamento não-linear das ligações metálicas.

Para além dos factores relacionados com esse comportamento, foram considerados outros parâmetros, também importantes, característicos das estruturas metálicas, que podem ser determinantes no valor do coeficiente q .

6.2.1 - PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DAS LIGAÇÕES

Baseado no estudo efectuado com o pórtico simples, ficou-se a conhecer a influência dos parâmetros das ligações no coeficiente de comportamento duma estrutura, com a utilização de valores standard desses parâmetros. Como se pode ver no quadro 5.3 os valores adoptados abrangem situações que podem classificar as ligações de semi-rígidas ou rígidas, se considerarmos a rigidez inicial e a rigidez pós-elástica, e de rotuladas, de resistência parcial ou de resistência total, se considerarmos o momento resistente.

Como o objecto deste estudo incide em particular nas ligações semi-rígidas, com características aproximadas das ligações que na prática se podem materializar, e também com o intuito de reduzir o tempo de cálculo computacional, só se introduziram nestes pórticos ligações com características semi-rígidas e de resistência parcial (com a excepção referida na página seguinte em relação ao pórtico P3x2i).

Os valores standards de $S_{j,ini}$, M_j e $S_{j,pl}$ adoptados nesta fase do estudo encontram-se especificados no quadro 6.3.

Os valores da rigidez inicial das ligações são proporcionais à rigidez de flexão EI_b / L_b da viga ligada. Nos pórticos derivados do pórtico P3x2, nomeadamente P3x2i e P3x2j, são utilizados como vigas perfis IPE270 e IPE400 em substituição do perfil standard (IPE330) das versões “a”.

No quadro 6.4 são indicados os valores das rigidezes e dos momentos resistentes, essenciais para modelar as ligações, desses perfis IPE.

MOMENTO RESISTENTE M_j [KNm]	RIGIDEZ INICIAL $S_{j,ini}$ [KNm]	RIGIDEZ PÓS-ELÁSTICA $S_{j,pl}$ [% $S_{j,ini}$]
100	$12,5EI_b / L_b = 61792,5$	0
150	$25EI_b / L_b = 123585$	1
200		10

Quadro 6.3 - Valores de M_j , $S_{j,ini}$ e $S_{j,pl}$

PERFIL	$\frac{EI_b}{L_b}$ [KNm]	$12,5 \frac{EI_b}{L_b}$ [KNm]	$25 \frac{EI_b}{L_b}$ [KNm]	$M_{pl,Rd}$ [KNm]	$0,25M_{pl,Rd}$ [KNm]
IPE270	2431,8	30397,5	60795	121,0	30,3
IPE330	4943,4	61792,5	123585	201,1	50,3
IPE400	9714,6	121432,5	242865	326,8	81,7

Quadro 6.4 - Rigidezes e momentos resistentes dos perfis IPE

No pórtico P3x2i, como o momento resistente do perfil IPE270 é de 121,0KNm, se o momento resistente da ligação for superior a este valor (150KNm ou 200KNm) essa ligação é classificada como de resistência total.

6.2.2 - INFLUÊNCIA DE OUTROS PARÂMETROS NO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Os outros parâmetros cuja influência no coeficiente de comportamento de uma estrutura metálica se pretendeu avaliar, são os que a seguir se indicam:

- Massa dos pisos;
- Frequência própria fundamental dos pórticos;
- Rigidez das vigas e das colunas;
- Condições de apoio;
- Irregularidades.

Para efectuar estas avaliações foram escolhidos o pórtico P3x2a, em que se consideram os parâmetros com valores “standard” anteriormente referidos, e os pórticos P3x2b a P3x2j, nos quais o valor do parâmetro a estudar é modificado.

6.2.2.1 - FREQUÊNCIA PRÓPRIA DOS PÓRTICOS

Um dos parâmetros que se pretendeu estudar foi a influência da variação da frequência própria fundamental numa estrutura. Nesse propósito, para fazer variar a frequência própria fundamental, alterou-se o valor da massa dos pisos.

Deste modo, considerando como base o pórtico P3x2a correspondente a uma situação em que a massa dos pisos é de $200000\text{Kg}/\text{m}^3$, analisaram-se também os casos com massas de 4 e 16 vezes superiores, respectivamente $800000\text{Kg}/\text{m}^3$ (pórtico P3x2b) e $3200000\text{Kg}/\text{m}^3$ (pórtico P3x2c). Este aumento de massa resultou em frequências de 1/2 e 1/4 em relação à do pórtico com especificações “standard” (ver quadro 6.1).

Como facilmente se comprova outra forma de alterar o valor da frequência própria fundamental é mudar a rigidez das colunas. Para tal basta considerar perfis metálicos com secções de momento de inércia superior ou inferior que obtemos respectivamente maior ou menor frequência. Se analisarmos os valores das frequências próprias dos pórticos P3x2a, P3x2g e P3x2h, constantes do quadro 6.1, constatamos que isso se verifica. Contudo, o efeito da variação da secção transversal, ou seja, do tipo de perfil, no coeficiente de comportamento é abordado no ponto seguinte.

6.2.2.2 - RIGIDEZ DAS VIGAS E DAS COLUNAS

Relativamente a este parâmetro, analisou-se para além do pórtico P3x2a, em que se consideraram as colunas e as vigas como perfis HEB260 e IPE330 respectivamente, outras situações, em que se substituíram estes perfis por outros do mesmo tipo mas com maior ou menor rigidez. Conforme já referido, os perfis HEB escolhidos foram o HEB220 e o HEB300, e dos perfis IPE foram considerados o IPE270 e o IPE400.

Em relação às vigas com secção IPE, estes perfis apresentam uma relação largura-espessura da alma $d/t_w \leq 66$ e do banzo saliente $c/t_f \leq 9,2$, pelo que, tendo em consideração que são elementos com a alma sujeita predominantemente a flexão, têm secção transversal de classe 1 (consultar quadros 3.11 e 3.13). As secções desta classe são secções com capacidade de suportar grandes deformações plásticas antes de atingirem a rotura, permitindo também redistribuição de esforços.

De forma idêntica, seguindo as relações máximas largura-espessura dos elementos comprimidos expressas nos quadros acima mencionados, as secções dos perfis HEB utilizados como colunas também são classificadas de classe 1. De referir, que estes elementos têm a alma sujeita simultaneamente a flexão e compressão.

6.2.2.3 - CONDIÇÕES DE APOIO

Para averiguar qual a diferença existente, em termos do valor do coeficiente de comportamento, entre considerar pórticos com rótulas plásticas nos apoios ou simplesmente rotulados (rótula perfeita), simulou-se um pórtico em que a única alteração introduzida foi a colocação de apoios não restringidos às rotações. Esta versão do pórtico P3x2 foi designada por P3x2d.

6.2.2.4 - EXISTÊNCIA DE ALGUMAS IRREGULARIDADES

O objectivo desta parte do estudo é avaliar a variação do coeficiente de comportamento perante diferentes tipologias do pórtico P3x2, nas quais se consideram algumas irregularidades mais correntes.

Em resumo, as tipologias e respectivas irregularidades consideradas são seguidamente apresentadas:

- Diferença de pé-direito entre o 1º piso e os restantes.

Relativamente a esta irregularidade pode dizer-se que existe em todos os pórticos, embora de forma pouco acentuada, por isso, houve a necessidade de considerar um pórtico com o pé-direito dos pisos todos iguais ($3m$), considerado regular, e outro com uma diferença de pé-direito do 1º piso em relação aos

restantes bastante acentuada, ou seja, com pé-direito no 1º piso de $7m$. Estes pórticos são denominados de P3x2e e P3x2f.

- Existência de menos dois pisos no 1º tramo.

O pórtico com esta tipologia, pórtico P3-2x2a, já anteriormente caracterizado, encontra-se representado nas figs. 1.1 e 6.1.

6.2.3 - INFLUÊNCIA DO TIPO DE PÓRTICO

Outra das influências que foi investigada neste estudo paramétrico foi a do tipo de pórtico. Como é sabido foram utilizados 6 pórticos com diferentes geometrias, nos quais se consideraram valores standards das propriedades das ligações. É pois interessante comparar os resultados obtidos nos diversos pórticos, com os mesmos parâmetros e a mesma ligação.

De notar, que os 6 pórticos têm frequência própria fundamental diferente, tanto menor quanto mais elevado é o número de elementos que o constituem, o que permite analisar a variação do coeficiente de comportamento com a variação da frequência própria.

6.3 - RESULTADOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO

6.3.1 - QUADROS SÍNTESE DE RESULTADOS

Os valores dos coeficientes de comportamento obtidos nas simulações efectuadas com os pórticos P3x1a, P3x2a, P3x2b, P3x2c, P6x2a e P6x3a, encontram-se sintetizados nos quadros 6.5 a 6.10.

De referir que em relação aos pórticos P3x1a e P3x2a foram realizadas, em cada um, 19 simulações com diferentes combinações dos parâmetros das ligações e com os pórticos P3x2b, P3x2c, P6x2a e P6x3a 18 simulações.

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_Δ	q_Δ	a_θ	q_u	q_{Dub}
100-12,5-0	8	9	1,1	43	5,3	49	6,2	5,3
100-12,5-0,01	8	9	1,1	46	5,7	55	6,9	5,7
100-12,5-0,1	8	9	1,1	52	6,4	83	10,0	6,4
150-12,5-0	11	9	1,0	49	4,4	55	5,0	4,4
150-12,5-0,001	11	9	1,0	49	4,4	56	5,1	4,4
150-12,5-0,01	11	9	1,0	48	4,4	58	5,3	4,4
150-12,5-0,1	11	9	1,0	47	4,2	80	7,3	4,2
200-12,5-0	15	9	1,0	45	3,0	60	4,0	3,0
200-12,5-0,01	15	9	1,0	45	3,0	62	4,1	3,0
200-12,5-0,1	15	9	1,0	45	3,0	78	5,2	3,0
100-25-0	7	9	1,3	43	6,2	50	7,1	6,2
100-25-0,01	7	9	1,3	49	7,0	62	8,9	7,0
100-25-0,1	7	9	1,3	56	7,9	111	15,8	7,9
150-25-0	11	9	1,0	56	5,0	61	5,5	5,0
150-25-0,01	11	9	1,0	56	5,0	66	6,0	5,0
150-25-0,1	11	9	1,0	55	5,0	112	10,2	5,0
200-25-0	15	9	1,0	55	3,7	68	4,5	3,7
200-25-0,01	15	9	1,0	55	3,7	73	4,9	3,7
200-25-0,1	15	9	1,0	56	3,7	114	7,6	3,7

Quadro 6.5 - Resultados do pórtico P3x1a

Nos quadros atrás referidos, identicamente ao comentado para o quadro 5.4, os valores do amplificador do acelerograma assinalados com cor vermelha e azul indicam que se atingiu ou a cedência ou o estado limite considerado, respectivamente, ao nível do primeiro piso e na base das colunas. Os valores a verde, rosa ou amarelo indicam que o estado limite se verificou no 2º, 3º ou 4º piso respectivamente.

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_Δ	q_Δ	a_θ	q_u	q_{Dub}
100-12,5-0	9	8	1,0	56	6,2	62	6,9	6,2
100-12,5-0,01	9	8	1,0	58	6,4	65	7,2	6,4
100-12,5-0,1	9	8	1,0	50	5,6	100	11,1	5,6
150-12,5-0	13	8	1,0	48	3,7	60	4,6	3,7
150-12,5-0,001	13	8	1,0	48	3,7	61	4,7	3,7
150-12,5-0,01	13	8	1,0	47	3,6	68	5,2	3,6
150-12,5-0,1	13	8	1,0	43	3,3	106	8,1	3,3
200-12,5-0	18	8	1,0	40	2,2	66	3,7	2,2
200-12,5-0,01	18	8	1,0	40	2,2	72	4,0	2,2
200-12,5-0,1	18	8	1,0	40	2,2	113	6,3	2,2
100-25-0	8	9	1,1	52	6,5	62	7,8	6,5
100-25-0,01	8	9	1,1	56	6,9	68	8,5	6,9
100-25-0,1	8	8	1,1	44	5,4	107	13,3	5,4
150-25-0	11	8	1,0	44	4,0	54	4,9	4,0
150-25-0,01	11	8	1,0	43	3,9	64	5,8	3,9
150-25-0,1	11	8	1,0	39	3,6	105	9,6	3,6
200-25-0	15	8	1,0	38	2,5	55	3,7	2,5
200-25-0,01	15	8	1,0	38	2,5	62	4,1	2,5
200-25-0,1	15	8	1,0	38	2,5	105	7,0	2,5

Quadro 6.6 - Resultados do pórtico P3x2a

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_Δ	q_Δ	a_θ	q_u	q_{Dub}
100-12,5-0	9	8	1,0	57	6,3	63	7,0	6,3
100-12,5-0,01	9	8	1,0	59	6,6	65	7,2	6,6
100-12,5-0,1	9	8	1,0	60	6,6	90	10,0	6,6
150-12,5-0	14	8	1,0	59	4,2	69	5,0	4,2
150-12,5-0,01	14	8	1,0	59	4,2	72	5,1	4,2
150-12,5-0,1	14	8	1,0	58	4,1	94	6,7	4,1
200-12,5-0	18	8	1,0	57	3,2	78	4,4	3,2
200-12,5-0,01	18	8	1,0	57	3,2	81	4,5	3,2
200-12,5-0,1	18	8	1,0	57	3,2	103	5,7	3,2
100-25-0	8	8	1,0	55	6,9	61	7,6	6,9
100-25-0,01	8	8	1,0	62	7,7	69	8,6	7,7
100-25-0,1	8	8	1,0	60	7,4	118	14,7	7,4
150-25-0	12	8	1,0	58	4,8	69	5,8	4,8
150-25-0,01	12	8	1,0	57	4,8	75	6,2	4,8
150-25-0,1	12	8	1,0	57	4,8	117	9,7	4,8
200-25-0	16	8	1,0	56	3,5	77	4,8	3,5
200-25-0,01	16	8	1,0	56	3,5	82	5,1	3,5
200-25-0,1	16	8	1,0	56	3,5	114	7,1	3,5

Quadro 6.7 - Resultados do pórtico P3x2b

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_{Δ}	q_{Δ}	a_{θ}	q_u	q_{Dub}
100-12,5-0	3	3	1,0	23	7,6	29	9,8	7,6
100-12,5-0,01	3	3	1,1	25	8,2	47	15,8	8,2
100-12,5-0,1	3	3	1,1	26	8,7	59	19,6	8,7
150-12,5-0	5	3	1,0	26	5,3	43	8,5	5,3
150-12,5-0,01	5	3	1,0	26	5,2	48	9,6	5,2
150-12,5-0,1	5	3	1,0	24	4,8	64	12,9	4,8
200-12,5-0	7	3	1,0	22	3,1	40	5,8	3,1
200-12,5-0,01	7	3	1,0	22	3,1	45	6,4	3,1
200-12,5-0,1	7	3	1,0	22	3,1	67	9,6	3,1
100-25-0	3	4	1,2	25	8,3	32	10,8	8,3
100-25-0,01	3	4	1,3	33	10,8	49	16,4	10,8
100-25-0,1	3	4	1,2	26	8,8	72	23,9	8,8
150-25-0	5	4	1,0	30	6,0	44	8,8	6,0
150-25-0,01	5	4	1,0	29	5,8	57	11,3	5,8
150-25-0,1	5	4	1,0	25	4,9	71	14,2	4,9
200-25-0	7	4	1,0	23	3,3	40	5,7	3,3
200-25-0,01	7	4	1,0	23	3,3	61	8,7	3,3
200-25-0,1	7	4	1,0	23	3,2	67	9,6	3,2

Quadro 6.8 - Resultados do pórtico P3x2c

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_{Δ}	q_{Δ}	a_{θ}	q_u	q_{Dub}
100-12,5-0	11	11	1,0	69	6,3	77	7,0	6,3
100-12,5-0,01	11	11	1,0	76	6,9	90	8,2	6,9
100-12,5-0,1	11	11	1,0	72	6,5	134	12,2	6,5
150-12,5-0	17	11	1,0	82	4,8	97	5,7	4,8
150-12,5-0,01	17	11	1,0	84	4,9	100	5,9	4,9
150-12,5-0,1	17	11	1,0	72	4,2	133	7,8	4,2
200-12,5-0	22	11	1,0	80	3,7	101	4,6	3,7
200-12,5-0,01	22	11	1,0	78	3,5	104	4,7	3,5
200-12,5-0,1	22	11	1,0	61	2,8	135	6,1	2,8
100-25-0	12	13	1,1	75	6,3	83	6,9	6,3
100-25-0,01	12	13	1,1	78	6,5	101	8,4	6,5
100-25-0,1	12	13	1,1	61	5,1	133	11,1	5,1
150-25-0	18	13	1,0	82	4,6	94	5,2	4,6
150-25-0,01	18	13	1,0	87	4,8	102	5,7	4,8
150-25-0,1	18	13	1,0	63	3,5	129	7,2	3,5
200-25-0	24	13	1,0	81	3,4	97	4,0	3,4
200-25-0,01	24	13	1,0	72	3,0	104	4,3	3,0
200-25-0,1	24	13	1,0	62	2,6	125	5,2	2,6

Quadro 6.9 - Resultados do pórtico P6x2a

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_Δ	q_Δ	a_θ	q_u	q_{Dub}
100-12,5-0	11	11	1,0	73	6,7	80	7,3	6,7
100-12,5-0,01	11	11	1,0	77	7,0	95	8,7	7,0
100-12,5-0,1	11	11	1,0	70	6,4	132	12,0	6,4
150-12,5-0	17	11	1,0	84	4,9	96	5,6	4,9
150-12,5-0,01	17	11	1,0	83	4,9	99	5,8	4,9
150-12,5-0,1	17	11	1,0	71	4,2	132	7,7	4,2
200-12,5-0	22	11	1,0	77	3,5	102	4,6	3,5
200-12,5-0,01	22	11	1,0	77	3,5	105	4,8	3,5
200-12,5-0,1	22	11	1,0	76	3,4	137	6,2	3,4
100-25-0	11	12	1,0	73	6,6	81	7,3	6,6
100-25-0,01	11	12	1,1	81	7,4	97	8,9	7,4
100-25-0,1	11	11	1,0	65	5,9	127	11,5	5,9
150-25-0	17	11	1,0	81	4,7	92	5,4	4,7
150-25-0,01	17	11	1,0	82	4,8	99	5,8	4,8
150-25-0,1	17	11	1,0	65	3,8	121	7,1	3,8
200-25-0	23	11	1,0	65	2,8	96	4,2	2,8
200-25-0,01	23	11	1,0	67	2,9	103	4,5	2,9
200-25-0,1	23	11	1,0	55	2,4	117	5,1	2,4

Quadro 6.10 - Resultados do pórtico P6x3a

Nos quadros 6.11 a 6.15 são apresentados os resultados referentes às simulações efectuadas com os pórticos P3x2d, P3x2dc, P3x2e, P3x2f, P3x2g, P3x2h, P3x2i, P3x2j e P3-2x2a.

Em cada pórtico deste tipo foram efectuadas apenas 2 simulações, correspondentes a ligações com parâmetros de valores intermédios, ou seja, $M_j = 150KNm$, $S_{j,pl} = 0,01$ e $S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$ ou $S_{j,ini} = 25EI_b / L_b$.

Nos quadros mencionados são também apresentados, para facilitar a comparação dos resultados, para as mesmas ligações, os valores obtidos no pórtico P3x2a, e eventualmente o P3x1a (quadro 6.15), com características “standards”.

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_Δ	q_Δ	a_θ	q_u	q_{Dub}
P3x2a 150-12,5-0,01	13	8	1,0	47	3,6	68	5,2	3,6
P3x2d 150-12,5-0,01	20	7	1,0	37	1,8	87	4,4	1,8
P3x2c 150-12,5-0,01	5	3	1,0	26	5,2	48	9,6	5,2
P3x2dc 150-12,5-0,01	9	3	1,0	15	1,6	40	4,5	1,6
P3x2a 150-25-0,01	11	8	1,0	43	3,9	64	5,8	3,9
P3x2d 150-25-0,01	19	7	1,0	37	1,9	103	5,4	1,9

Quadro 6.11 - Resultados dos pórticos P3x2d e P3x2dc

O pórtico P3x2dc, além de se considerar com apoios rotulados, tem a particularidade de se considerar a massa associada a cada piso de $3200000Kg/m^3$, valor idêntico ao utilizado nas propriedades do pórtico P3x2c. Por esta razão o coeficiente de comportamento obtido é também comparado com o coeficiente de comportamento do pórtico P3x2c, ao qual correspondem iguais ligações (ver quadro 6.11).

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_{Δ}	q_{Δ}	a_{θ}	q_u	q_{Dub}
P3x2e 150-12,5-0,01	12	8	1,0	51	4,3	74	6,2	4,3
P3x2a 150-12,5-0,01	13	8	1,0	47	3,6	68	5,2	3,6
P3x2f 150-12,5-0,01	12	7	1,0	65	5,4	117	9,7	5,4
P3x2e 150-25-0,01	12	9	1,0	60	5,0	72	6,0	5,0
P3x2a 150-25-0,01	11	8	1,0	43	3,9	64	5,8	3,9
P3x2f 150-25-0,01	10	6	1,0	56	5,6	132	13,2	5,6

Quadro 6.12 - Resultados dos pórticos P3x2e e P3x2f

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_{Δ}	q_{Δ}	a_{θ}	q_u	q_{Dub}
P3x2g 150-12,5-0,01	16	7	1,0	38	2,4	120	7,5	2,4
P3x2a 150-12,5-0,01	13	8	1,0	47	3,6	68	5,2	3,6
P3x2h 150-12,5-0,01	11	9	1,0	61	5,5	65	6,0	5,5
P3x2g 150-25-0,01	16	9	1,0	40	2,5	129	8,1	2,5
P3x2a 150-25-0,01	11	8	1,0	43	3,9	64	5,8	3,9
P3x2h 150-25-0,01	11	10	1,0	69	6,3	77	7,0	6,3

Quadro 6.13 - Resultados dos pórticos P3x2g e P3x2h

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_{Δ}	q_{Δ}	a_{θ}	q_u	q_{Dub}
P3x2i 150-12,5-0,01	20	9	1,0	46	2,3	87	4,4	2,3
P3x2a 150-12,5-0,01	13	8	1,0	47	3,6	68	5,2	3,6
P3x2j 150-12,5-0,01	11	8	1,0	55	5,0	66	6,0	5,0
P3x2i 150-25-0,01	18	9	1,0	43	2,4	80	4,4	2,4
P3x2a 150-25-0,01	11	8	1,0	43	3,9	64	5,8	3,9
P3x2j 150-25-0,01	8	8	1,0	51	6,3	66	8,3	6,3

Quadro 6.14 - Resultados dos pórticos P3x2i e P3x2j

Ligação	a_y	a_s	q_s	a_Δ	q_Δ	a_θ	q_u	q_{Dub}
P3x2a 150-12,5-0,01	13	8	1,0	47	3,6	68	5,2	3,6
P3-2x2a 150-12,5-0,01	15	10	1,0	75	5,0	85	5,7	5,0
P3x1a 150-12,5-0,01	11	9	1,0	48	4,4	58	5,3	4,4
P3x2a 150-25-0,01	11	8	1,0	43	3,9	64	5,8	3,9
P3-2x2a 150-25-0,01	12	9	1,0	77	6,4	92	7,7	6,4
P3x1a 150-25-0,01	11	9	1,0	56	5,0	66	6,0	5,0

Quadro 6.15 - Resultados do pórtico P3-2x2a

No quadro 6.5, assim como nos restantes quadros de resultados dos diversos pórticos, os valores indicados nas colunas têm o mesmo significado que o descrito para o quadro 5.4.

Efectivamente, o coeficiente de comportamento de cada pórtico com um determinado tipo de ligação é o indicado na coluna correspondente a q_{Dub} (coluna da direita), dado pelo menor valor dos coeficientes q_Δ , associado ao estado limite de acumulação de danos, e q_u , correspondente ao estado limite último. Notar que, em todas as simulações efectuadas nesta parte do estudo, o menor destes dois valores do coeficiente de comportamento é o relacionado com o *DLS*.

De salientar que, ao inverso do registado com o pórtico simples (P1a), em muitas simulações efectuadas com os diferentes pórticos, a formação do mecanismo de colapso global da estrutura ocorreu antes de se atingir a rotura de uma ligação (casos em que o valor de a_θ está representado a azul). A ocorrência deste mecanismo verificou-se quando os pórticos são modelados com ligações de rigidezes inicial e pós-elástica elevadas. Nestes casos, o coeficiente de comportamento em relação ao estado limite último é obtido considerando a amplificação do acelerograma que provoca a formação do mecanismo global de colapso.

6.3.2 - INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ INICIAL

Os gráficos de barras das figs. 6.2 a 6.7 mostram a influência da duplicação da rigidez inicial da ligação na variação do coeficiente de comportamento. Em cada gráfico são apresentados, para os três estados limites e para o coeficiente de comportamento efectivo, os resultados de 18 simulações.

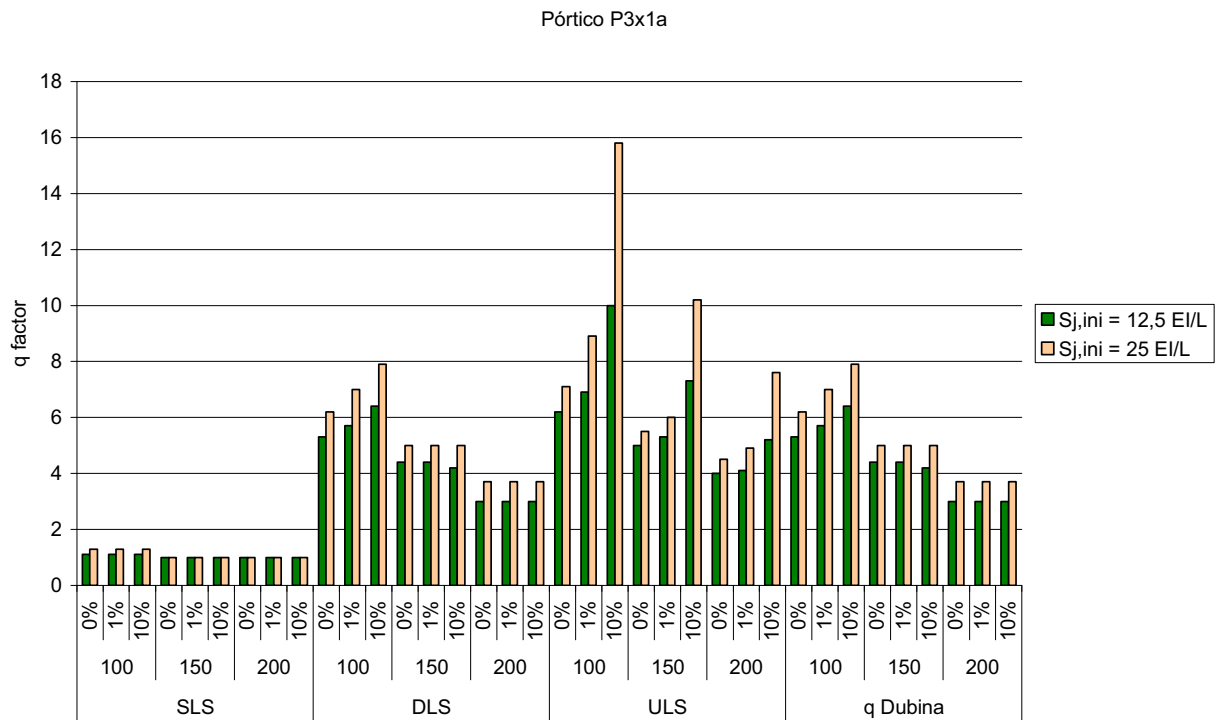


Figura 6.2 - Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento do pórtico P3x1a

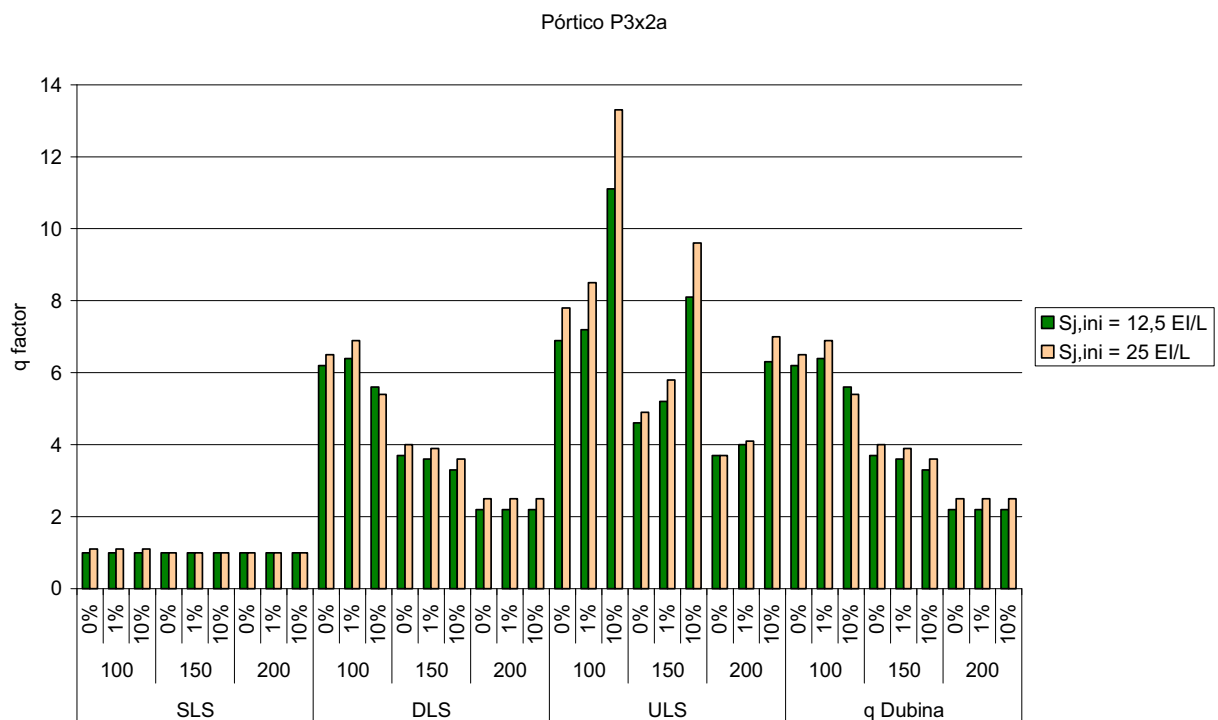


Figura 6.3 - Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2a

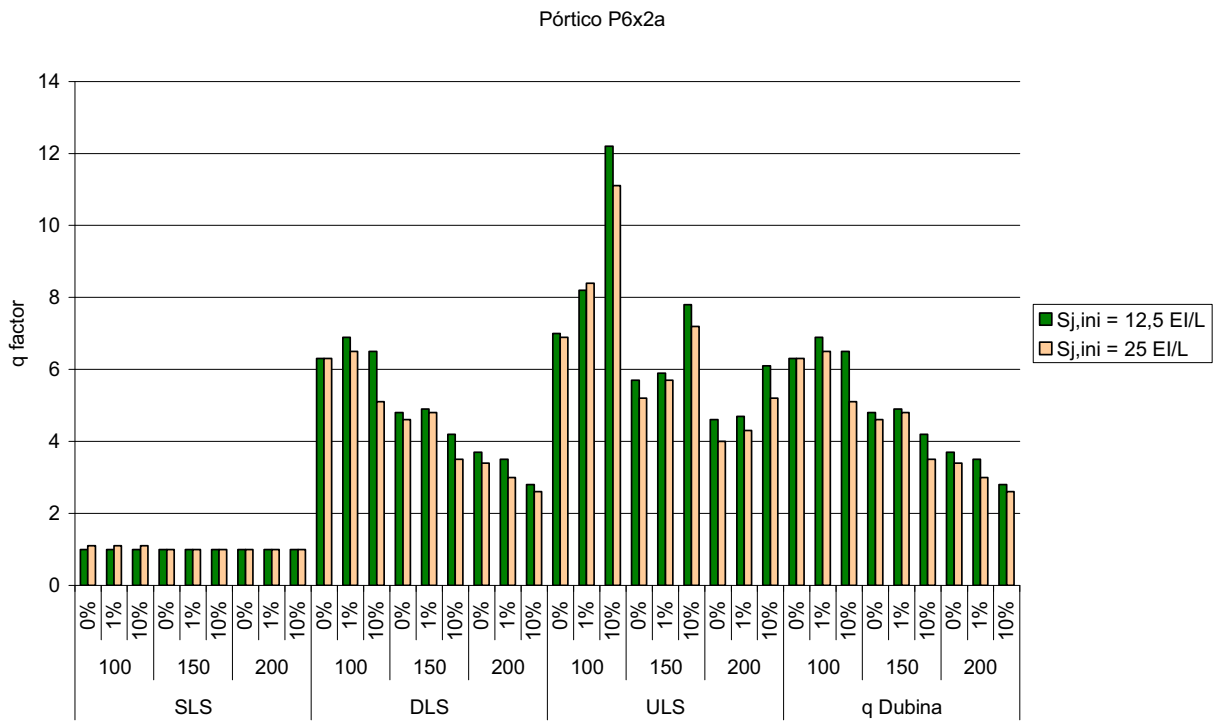


Figura 6.6 - Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento do pórtico P6x2a

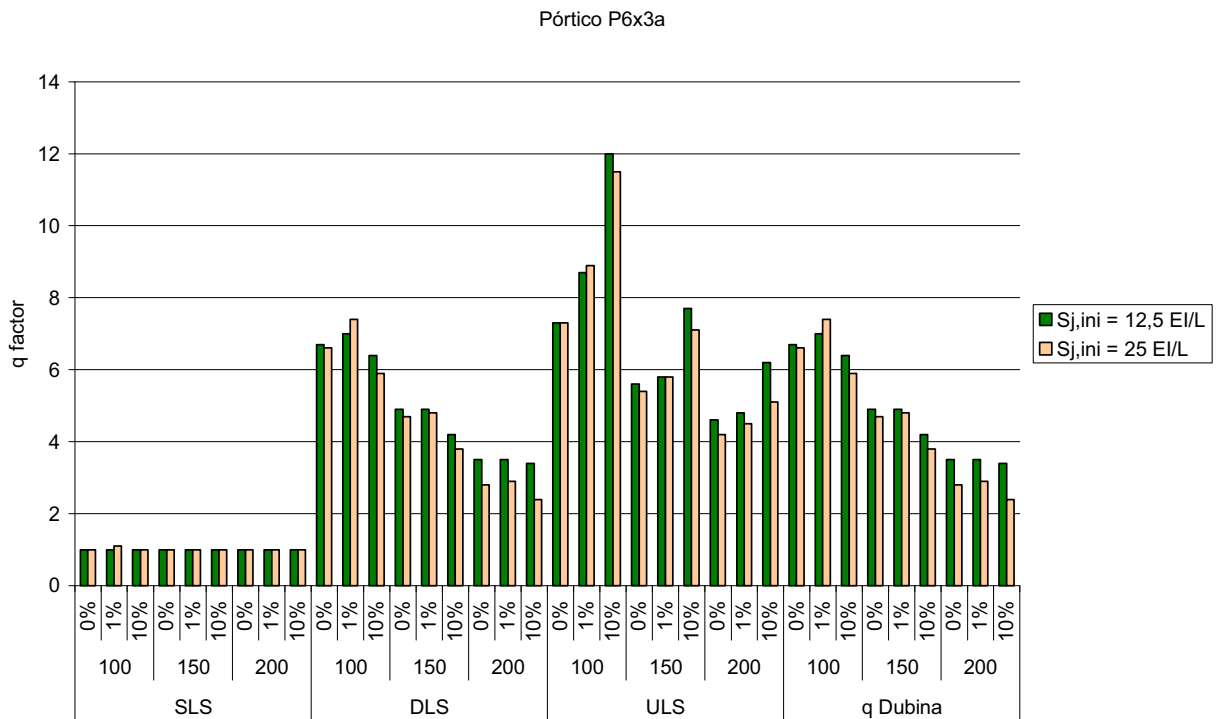


Figura 6.7 - Influência da rigidez inicial no coeficiente de comportamento do pórtico P6x3a

Como facilmente se pode concluir ao analisarmos os gráficos anteriores, a tendência do coeficiente de comportamento aumentar com o aumento da rigidez inicial das ligações, já constatada no capítulo 5 em relação ao pórtico P1a, apenas se verifica nos pórticos com menos pisos, ou seja, nos pórticos P3x1a, P3x2a, P3x2b e P3x2c.

Portanto, à exceção de alguns casos pontuais e dos estados limites de serviço, o aumento da rigidez elástica das ligações dos pórticos de 3 pisos implica o aumento do valor do coeficiente de comportamento.

Nos pórticos com 6 pisos, nomeadamente os P6x2a e P6x3a, em regra, a situação inverte-se, isto é, o aumento da rigidez inicial das ligações implica, embora de uma forma pouco acentuada, a diminuição do valor do coeficiente de comportamento. As exceções verificadas dizem respeito principalmente ao estado limite de serviço, em que se mantém constante, e a um caso no pórtico P6x3a (100--0,01).

Pode também verificar-se que o aumento ou diminuição do factor q com a variação da rigidez inicial, neste caso a sua duplicação, são pouco acentuados, quando comparados com o efeito da variação dos outros parâmetros característicos das ligações. No quadro 6.16 são indicadas as percentagens de variação do coeficiente de comportamento com a duplicação da rigidez elástica.

Ligação	P1a	P3x1a	P3x2a	P3x2b	P3x2c	P6x2a	P6x3a
100--0	+33	+17	+5	+10	+9	0	-1
100--0,01	+38	+23	+8	+17	+32	-6	+6
100--0,1	+43	+23	-4	+12	+1	-22	-8
150--0	+34	+14	+8	+14	+13	-4	-4
150--0,01	+23	+14	+8	+14	+12	-2	-2
150--0,1	+60	+19	+9	+17	+2	-17	-10
200--0	+29	+23	+14	+9	+6	-8	-20
200--0,01	+29	+23	+14	+9	+6	-14	-17
200--0,1	+60	+23	+14	+9	+3	-7	-29

Valores em percentagem [%]

Quadro 6.16 - Percentagens da variação do factor q com a duplicação de $S_{j,ini}$

Excluindo algumas situações do pórtico P1a, a variação do coeficiente de comportamento com o aumento da rigidez da ligação, dentro dos valores que a classificam de semi-rígida, não é significativa. A razão para este fenómeno é facilmente explicada, porque o aumento da rigidez inicial da ligação para o dobro não implica um grande aumento na sua ductilidade, sendo esta propriedade, não só das ligações mas

também das vigas e colunas, um factor influente no valor do coeficiente de comportamento de uma estrutura.

Considerando que a capacidade de rotação, ou ductilidade, da ligação se avalia pela sua capacidade de permanecer em regime plástico, e que o regime plástico se inicia quando esta atinge a sua rotação de cedência, θ_y , e finaliza quando a rotação de rotura, θ_u , é atingida, então, a ductilidade pode quantificar-se pela diferença entre θ_u e θ_y . Como nas ligações utilizadas o valor de θ_y toma valores bastante pequenos (ver quadro 6.17) quando comparados com os de θ_u definidos no quadro 4.2, a diminuição para metade da rotação de cedência, provocada pelo aumento para o dobro da rigidez inicial, não altera significativamente essa diferença, conforme ilustra a fig. 6.8, na qual o acréscimo de capacidade de rotação é representado a traço grosso.

	12,5 EI/L	25 EI/L
100 KNm	0,00162	0,00081
150 KNm	0,00243	0,00121
200 KNm	0,00324	0,00162

Valores em radianos [rad]

Quadro 6.17 - Valores da rotação de cedência, θ_y , das ligações

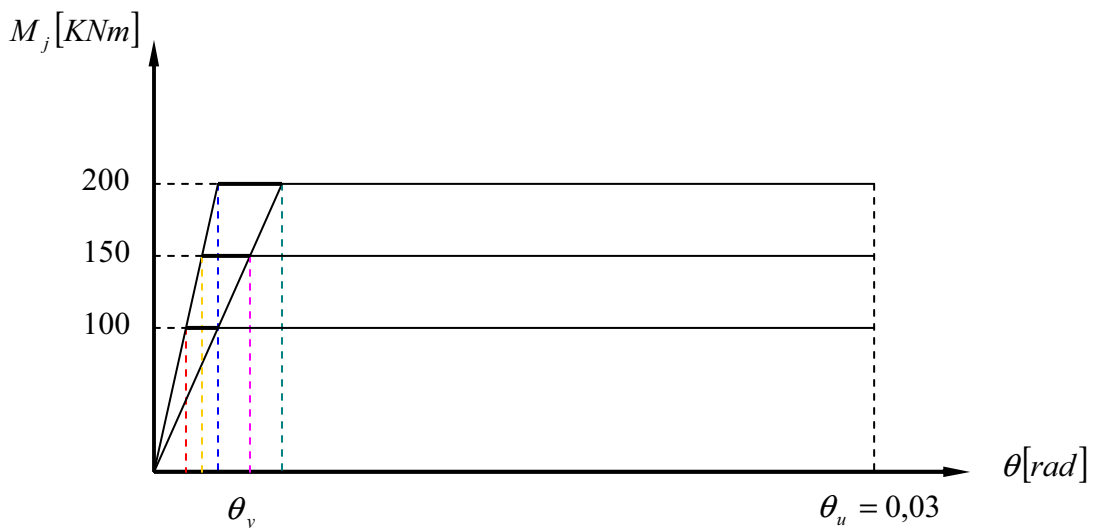


Figura 6.8 - Aumento da capacidade de rotação das ligações com $S_{j,pl} = 0$

Na figura da página anterior (fig. 6.8), os valores da rotação de cedência das ligações, θ_y , são os correspondentes aos que são indicados com a mesma cor no quadro 6.17.

6.3.3 - INFLUÊNCIA DO MOMENTO RESISTENTE

O estudo da influência da variação do momento resistente da ligação, M_j , no coeficiente de comportamento foi efectuado fazendo variar este parâmetro entre valores característicos de ligações de resistência parcial (indicados no quadro 6.3), nas quais o seu momento resistente é inferior ao momento plástico resistente da viga adjacente.

Nas figs. 6.9 a 6.14, os gráficos de barras mostram a influência da variação do momento resistente da ligação. Os resultados apresentados nestes gráficos correspondem a 18 simulações efectuadas.

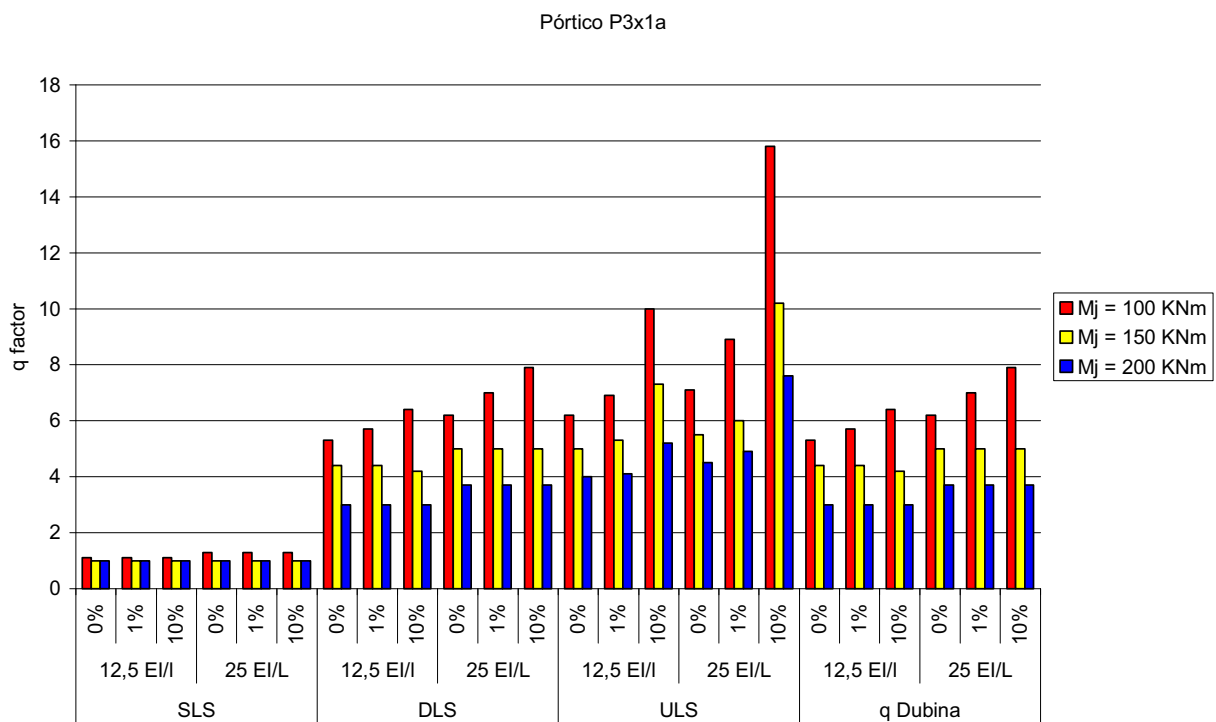


Figura 6.9 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P3x1a

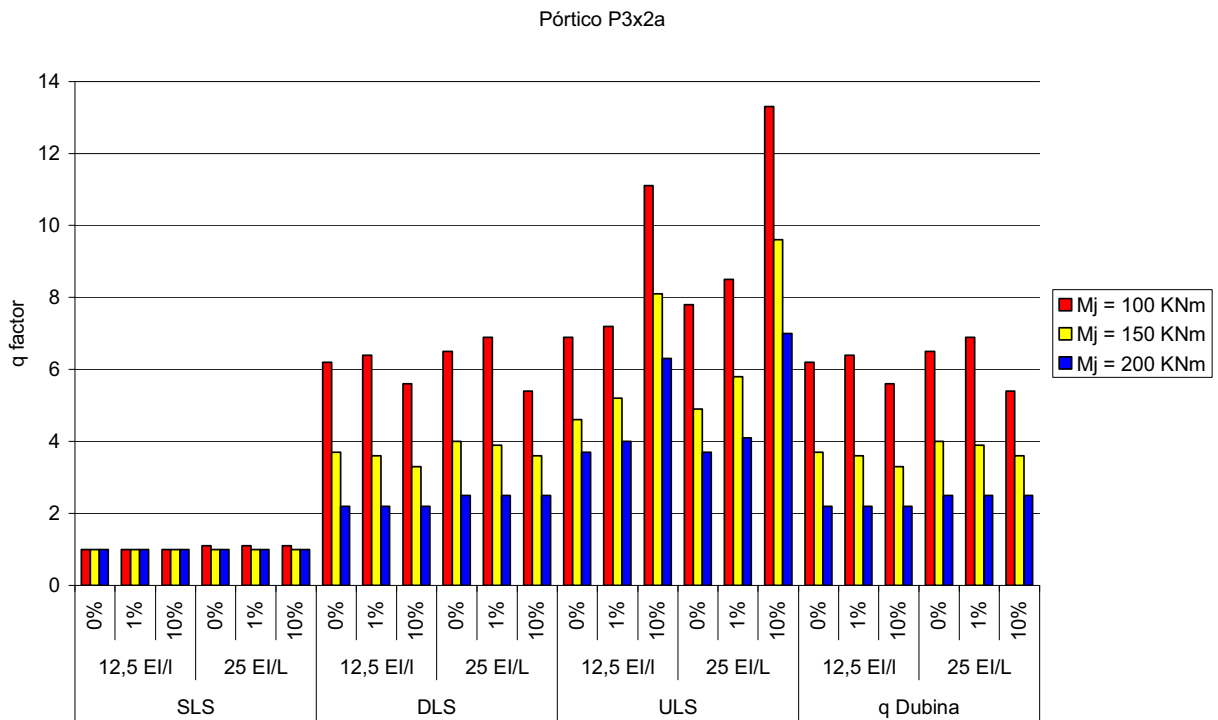


Figura 6.10 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2a

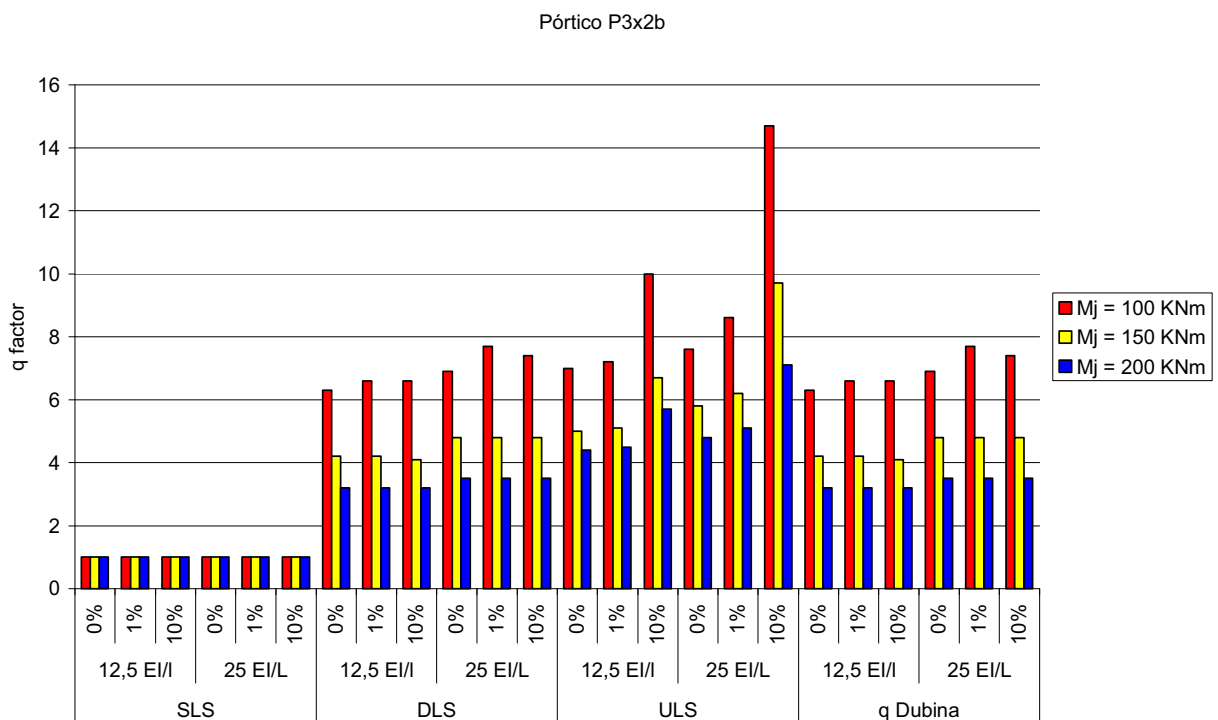


Figura 6.11 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2b

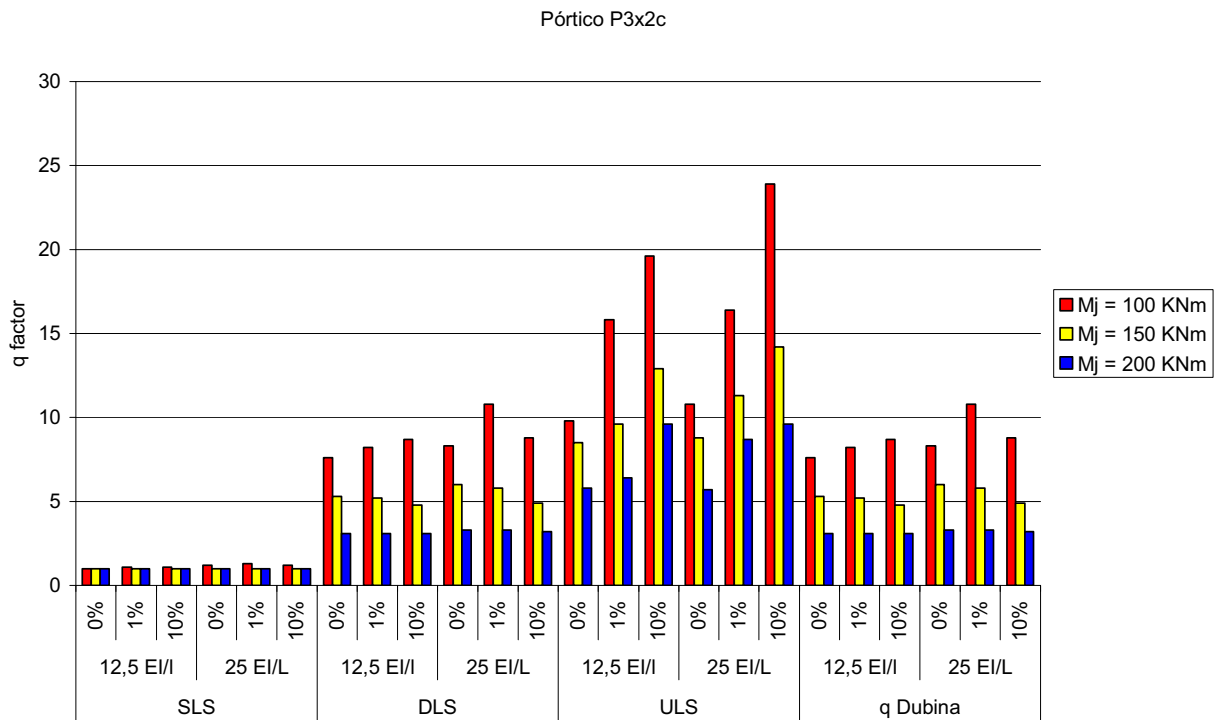


Figura 6.12 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2c

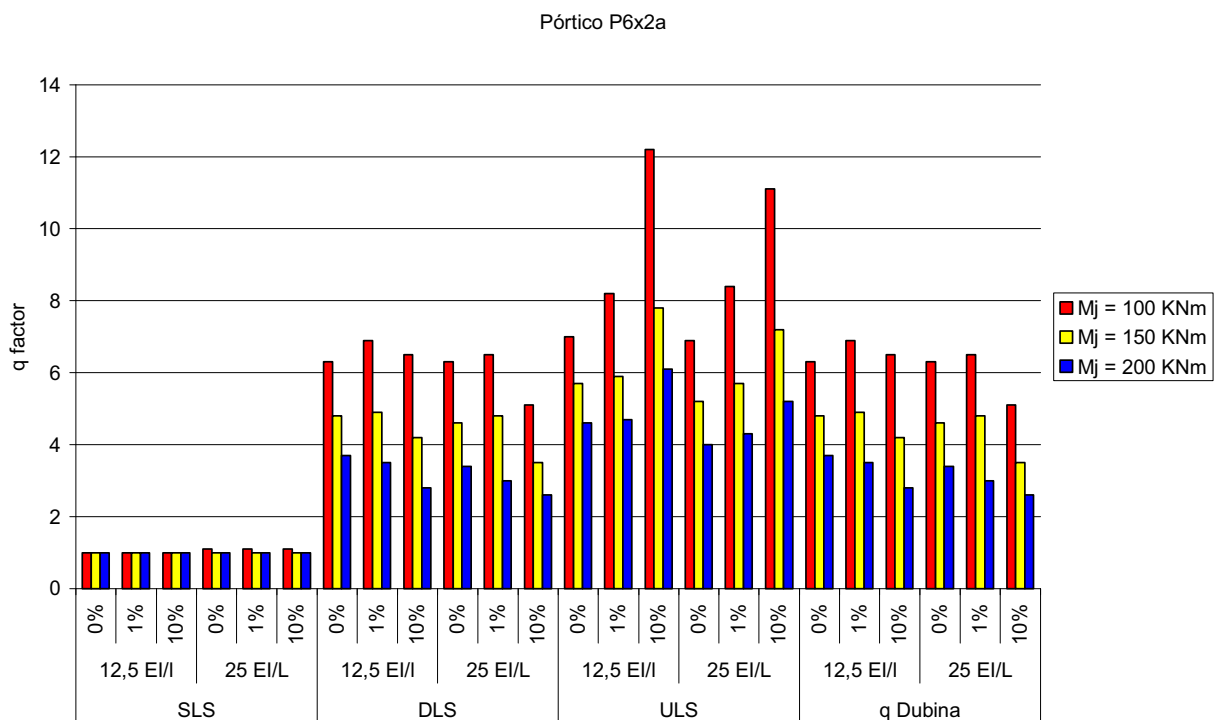


Figura 6.13 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P6x2a

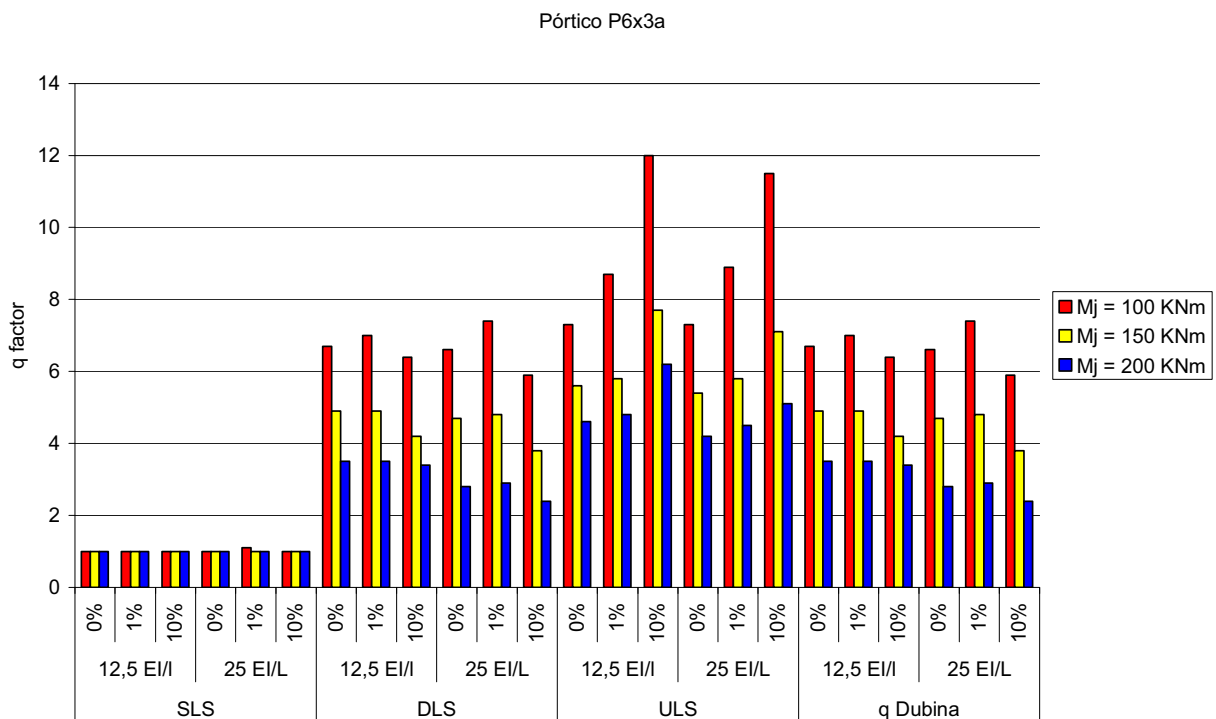


Figura 6.14 - Influência da resistência no coeficiente de comportamento do pórtico P6x3a

Da análise efectuada aos resultados expressos nas figs. 6.9 a 6.14, verifica-se que, para todas as tipologias de pórticos e para todos os estados limites, com o aumento do momento resistente da ligação decresce o valor do coeficiente de comportamento. De relembrar que este decréscimo também se verifica em relação ao pórtico P1a, mas somente nos casos em que as ligações têm resistência parcial, nas quais se forma a primeira rótula plástica.

Pode então concluir-se que, na generalidade dos pórticos com ligações semi-rígidas e parcialmente resistentes, se aumentarmos o momento resistente da ligação, o factor q diminui.

Em relação aos casos de pórticos com ligações de resistência total não será possível, apenas com os resultados disponíveis, estabelecer uma conclusão geral válida. Primeiro porque este tipo de ligações apenas foram aplicadas no pórtico P1a, e por outro lado, como já referido, com ligações de resistência elevada a primeira secção da estrutura a atingir a cedência é uma secção próxima da base da coluna, facto este que introduz um parâmetro diferente na sequência dos resultados. Seria portanto necessário, para retirar conclusões concretas, estudar os outros pórticos com ligações com esta característica, mas considerando o elemento da base das colunas também

com resistência mais elevada. Provavelmente que, nestes casos, o factor q continuaria a diminuir com o aumento da resistência das ligações.

A diminuição do coeficiente de comportamento com o aumento do momento resistente das ligações, justifica-se porque quanto mais cedo as ligações saírem do regime elástico, o que acontece quando o seu momento é relativamente baixo, maior será a capacidade de rotação plástica dessas ligações. Por outro lado, como o momento resistente das ligações é baixo, maior número de ligações entrará em cedência antes da primeira entrar em rotura, aumentando assim a ductilidade global da estrutura e, portanto, conferindo-lhe maior capacidade de dissipação da energia provocada pela acção sísmica.

Ao inverso do sucedido com a rigidez inicial, a diminuição da resistência das ligações para metade, de 200KNm para 100KNm , conduz a um incremento mais elevado do coeficiente de comportamento da estrutura. Esse aumento é expresso em percentagem no quadro 6.18.

Ligação	P1a	P3x1a	P3x2a	P3x2b	P3x2c	P6x2a	P6x3a
-12,5-0	+100	+77	+182	+97	+145	+70	+91
-12,5-0,01	+114	+90	+191	+106	+165	+97	+100
-12,5-0,1	+109	+113	+155	+106	+181	+132	+88
-25-0	+107	+68	+160	+97	+152	+85	+136
-25-0,01	+130	+89	+176	+120	+227	+117	+155
-25-0,1	+89	+114	+116	+111	+175	+96	+146

Valores em percentagem [%]

Quadro 6.18 - Percentagens da variação do factor q com a diminuição para metade de M_j

A razão para este aumento ser tão elevado, em média superior a 120%, é explicada pelo facto de estarmos em presença de pórticos que resistem essencialmente à flexão. O comportamento não-linear destes pórticos é portanto determinado pelo momento flector resistente dos seus elementos, tornando-o, por isso, sensível à sua variação.

Mais concretamente, no âmbito dos estudos efectuados, a variação do factor q com a resistência da ligação, pode ser explicada da seguinte forma:

Se considerarmos que antes da plastificação da primeira ligação todas elas estão em regime elástico, então, se diminuirmos para metade a sua resistência o

amplificador do acelerograma que provoca a cedência, a_y , também desce para metade (analisar quadros síntese de resultados no ponto 6.3.1); Como já referido, o coeficiente de comportamento é obtido, em todos os casos, pelo amplificador que atinge o estado limite DLS , a_{Δ} , ou seja, quando o deslocamento máximo inter-pisos excede 3% da diferença de cota entre pisos; Se analisarmos os valores deste amplificador nos quadros 6.5 a 6.10, verificamos que para quaisquer dois pórticos do mesmo tipo em que a única diferença entre ambos é a resistência das ligações (uma dupla da outra), os dois valores de a_{Δ} , salvo raras excepções, são bastante próximos; Mas, se compararmos as rotações efectivas das ligações correspondentes a estes dois valores de amplificação, $\theta_{a_{\Delta}}$, verificamos que diferem de um pórtico para o outro, sendo bastante menores as rotações no pórtico com as ligações mais resistentes; Isto demonstra que neste pórtico o regime plástico a que as ligações estão sujeitas é menor, e logo, a sua capacidade de rotação, além de não ser totalmente explorada, também é menor.

Na fig. 6.15, através de um exemplo concreto, baseado nos resultados de duas simulações efectuadas com o pórtico P6x3a (100-12,5-0 e 200-12,5-0), indicados no quadro 6.19, é ilustrada a diferença entre as capacidades efectivas de rotação das ligações desse pórtico com 100KNm de resistência e com 200KNm. Na mesma figura as capacidades efectivas de rotação estão representadas a traço grosso.

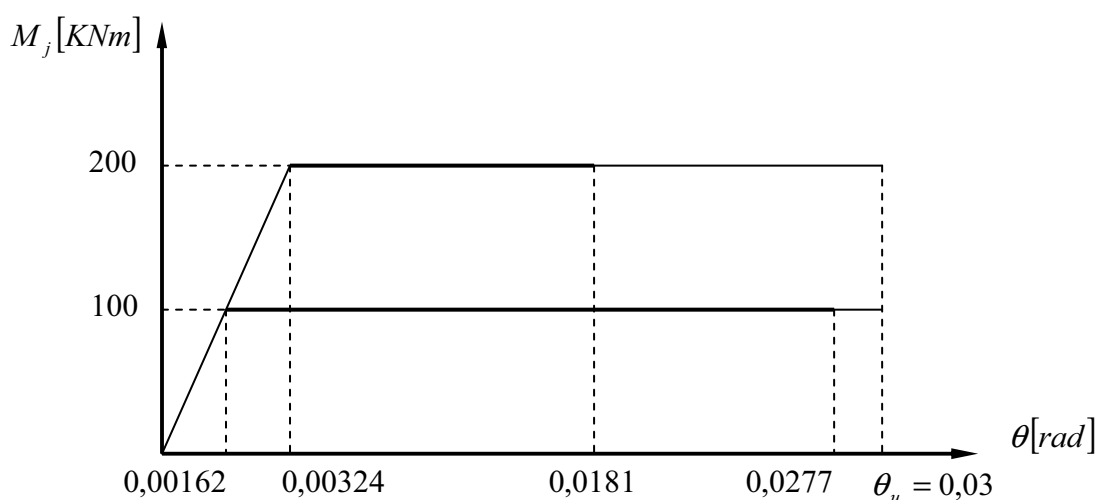


Figura 6.15 - Capacidade de rotação das ligações ($S_{j,ini} = 12,5EI_b / L_b$ e $S_{j,pl} = 0$)

Pórtico	a_y	θ_y	a_{Δ}	$\theta_{a_{\Delta}}$
P6x3a 100-12,5-0	11	0,00161	73	0,0277
P6x3a 200-12,5-0	22	0,00324	77	0,0181

Quadro 6.19 - Resultados expressos na fig. 6.15

De referir, que na situação em que se aumenta para o dobro a rigidez inicial das ligações de um determinado tipo de pórtico com uma determinada resistência e rigidez pós-elástica, assunto abordado no ponto anterior (ver quadro 6.17 e fig. 6.8), os dois valores de $\theta_{a_{\Delta}}$ obtidos para os dois casos, são muito aproximados, afectando, por isso, de igual modo a capacidade total de rotação dos dois tipos de ligação usados.

6.3.4 - INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ PÓS-ELÁSTICA

Nas figs. 6.16 a 6.21 são apresentados sob a forma de gráficos de barras os resultados relativos aos coeficientes de comportamento, obtidos para os pórticos analisados, de forma a ilustrar o efeito da variação da rigidez pós-elástica.

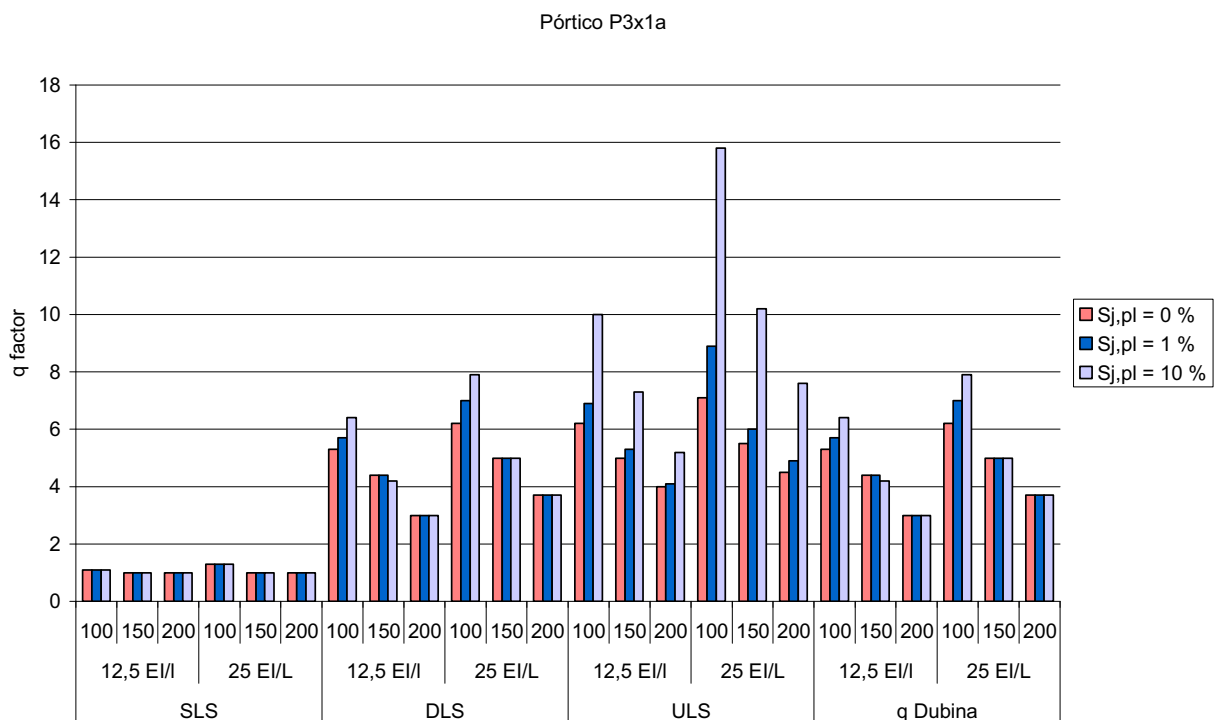


Figura 6.16 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P3x1a

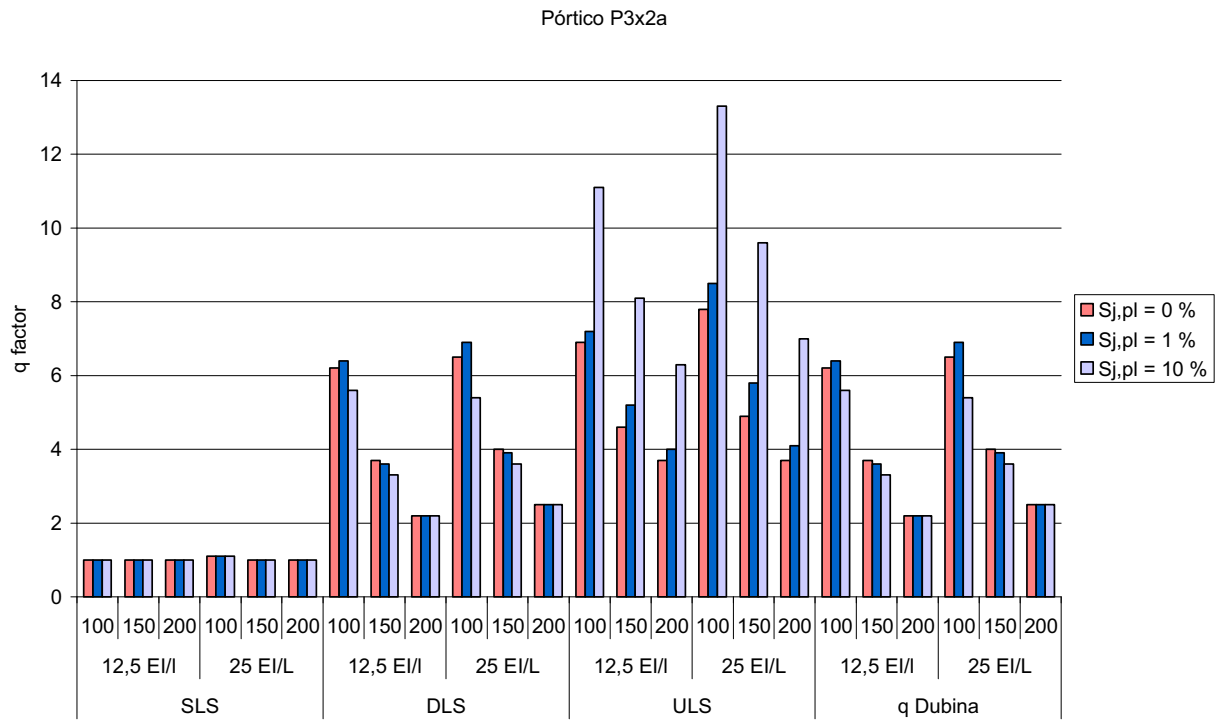


Figura 6.17 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2a

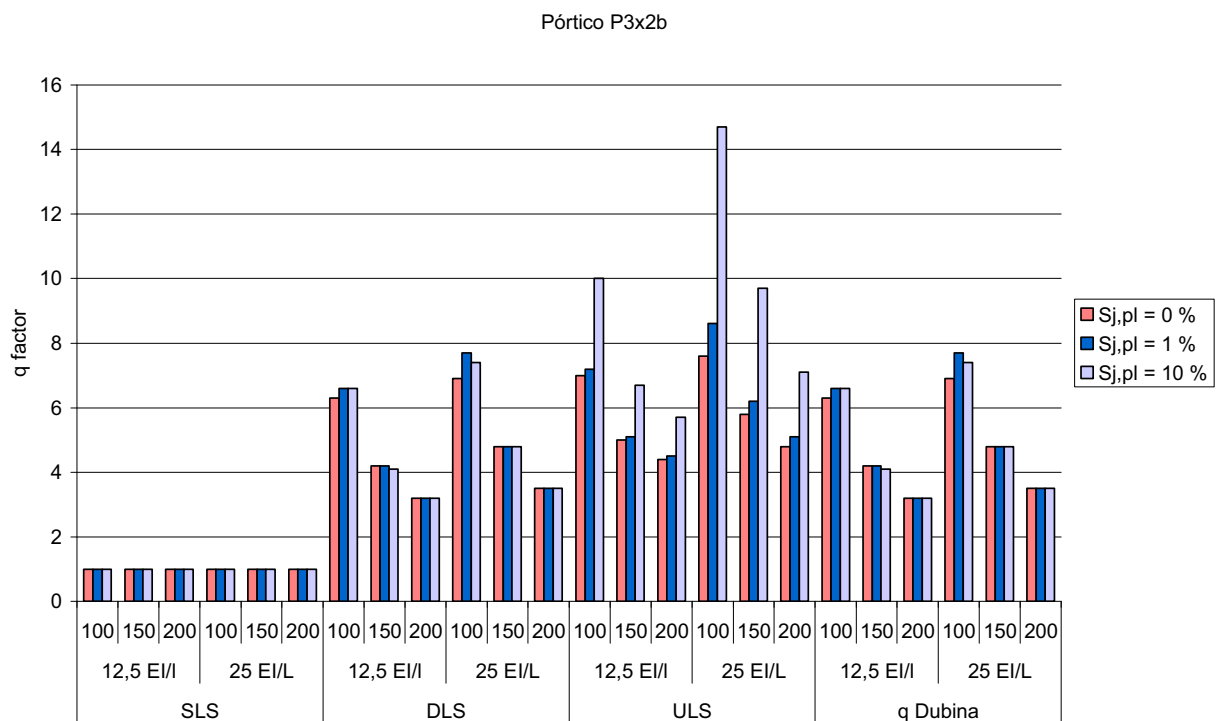


Figura 6.18 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2b

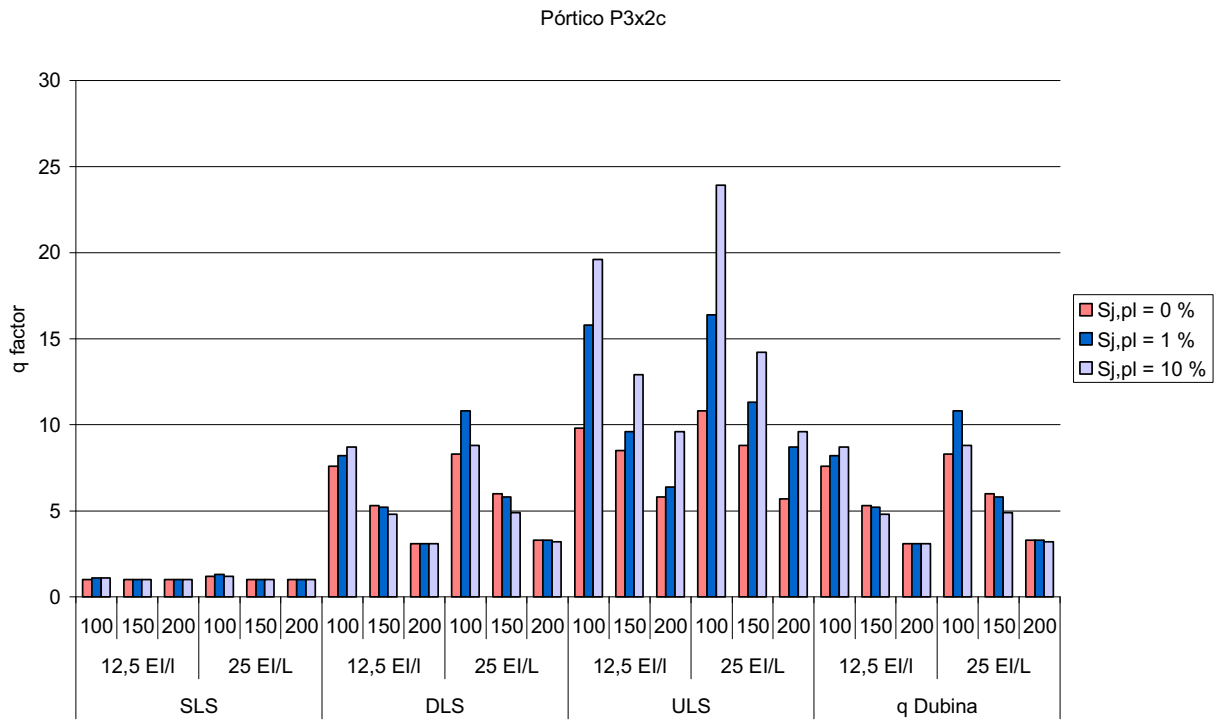


Figura 6.19 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P3x2c

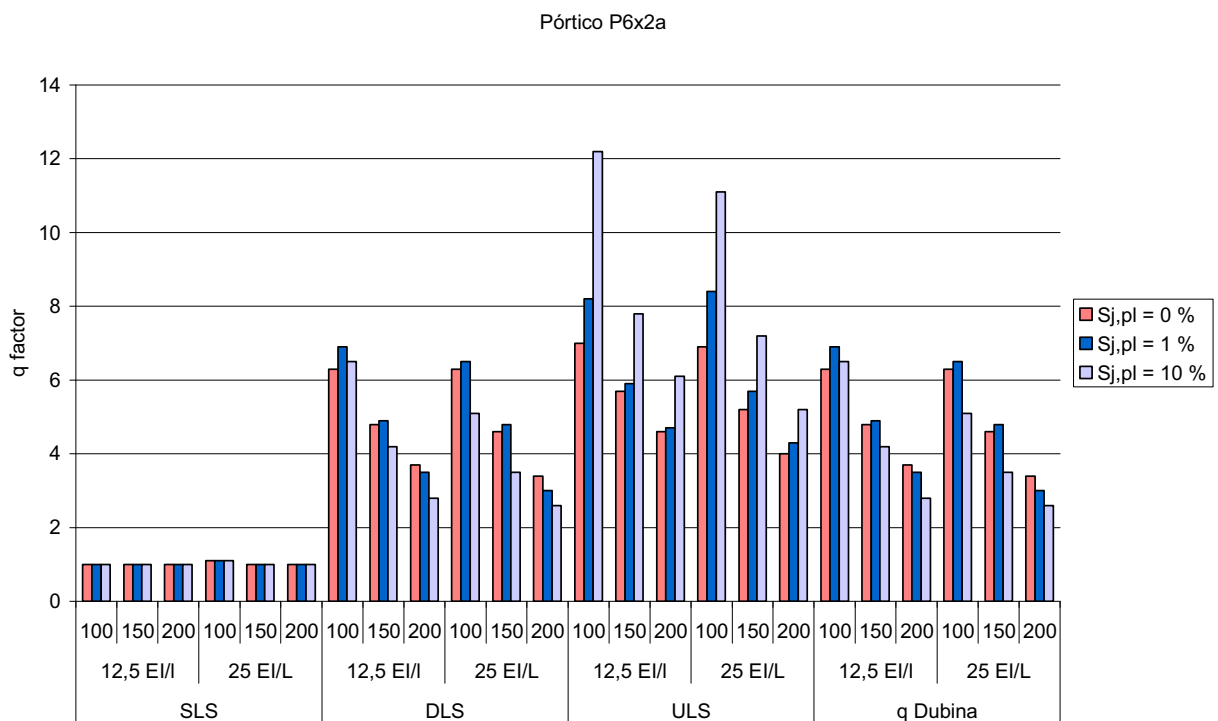


Figura 6.20 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P6x2a

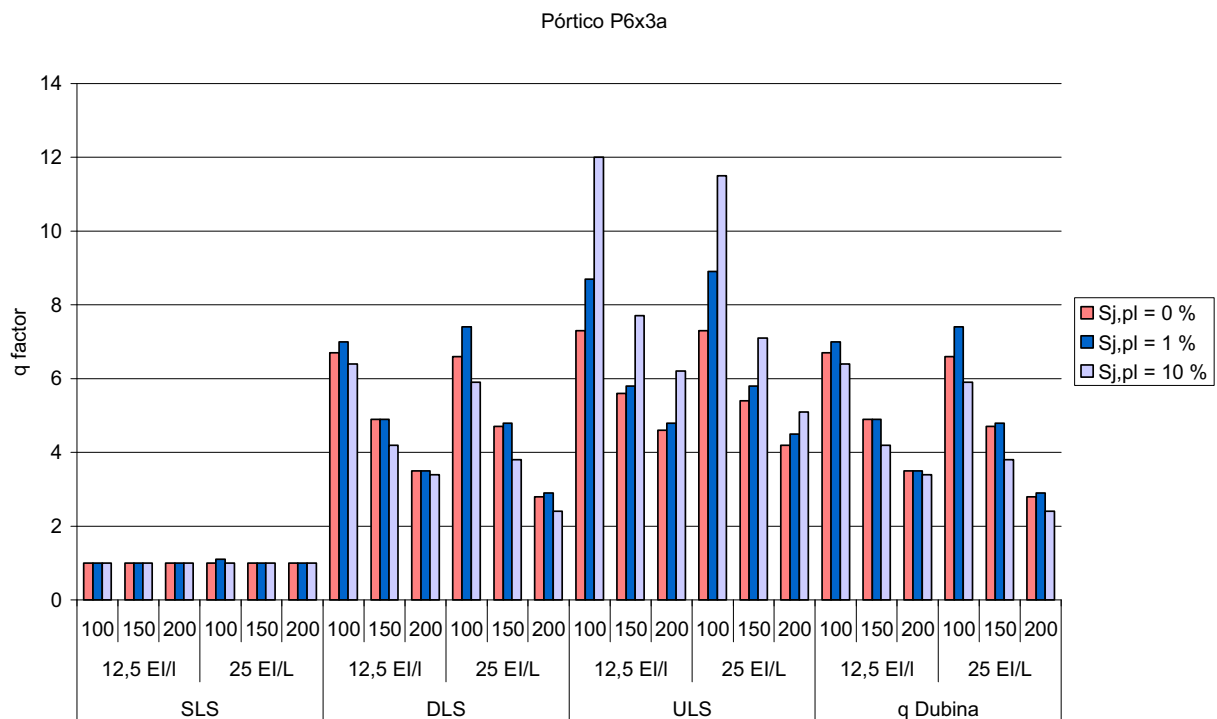


Figura 6.21 - Influência da rigidez pós-elástica no coeficiente de comportamento do pórtico P6x3a

À semelhança dos gráficos apresentados nos pontos 6.3.2 e 6.3.3, nas figs. 6.16 a 6.21, são comparados os coeficientes de comportamento para cada estado limite individualmente e os coeficientes de comportamento efectivos obtidos com base nos critérios da metodologia de Dubina.

Relativamente ao estado limite de serviço verifica-se que praticamente não existe alteração do coeficiente de comportamento com o aumento da rigidez pós-elástica das ligações, verificando-se que em todos os casos o coeficiente de comportamento é igual a 1, ou muito próximo deste valor.

No que diz respeito ao estado limite de acumulação de danos, e portanto também em relação ao coeficiente de comportamento efectivo da estrutura, pois, como já referido, para os pórticos ensaiados neste capítulo é este estado limite que condiciona o valor de q , da análise feita aos gráficos das figuras anteriores, constata-se que a variação desta rigidez não altera significativamente o valor do coeficiente de comportamento.

A variação do coeficiente de comportamento, para um aumento de 10 vezes da rigidez plástica, é expressa em percentagem no quadro 6.20.

Ligação	P1a	P3x1a	P3x2a	P3x2b	P3x2c	P6x2a	P6x3a
100-12,5-	+2	+12	-13	0	+6	-6	-9
150-12,5-	0	-5	-8	-2	-8	-14	-14
200-12,5-	+5	0	0	0	0	-20	-3
100-25-	+6	+13	-22	-4	-19	-22	-20
150-25-	+30	0	-8	0	-16	-27	-21
200-25-	+30	0	0	0	-3	-13	-17

Valores em percentagem [%]

Quadro 6.20 - Percentagens da variação do factor q com o aumento de 10 vezes de $S_{j,pl}$

A razão pela qual esta variação não é muito acentuada, de forma idêntica ao explicado em relação à rigidez elástica, deve-se ao facto do incremento da rigidez pós-elástica também não aumentar de forma expressiva a capacidade de rotação das ligações.

Se compararmos os resultados relativos ao estado limite último verificamos que para todos os tipos de pórticos e para qualquer configuração das ligações o aumento da rigidez pós-elástica implica um aumento do factor q . A razão para este aumento, conforme se demonstra na fig. 6.22, deve-se ao facto das ligações atingirem a rotura, ou seja, o *ULS*, quando submetidas a momentos tanto maiores quanto a rigidez pós-elástica, considerando que, para as três situações apresentadas na fig. 6.22, a rotação de rotura da ligação é igual. Como é lógico, quanto maior for o momento-flector actuante na ligação maior será o amplificador do acelerograma que o provoca, e então, o coeficiente de comportamento também será superior porque o amplificador que provoca a cedência das ligações é comum aos três casos.

De notar que, para o estado limite último, o aumento do coeficiente de comportamento com o aumento da rigidez pós-elástica é mais acentuado para valores mais altos desta rigidez, principalmente quando a resistência é baixa, isto porque, conforme se verifica na fig. 6.22, o aumento da rigidez de 1% para 10% também é mais acentuado que o aumento de 0% para 1%.

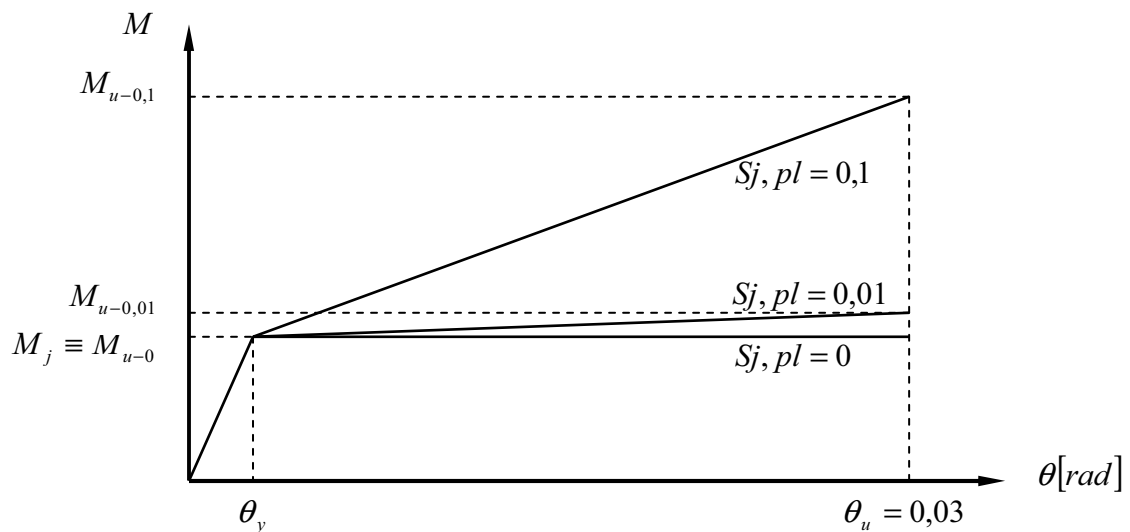


Figura 6.22 - Comparação dos momentos últimos das ligações com diferentes rigidezes pós-elástica

6.3.5 - INFLUÊNCIA DE OUTROS PARÂMETROS

6.3.5.1 - FREQUÊNCIA PRÓPRIA DOS PÓRTICOS

A influência do aumento da massa dos pisos, e o conseqüente decréscimo da frequência própria da estrutura, no valor do coeficiente de comportamento é apresentada nas figs. 6.23, 6.24 e 6.25, respectivamente, para os estados limites *SLS*, *DLS* e *ULS*.

De referir, que os coeficientes de comportamento efectivos dos pórticos, segundo o método de Dubina, coincidem com os da fig. 6.24, ou seja, são obtidos em relação o estado limite de acumulação de danos, que é o primeiro a ser atingido.

Em relação ao estado limite de serviço não se verifica alteração significativa do valor do coeficiente de comportamento, salientando-se apenas a existência de um pequeno aumento em alguns casos, nos quais as ligações têm baixa resistência ($M_j = 100\text{KNm}$).

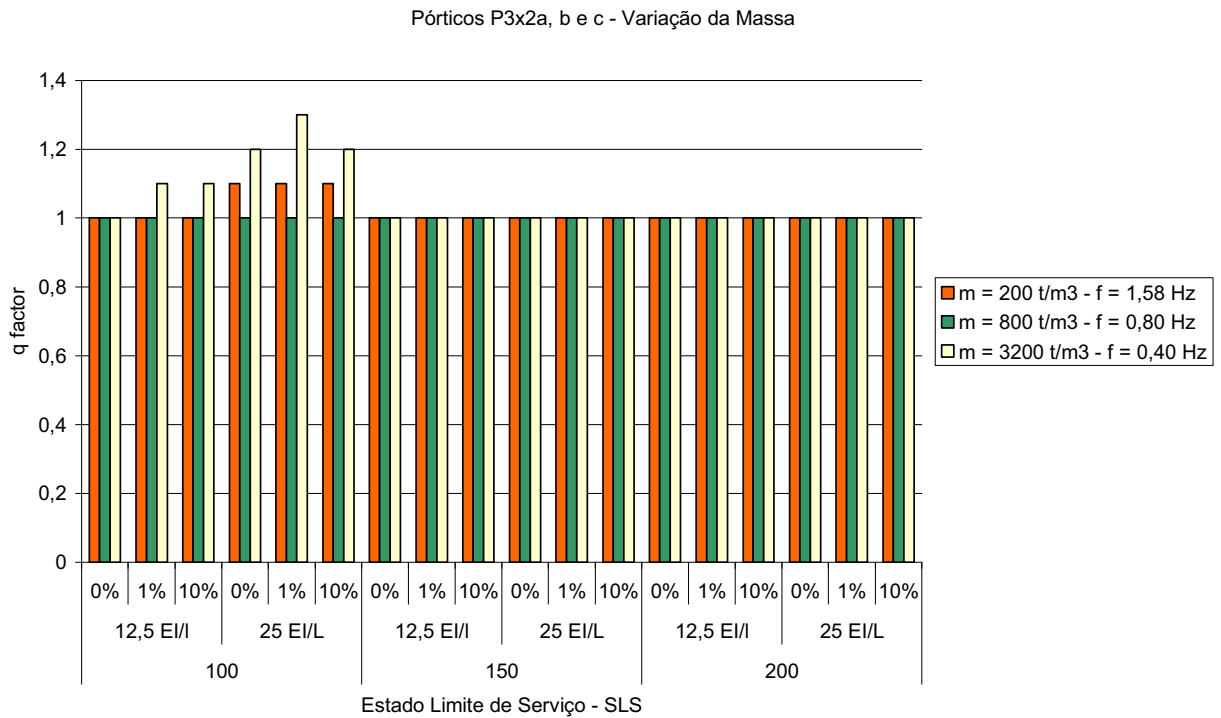


Figura 6.23 - Influência da massa e da frequência própria da estrutura no coeficiente de comportamento, para o SLS

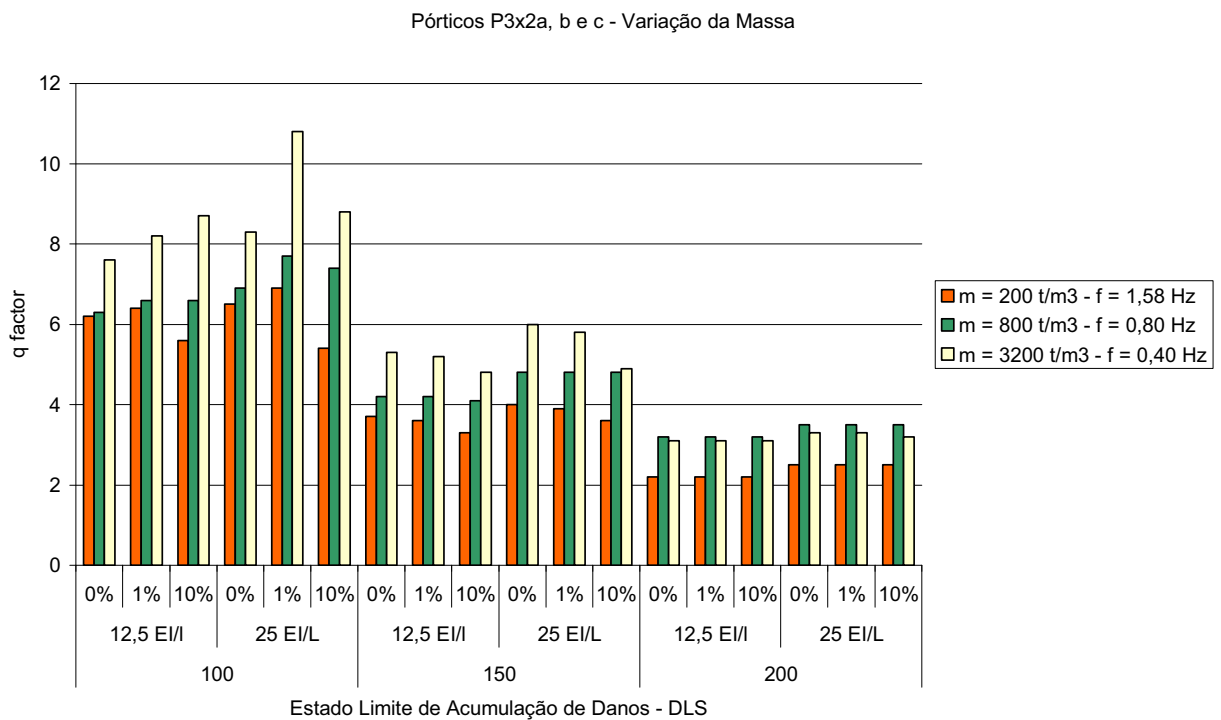


Figura 6.24 - Influência da massa e da frequência própria da estrutura no coeficiente de comportamento, para o DLS

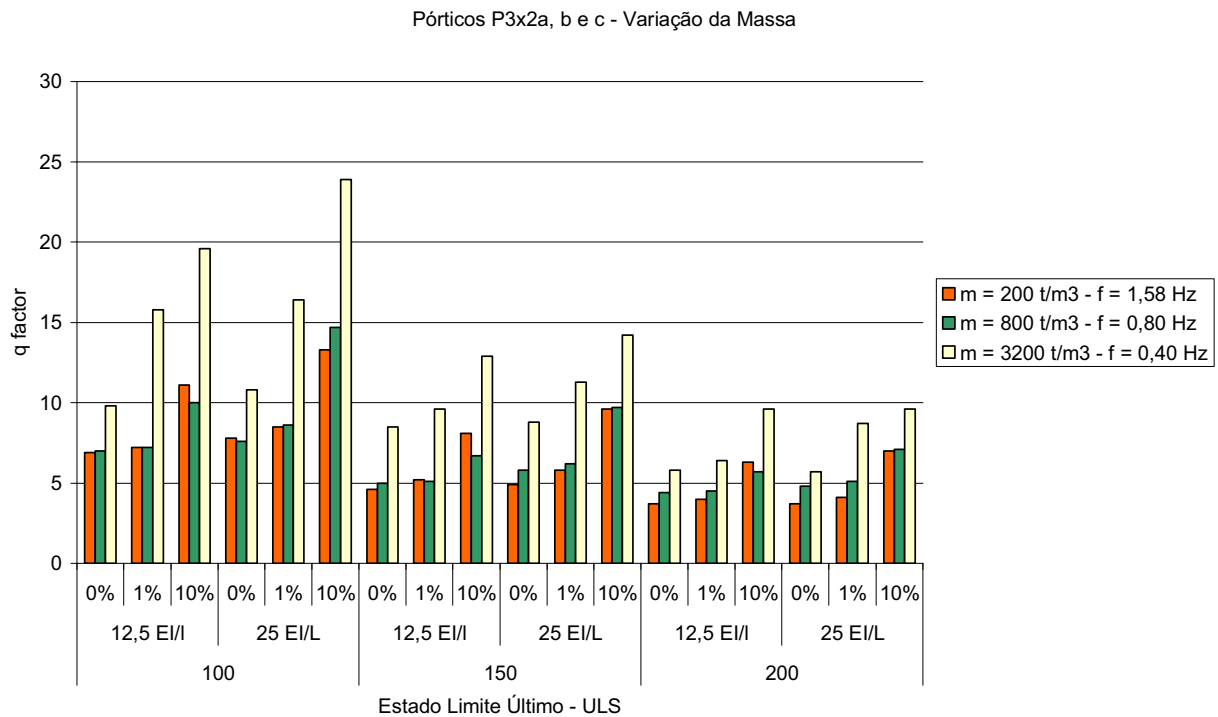


Figura 6.25 - Influência da massa e da frequência própria da estrutura no coeficiente de comportamento, para o ULS

Considerando o estado limite último, na maioria dos casos, o aumento da massa provoca um aumento do factor q . Este aumento é bastante acentuado principalmente quando se diminui a frequência de $0,80 \text{ Hz}$ para $0,40 \text{ Hz}$ e para pórticos com ligações de baixa resistência.

Na generalidade das situações estudadas o coeficiente de comportamento efectivo, ver fig. 6.24, aumenta quando se diminui a frequência própria da estrutura. Verifica-se que esse aumento é mais elevado para pórticos com ligações de resistência baixa e quando se passa de $0,80 \text{ Hz}$ para $0,40 \text{ Hz}$. Nos casos de pórticos com ligações de momento resistente mais próximo do momento plástico das vigas ($M_j = 200 \text{ KNm}$), verifica-se um aumento do factor q quando a frequência desce de $1,58 \text{ Hz}$ para $0,80 \text{ Hz}$, mas, a variação de $0,80 \text{ Hz}$ para $0,40 \text{ Hz}$ não modifica de forma relevante o valor do coeficiente de comportamento, verificando-se até, para todos os casos, um ligeiro decréscimo.

O facto da massa ao nível dos pisos ser aumentada vai provocar maiores deslocamentos horizontais em toda a estrutura, o que implica também rotações superiores nas ligações, tanto maiores quanto o aumento da massa, originando a cedência das ligações para multiplicadores do acelerograma cada vez menores, o mesmo se passando com o multiplicador que origina o deslocamento máximo inter-pisos.

Esta situação explica a tendência generalizada do aumento do coeficiente q com o aumento da massa, porque o decréscimo do multiplicador da cedência é superior ao do multiplicador que provoca o deslocamento máximo, como se exemplifica de seguida.

Se compararmos os valores do amplificador do acelerograma que causa a cedência das ligações, verificamos que, em média, os relativos aos pórticos com maior massa (ver quadro 6.8) são de grandeza na ordem de 35% e 43% menores que os relativos aos pórticos com menor massa (ver quadro 6.6), respectivamente quando esses pórticos têm ligações com menor ou maior resistência. Por outro lado, ao analisarmos os mesmos quadros, verifica-se em relação aos multiplicadores relativos ao estado limite de acumulação de danos, que a sua relação de grandeza é, em média, de aproximadamente 50% e 58%, respectivamente para os mesmos casos de ligações.

6.3.5.2 - RIGIDEZ DAS VIGAS E DAS COLUNAS

Conforme referido no ponto 6.2.2.2 analisaram-se pórticos com elementos viga e coluna de secção transversal com momento de inércia inferior e superior aos elementos IPE330 e HEB260 dos pórticos de características “standard”, o que confere à estrutura, na sua globalidade, menor ou maior rigidez conforme se diminui ou aumenta a secção transversal dos perfis. Os resultados dessas análises são apresentados nas figs. 6.26 e 6.27, de forma a permitir comparar os coeficientes de comportamento obtidos com a variação deste parâmetro.

Relativamente à mudança das dimensões da secção dos perfis metálicos IPE e HEB, conclui-se que quanto maior for a rigidez destes elementos maior será o coeficiente de comportamento. As únicas excepções verificadas dizem respeito à

variação da rigidez das colunas para o *ULS* em que, com os resultados obtidos, nada se pode concluir em relação à sua influência no factor q .

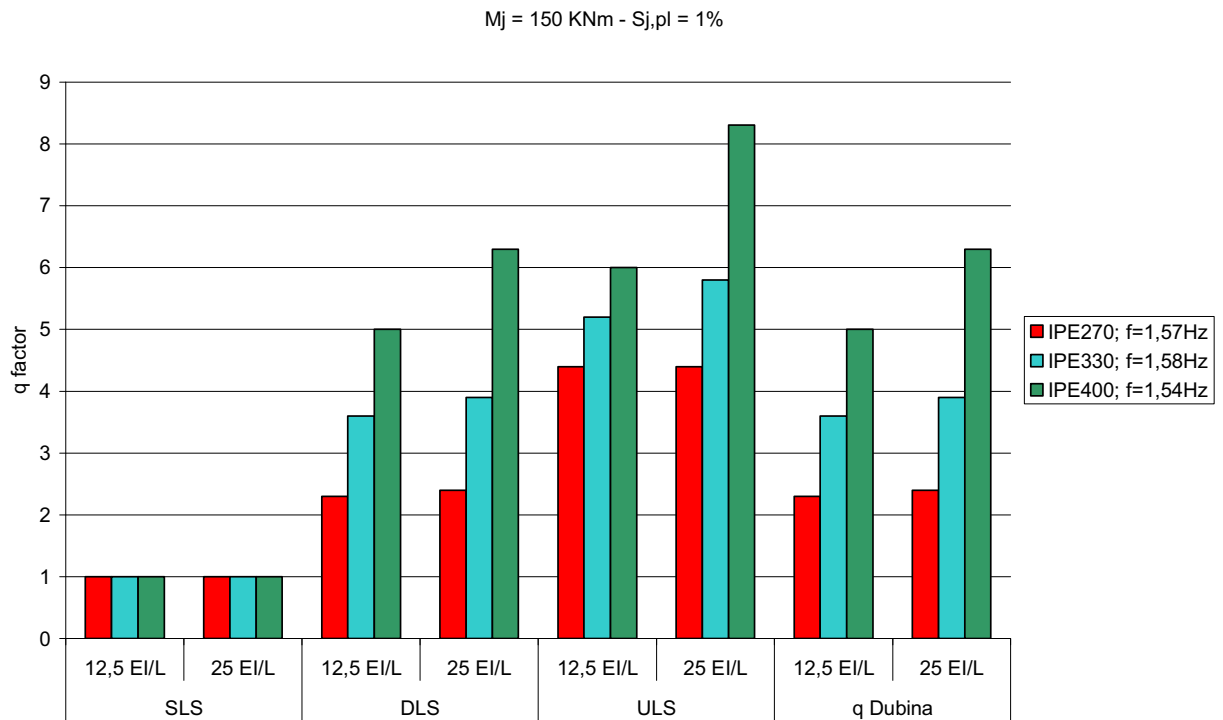


Figura 6.26 - Influência da rigidez das vigas

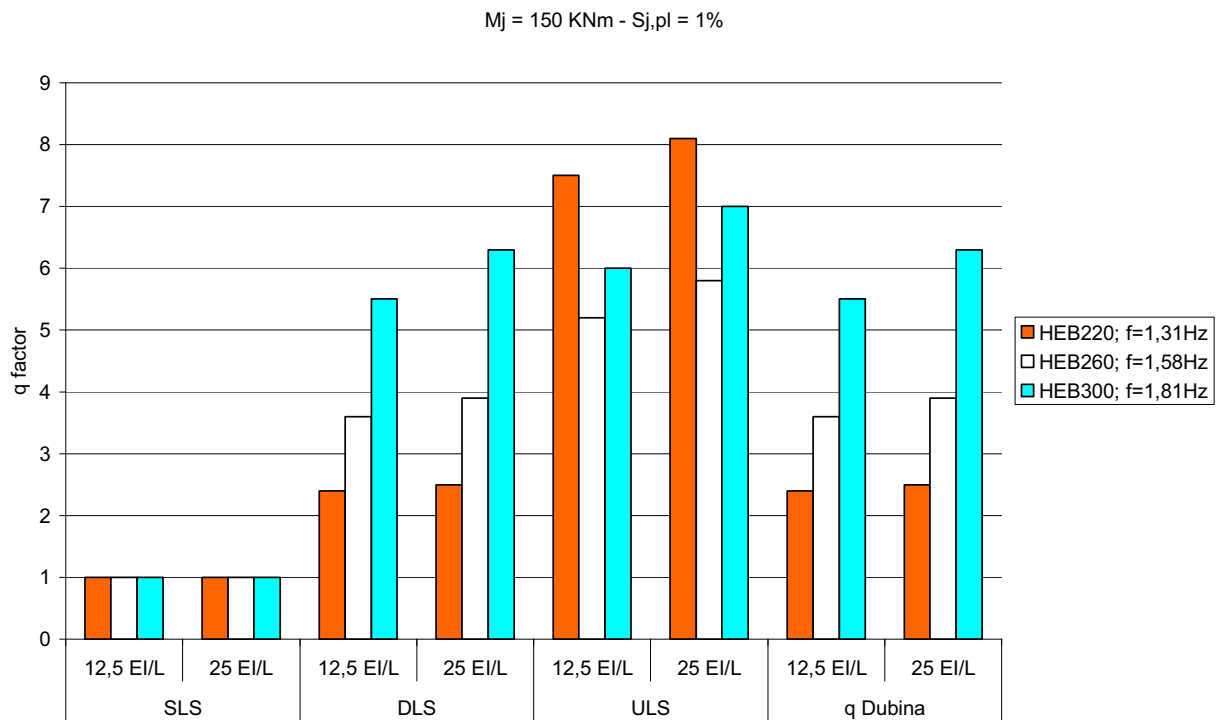


Figura 6.27 - Influência da rigidez das colunas

O aumento do coeficiente de comportamento com a variação da rigidez das colunas facilmente se explica porque quanto mais rígido for o elemento coluna menores serão os deslocamentos de andar e portanto o estado limite ocorre para amplificações do acelerograma maiores. Além disso, quanto mais rígidas forem as colunas maiores serão os esforços que se desenvolvem nas zonas das ligações, provocando a sua cedência para valores um pouco menores do multiplicador do acelerograma (ver os valores de a_y e a_Δ do quadro 6.13).

Para o aumento da rigidez das vigas, o processo é explicado de forma análoga ao que se passa com as colunas, embora de forma contrária. O amplificador que provoca a cedência tem uma redução expressiva com o aumento da rigidez das vigas, isto porque obriga as ligações a suportar maiores rotações, enquanto que o amplificador correspondente ao deslocamento máximo inter-pisos apenas sofre um pequeno incremento, motivado pelo aumento da rigidez global da estrutura (analisar os valores de a_y e a_Δ do quadro 6.14).

6.3.5.3 - CONDIÇÕES DE APOIO

Nas figs. 6.28 e 6.29 são apresentados resultados do pórtico P3x2 com condições de apoio diferentes:

- Rótula plástica;
- Rotulado (rótula perfeita).

Quando comparados os coeficientes de comportamento para ambos os casos, verifica-se que estes são bastante menores para o pórtico com apoios simples (rotulados). A situação é explicada pelo facto do pórtico com estas condições de apoio ter maiores deslocamentos horizontais, permitidos pela rotação nos apoios. Por este motivo as ligações não sofrem rotações tão elevadas, plastificando para multiplicadores mais altos, não se explorando por isso a ductilidade da estrutura convenientemente.

De notar que os coeficientes de comportamento correspondentes ao *ULS*, apesar de menores para a situação rotulada, não têm uma diferença tão significativa. Atribui-se este resultado ao facto deste coeficiente de comportamento apenas depender das rotações de cedência e última, não interferindo, de forma significativa, na sua quantificação as rotações imputadas aos apoios.

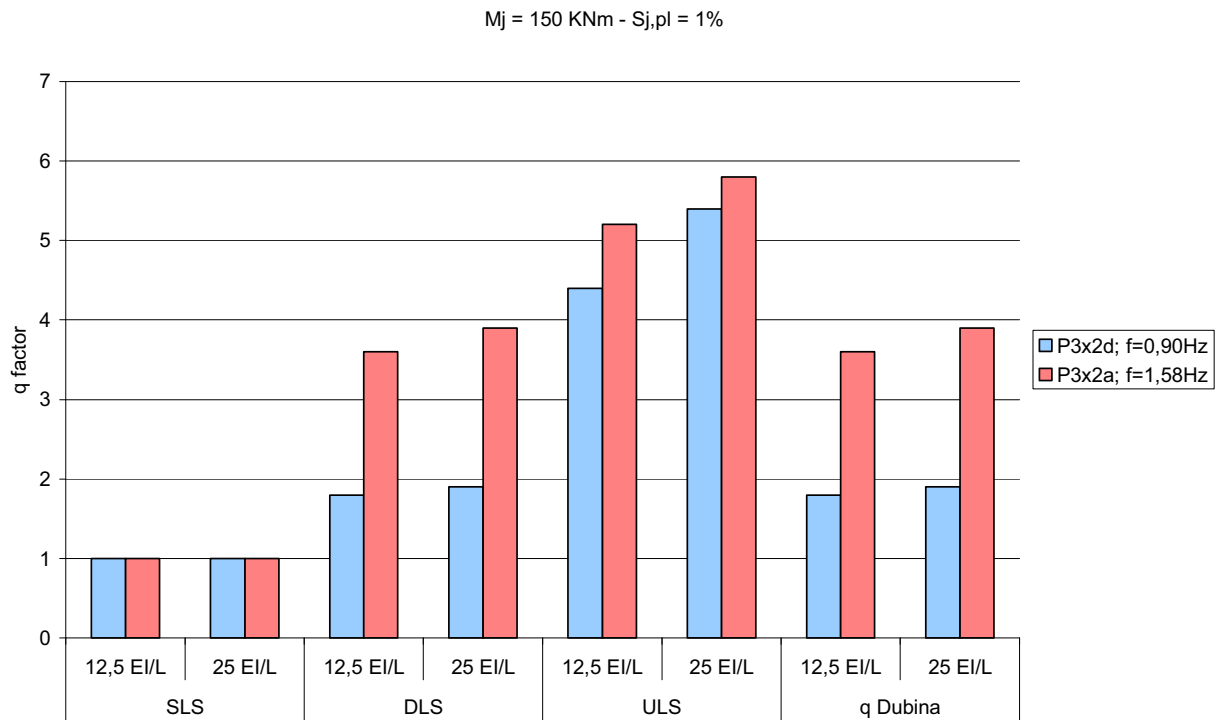


Figura 6.28 - Influência das condições de apoio

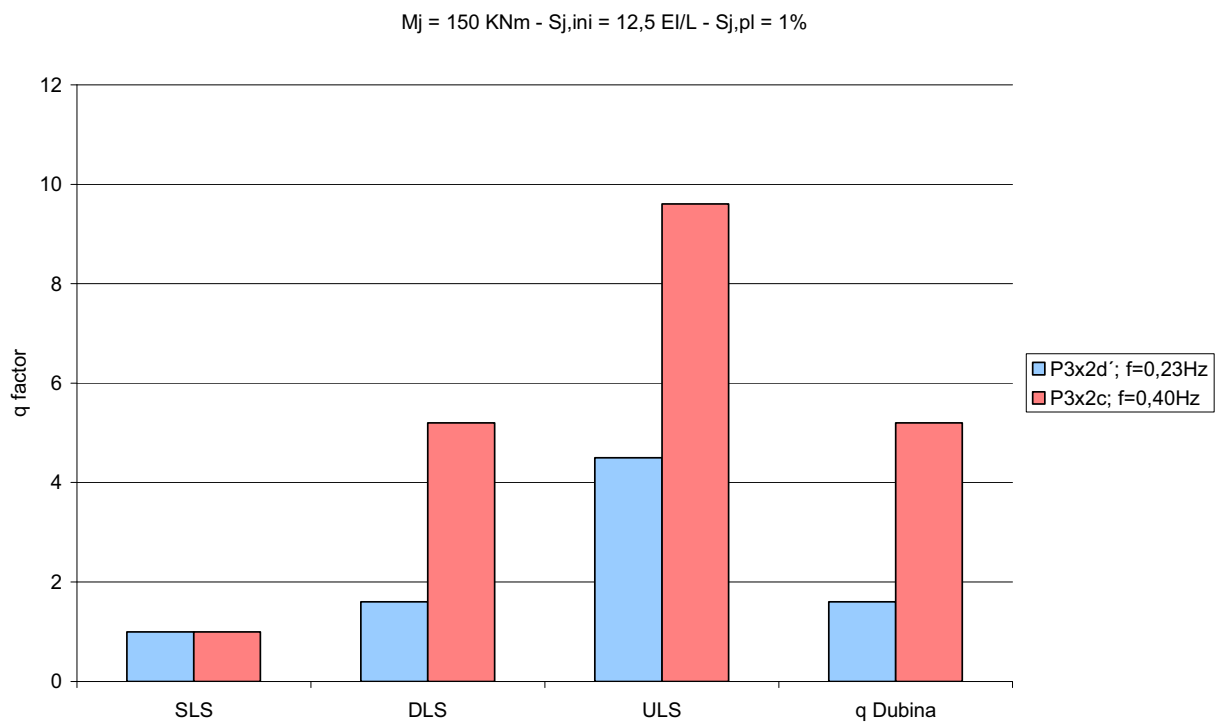


Figura 6.29 - Influência das condições de apoio

6.3.5.4 - EXISTÊNCIA DE ALGUMAS IRREGULARIDADES

O efeito da variação da altura do 1º piso ($3m \rightarrow 5m \rightarrow 7m$) é representado na fig. 6.30. Como se verifica, com os resultados disponíveis, não é possível estabelecer conclusões lógicas em relação à variação deste parâmetro. Apenas se poderá referir que em termos do coeficiente de comportamento estabelecido pelo método de Dubina, a sua variação com a deste parâmetro poderá não ser relevante.

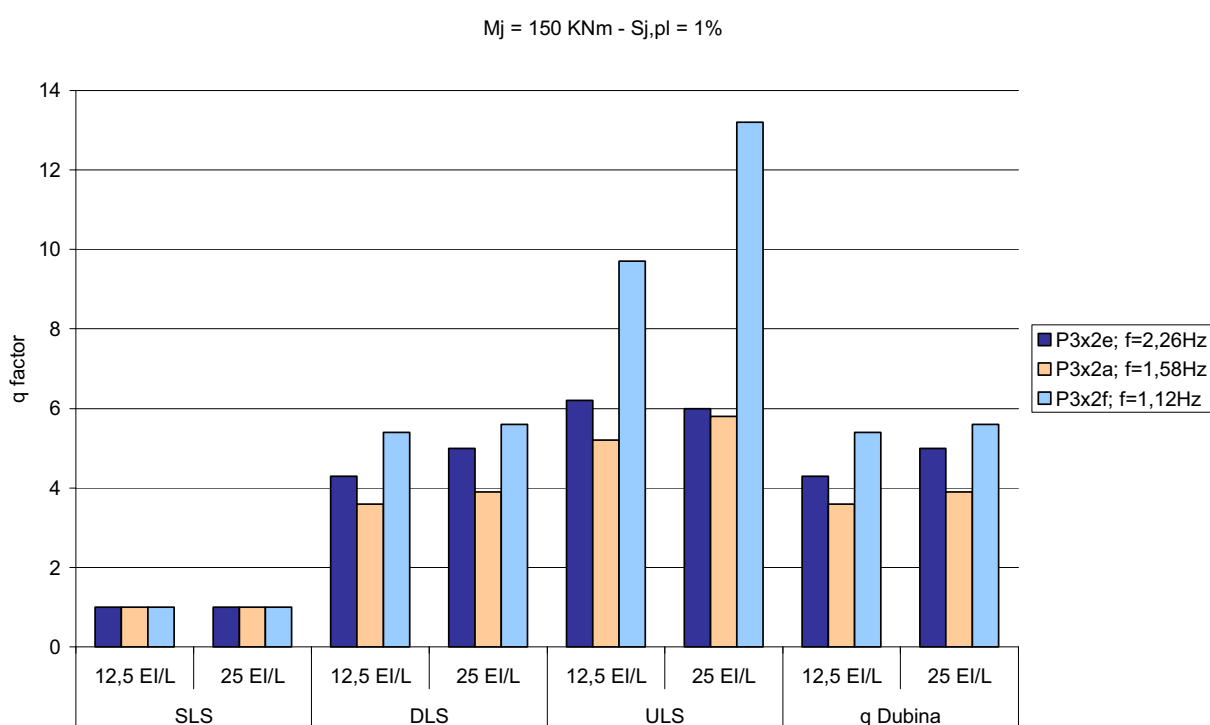


Figura 6.30 - Influência da variação da altura do 1º piso

A influência da irregularidade do pórtico P3-2x2a relativamente aos pórticos P3x1a e P3x2a é representada na fig. 6.31.

Se compararmos os resultados do pórtico P3-2x2a com os do P3x1a, verifica-se que o facto de existir mais um tramo com um piso aumenta o coeficiente de comportamento. Este aumento é conseguido porque os deslocamentos do 1º piso são reduzidos com a introdução de mais um tramo, aumentando por isso a rigidez deste piso, passando o *DLS* a verificar-se no 2º piso. Quando esta situação acontece, o coeficiente de comportamento é superior, porque o estado limite é atingido para amplificações também superiores (observar quadro 6.15).

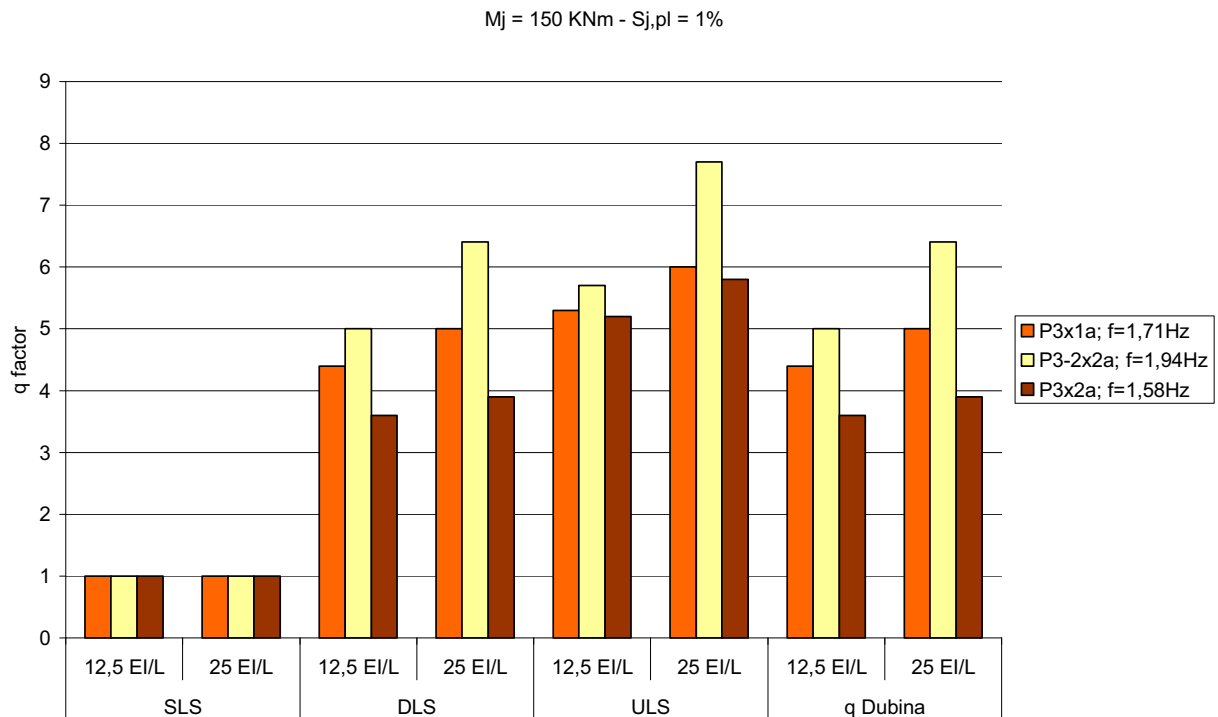


Figura 6.31 - Influência da irregularidade do pórtico P3-2x2a

Comparando os resultados do pórtico P3-2x2a com os do P3x2a, o facto de existirem menos dois pisos num dos tramos também aumenta o coeficiente de comportamento, o que é contraditório se o raciocínio relativo à relação entre rigidez e deslocamentos for idêntico ao referido no parágrafo anterior. Pode explicar-se esta tendência analisando conjuntamente os resultados destes três pórticos da seguinte forma: Com a introdução de mais um tramo, em relação ao pórtico P3x1a, consegue-se aumentar a rigidez do pórtico, diminuindo os deslocamentos horizontais e aumentando, por esta razão, o coeficiente de comportamento; Mas, esse aumento de rigidez é conseguido com a introdução de mais vigas e colunas, o que implica um acréscimo das forças de inércia ao nível de cada piso e, conseqüentemente, para a mesma excitação, deslocamentos horizontais superiores; Comparativamente, no pórtico P3-2x2a introduziu-se uma rigidez bastante grande sem necessidade de um grande aumento de massa e a um nível mais baixo, enquanto que no pórtico P3x2a também se introduziu essa rigidez mas com o prejuízo de um grande aumento de massa e a níveis superiores.

6.3.6 - INFLUÊNCIA DO TIPO DE PÓRTICO

Nos gráficos das figs. 6.32, 6.33 e 6.34 são apresentados, respectivamente para os três estados limites, os resultados anteriores de forma que se possa comparar a influência da geometria do pórtico no coeficiente de comportamento. Nestes gráficos, os resultados agrupados correspondem a pórticos com diferentes tipologias mas com ligações de características de comportamento iguais. Os coeficientes de comportamento efectivos dos pórticos coincidem com os obtidos para o *DLS*, ou seja, os valores apresentados na fig. 6.33.

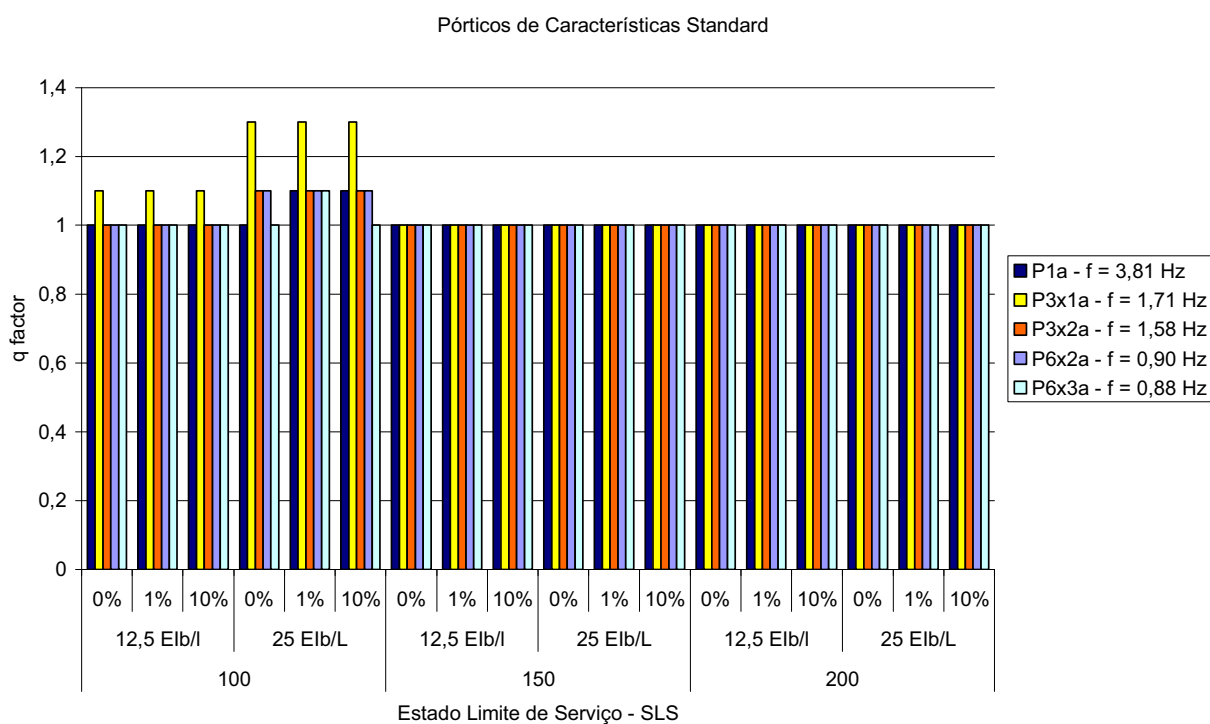


Figura 6.32 - Influência do tipo de pórtico, para o SLS

Regra geral, para os estados limite de acumulação de danos e último, o coeficiente de comportamento é inferior nos pórticos de frequência própria mais alta, o que corresponde aos pórticos com menor número de elementos e ligações. Por outro lado, quando as ligações apresentam maior rigidez ($S_{j,ini} = 25EI_b / L_b$ e $S_{j,pl} = 10\%$) os pórticos com frequência mais alta têm coeficiente de comportamento superior.

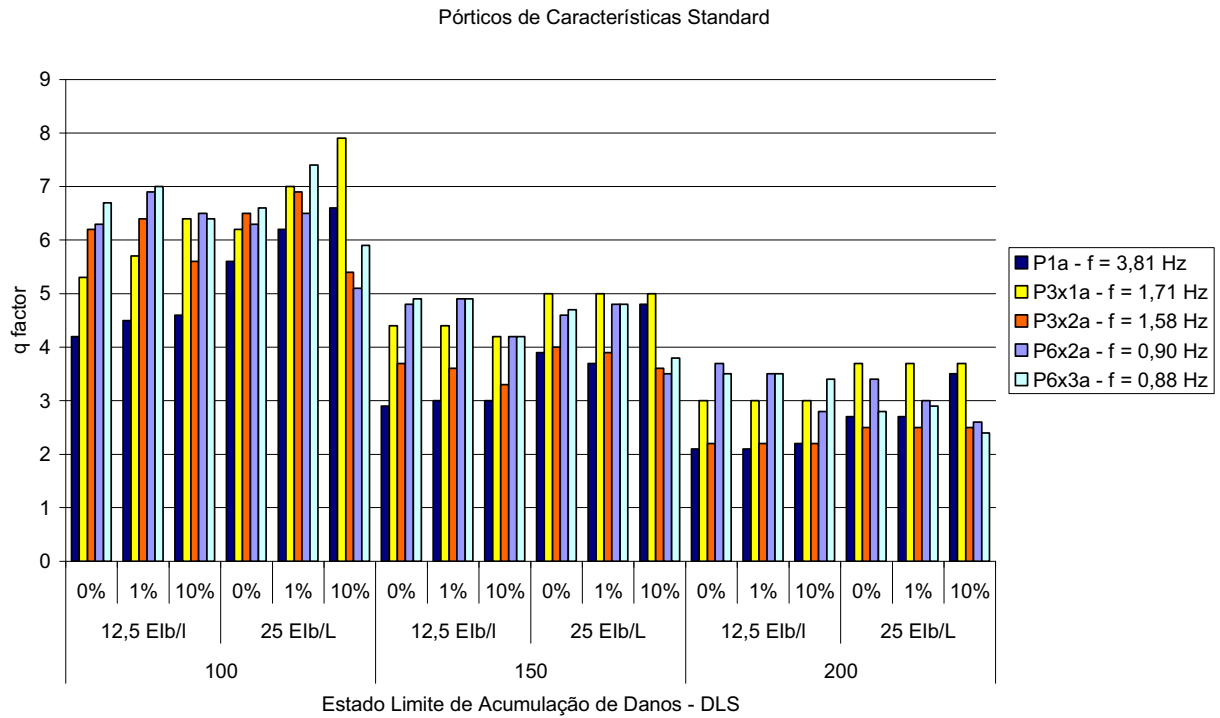


Figura 6.33 - Influência do tipo de pórtico, para o DLS

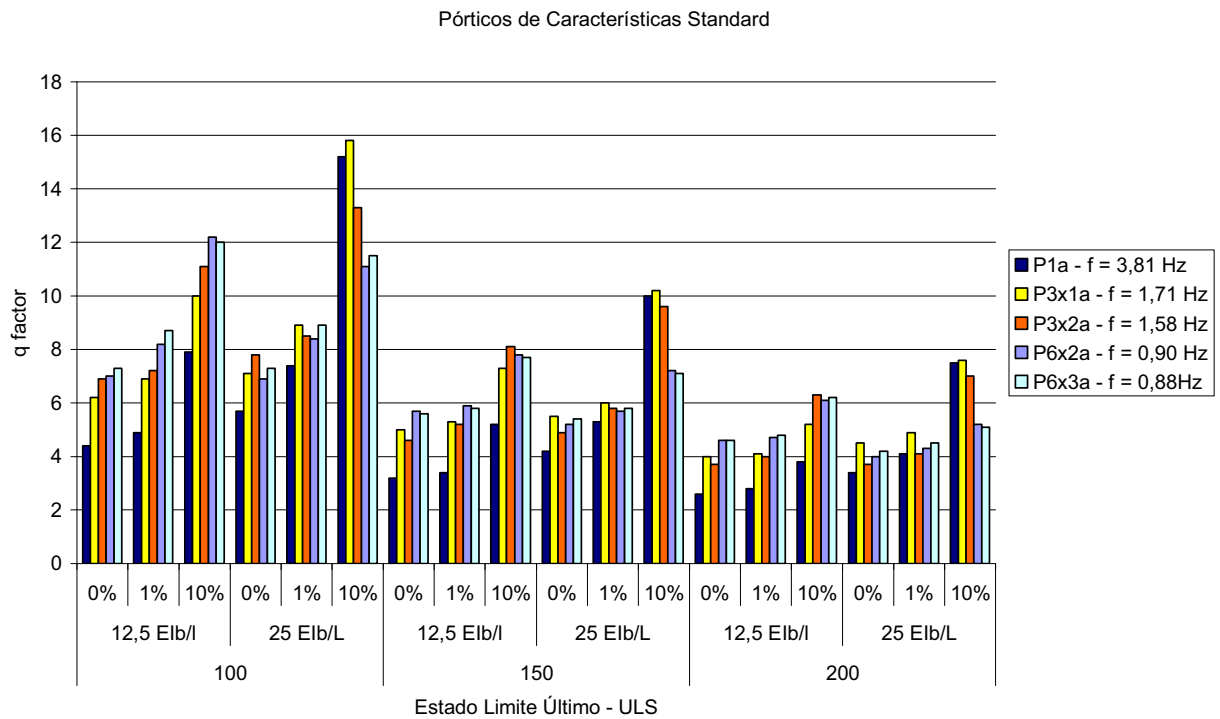


Figura 6.34 - Influência do tipo de pórtico, para o ULS

Os pórticos com menor número de elementos e ligações, em teoria, para ligações menos rígidas, sofrem maiores deslocamentos horizontais que os pórticos em que esse número é superior, porque nestes últimos os vários tramos conferem algum contraventamento à estrutura, e por essa razão, o seu coeficiente de comportamento será superior.

Em situações de grande rigidez os pórticos não são tão sensíveis aos deslocamentos horizontais e daí o efeito de contraventamento conferido pelos vários tramos uns aos outros não seja tão importante, passando os pórticos com mais pisos, e portanto mais massas acima do 1º piso, a ter deslocamentos superiores.

Verifica-se também que o coeficiente de comportamento dos pórticos de 6 pisos (pórticos P6x2a e P6x3a) é muito semelhante, qualquer que seja o estado limite considerado. Relativamente aos pórticos de 3 pisos (pórticos P3x1a e P3x2a), para o estado limite último, também não se verificam variações significativas no coeficiente de comportamento. Para o estado limite de acumulação de danos a variação (neste caso diminuição) do coeficiente de comportamento do pórtico P3x1a para o P3x2a é, em alguns casos, significativa, principalmente quando as ligações são mais rígidas e resistentes. Esta diminuição do coeficiente de comportamento pode estar relacionada com o facto de não existir uma proporcionalidade entre a relação de rigidezes globais vigas/colunas destes dois pórticos, porque o pórtico P3x2a, apesar de ter mais um tramo, tem o dobro das vigas do pórtico P3x1a, mas não tem o dobro das colunas. Provavelmente, se a coluna central do pórtico P3x2a tivesse o dobro da rigidez, ou se fossem dois perfis HEB260 em paralelo, os valores do coeficiente de comportamento para ambos os pórticos seriam idênticos.

CAPÍTULO - 7

CONCLUSÕES

7.1 - CONCLUSÕES GERAIS

No respeitante à variação da rigidez inicial, em geral, o coeficiente de comportamento aumenta, embora de forma pouco significativa, com o aumento desta rigidez. As excepções verificam-se nos pórticos com maior número de pisos em que o coeficiente de comportamento tem um pequeno decréscimo.

O oposto pode ser estabelecido para o momento elástico máximo nas ligações, dado que níveis mais baixos de resistência permitem maiores relações rotação-plástica/rotação-elástica nas ligações, originando um aumento do coeficiente de comportamento, com excepção, pouco relevante, dos casos do pórtico simples com ligações de resistência total em que a primeira secção do pórtico a atingir a cedência é uma secção da base das colunas. Pode também concluir-se que dos três parâmetros relacionados com as características momento-rotação das ligações este é o mais influente no valor do coeficiente de comportamento, porque se verificam aumentos significativos do coeficiente com a diminuição da resistência.

O efeito da rigidez das ligações na fase pós-elástica apresenta o comportamento menos regular de todos os parâmetros característicos das ligações. Além disso, pode também produzir efeitos diferentes quando se considera o estado limite de acumulação de danos ou o estado limite último. Em relação ao *ULS* verifica-se sempre um aumento do coeficiente de comportamento com o aumento da rigidez pós-elástica. Face à indefinição em relação ao *DLS*, será portanto necessário proceder a mais ou a outro tipo de investigações. Contudo pode concluir-se que a variação deste parâmetro não afecta significativamente o coeficiente de comportamento.

Estas conclusões gerais são aplicadas quando o estado limite é controlado pelo critério associado com as ligações. Quando a capacidade de rotação dos membros controla o estado limite, as tendências estabelecidas anteriormente não são evidentes e, no caso da rigidez pós-elástica, a tendência pode ser invertida.

Para o estado limite de serviço o coeficiente de comportamento é na maioria dos casos igual a 1, ou muito aproximado deste valor. As excepções foram detectadas apenas quando as ligações conjugam momento elástico máximo baixo e rigidez inicial alta, nas quais a plastificação ocorre para valores baixos do multiplicador do valor de pico do acelerograma.

A influência das diferentes variáveis é na globalidade as mesmas quando é considerado o *DLS* ou o *ULS*.

Como esperado, os coeficientes de comportamento para o *DLS* são, em geral, menores que para o *ULS*. A única exceção verificou-se no pórtico simples, na situação de ligações com momento elástico máximo muito pequeno, na qual o critério que controla cada estado limite não é do mesmo tipo.

Relativamente às metodologias usadas na determinação dos coeficientes de comportamento, Ballio e Dubina, encontram-se algumas diferenças quando se comparam os resultados. O método de Ballio conduz, em geral, a coeficientes de comportamento mais baixos, quando se conjugam valores médio-baixos de resistência e rigidez das ligações. Inversamente quando as ligações apresentam altas resistências e também elevada rigidez os coeficientes de comportamento obtidos por esta metodologia são, em geral, superiores. Para valores médios de resistência e rigidez (ligações classificadas como semi-rígidas e de resistência parcial) os coeficientes de comportamento obtidos pelas duas metodologias são muito idênticos.

A frequência própria dos pórticos, a massa associada aos pisos, a rigidez das vigas e das colunas e as condições de apoio, são factores que também afectam o coeficiente de comportamento. Na generalidade dos casos a modificação dos valores destes factores conduziu a variações no coeficiente de comportamento. Assim, conclui-se que: Quanto mais baixa for frequência própria do pórtico (massa dos pisos mais elevada) maior será o coeficiente de comportamento; Com o aumento da rigidez dos elementos estruturais obtêm-se coeficientes de comportamento superiores; Considerar apoios não restringidos à rotação, em detrimento de apoios com comportamento rígido-plástico, implica a diminuição do coeficiente de comportamento.

Em relação aos outros parâmetros estudados, nomeadamente os relacionados com a existência de irregularidades estruturais, com os resultados disponíveis, não é possível retirar conclusões relevantes.

Apesar dos resultados não serem conclusivos e de não ser possível identificar qual o tipo de pórtico que na generalidade apresenta o coeficiente de comportamento mais elevado, é possível afirmar que para ligações com características idênticas os coeficientes de comportamento para os cinco tipos de pórticos são aproximados, para todos os estados limites considerados.

7.2 - PERSPECTIVAS DE FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

O trabalho realizado permitiu estabelecer determinadas considerações relacionados com a influência do comportamento não-linear das ligações no coeficiente de comportamento de estruturas metálicas, que em termos regulamentares não são identificadas. No entanto, a influência do comportamento real de uma ligação no comportamento global da estrutura ainda é um assunto não totalmente esclarecido, sendo por isso necessário proceder a um trabalho de investigação mais alargado.

No âmbito e na sequência deste trabalho, de forma a complementar e melhorar a acuracidade dos métodos nele utilizados, sugerem-se algumas vias de investigação para futuros desenvolvimentos nesta área:

- Introduzir na análise dinâmica o comportamento histerético quer das ligações quer dos membros, de forma a considerar o efeito do decréscimo de rigidez com o número de ciclos no comportamento global da estrutura;
- Utilizar diferentes metodologias para o cálculo dos coeficientes de comportamento, inclusive os métodos experimentais, no intuito de aferir resultados;
- Considerar conjuntamente, para definição dos estados limites últimos, outros possíveis mecanismos de colapso da estrutura, nomeadamente mecanismos parciais de colapso;
- Considerar também os deslocamentos residuais inter-pisos como parâmetro definidor do estado limite de acumulação de danos, impondo limites para os deslocamentos residuais máximos;
- Desenvolver o estudo relativamente aos efeitos das assimetrias e das irregularidades estruturais no coeficiente de comportamento;
- Tendo em conta a indefinição na determinação da rigidez pós-elástica das ligações, será importante desenvolver estudos, quer por via experimental quer por via analítica, no intuito de estabelecer metodologias para a sua avaliação, permitindo assim simplificar este estudo e clarificar a sua influência no coeficiente de comportamento das estruturas;
- Alargar o estudo a outro tipo de estruturas de modo a considerar outras tipologias de ligações, nomeadamente ligações viga-viga, ligações de base de colunas e ligações a sistemas de contraventamento, e também a ligações mistas aço-betão;

- Considerando algumas das conclusões referidas anteriormente, relativamente à maior ou menor influência dos parâmetros característicos das estruturas metálicas no coeficiente de comportamento, e principalmente da sua interdependência com a ductilidade da estrutura, poderão estabelecer-se relações de interdependência e diagramas de interação entre esses parâmetros.

REFERÊNCIAS

-
- [1] AISC 97 - "*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*". American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, 1997.
- [2] Ballio, G., Calado, L., De Martino, A., Faella, C., Mazzolani, F. M., "*Cyclic behaviour of steel beam-to-column joints experimental reserch*". Estratto dalla rivista Costruzioni Metalliche, n.º 2, 1987.
- [3] BCSA - "*Joints in Steel Constructions: Moment Connections*". Published by: The Steel Construction Institute (SCI), in association with: The British Constructional Steelwork Association (BCSA), Ascot, England, 1995.
- [4] Bento, R., Guerreiro, L., "*Influência da Configuração de Estruturas de Edifícios nos Valores dos Coeficientes de Comportamento*". 2º Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, 21-23 Junho 1994, FEUP, Porto, pp. III.55-III.64.
- [5] Calado, L. M., "*Low cyclic fatigue of beam-to-column connections*". "*Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*" - COST C1, Seismic working group report. Edited by: A. Pinto, Brussels - Luxembourg, 1996, pp. 111-122.
- [6] Castellani, A., "*Eurocode 8 in Relation to Italian Seismic Standard*". Sixteenth Regional European Seminar, "*Earthquake Engineering*". Edited by: Emília Juhászová, pp. 180-192.
- [7] Ceccotti, A., Vignoli, A., Giordano S., "*Testing seismic behaviour of timber structures with semi-rigid joints*". Proceedings of the Second State of the Art Workshop, "*Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*" - COST C1, 26-28 October 1994. Edited by: Frantisek Wald, Czech Technical University, Prague, pp. 447-458.
- [8] Chopra, Anil K., "*Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*", Second Edition. Prentice Hall, New Jersey, 2000.
- [9] Clough, R. W., Penzian, J., "*Dynamics of Structures*". International Student Edition, 1975.
- [10] Clough, R. W., Penzian, J., "*Dynamics of Structures*", Second Edition. McGraw-Hill International Editions, 1993.
- [11] Coelho, A. M. Girão, "*Modelos Elásticos Equivalentes para Análise de Ligações Metálicas*". Dissertação apresentada para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, Julho de 1999.

- [12] Documento Nacional de Aplicação, DNA, (versão provisória para aprovação pela CT 115) - Pré-Norma Europeia ENV 1998-1-1:1994. Eurocódigo 8 - "*Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes*", Parte 1-1: "*Regras gerais - Acções sísmicas e requisitos gerais para estruturas*", 1999.
- [13] Documento Nacional de Aplicação, DNA, (versão provisória para aprovação pela CT 115) - Pré-Norma Europeia ENV 1998-1-2:1994. Eurocódigo 8 - "*Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes*", Parte 1-2: "*Regras gerais - Regras gerais para edifícios*", 1999.
- [14] 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, 2000, pp. 371-408.
- [15] Dubina, D., Stratan A., Dinu, F., "*Suitability of Semi-rigid Joint Steel Building Frames in Seismic Areas*". Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Paris, 1998.
- [16] ENV 1993-1-1 1992/A2:1998. Eurocode 3 - "*Design of Steel Structure*", Part 1.1: "*General Rules and Rules for Buildings*". CEN, European Committee for Standardisation, Document CEN/TC 250/SC 3, Brussels, 1992.
- [17] ENV 1993-1-1 1992/A2:1998. Eurocode 3 - "*Design of Steel Structure*", Part 1.1: "*General Rules and Rules for Buildings - Revised Annex J*". CEN, European Committee for Standardisation, Document CEN/TC 250/SC 3, Brussels, 1992.
- [18] European Standard, prEN 1993-1-1. Eurocode 3 - "*Design of steel structures*", Part 1-1: "*General Rules and Rules for Buildings*". European Committee for Standardisation, Brussels, 2003.
- [19] European Standard, prEN 1993-1-8. Eurocode 3 - "*Design of steel structures*", Part 1-8: "*Design of joints*". European Committee for Standardisation, Brussels, 2003.
- [20] 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, 19-20 September 2002, volume II, Coimbra, Portugal. Edited by: cmm - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Guimarães, Portugal, pp. 1247-1258.
- [21] FEA Ltd, Lusas Finite Element System - "*Lusas Element Reference Manual*". Kingston upon Thames, Surrey, United Kingdom, 1999.

-
- [22] FEA Ltd, Lusas Finite Element System - "*Lusas Examples Manual, Lusas Civil & Structural and Lusas Bridge*". Kingston upon Thames, Surrey, United Kingdom, 1999.
- [23] FEA Ltd, Lusas Finite Element System - "*Lusas Modeller Use Manual*". Kingston upon Thames, Surrey, United Kingdom, 1999.
- [24] FEA Ltd, Lusas Finite Element System - "*Lusas Solver Reference Manual*". Kingston upon Thames, Surrey, United Kingdom, 1999.
- [25] FEA Ltd, Lusas Finite Element System - "*Lusas Theory Manual 1*". Kingston upon Thames, Surrey, United Kingdom, 1999.
- [26] FEA Ltd, Lusas Finite Element System - "*Lusas Theory Manual 2*". Kingston upon Thames, Surrey, United Kingdom, 1999.
- [27] Final Draft n.º 4, prEN 1998-1: Eurocode 8 - "*Design of Structures for Earthquake Resistance*". Working document CEN/TC 250/SC 8/N306, December 2001.
- [28] Gomes, F. C. T., "*The EC3 Classification of Joints and Alternative Proposals*". Proceedings of the Third European Conference on Steel Structures, 19-20 September 2002, volume II, Coimbra, Portugal. Edited by: cmm - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Guimarães, Portugal, pp. 987-996.
- [29] Gorgulho, A. C. Teles de Sousa, "*Avaliação de Coeficientes de Comportamento em Estruturas Metálicas*". Dissertação submetida para a obtenção do grau de mestre em Engenharia de Estruturas, Universidade Técnica de Lisboa, IST, Lisboa, Abril de 1991.
- [30] Grecea, D., Dinu, F., Dubina, D., "*Performance Criteria for MR Steel Frames in Seismic Zones*". Proceedings of the Third European Conference on Steel Structures, 19-20 September 2002, volume II, Coimbra, Portugal. Edited by: cmm - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Guimarães, Portugal, pp. 1269-1278.
- [31] Itoh, Y., "*Cyclic Buckling and Impact Strength. Pseudo-dynamic Testing Under Earthquake Loading*". "*Structural Stability Design - Steel and Composite Structures*". Edited by: Yuhshi Fukumoto, Pergamon, pp.368-371.
- [32] Ivany, M., "*Semi-Rigid Connections in Steel Frames*". "*Semi-Rigid Connections in Structural Steelwork*", CISM - International Centre for Mechanical Sciences - Courses and Lectures n.º 419, Part I. Edited by: Ivany, M., Baniotopoulos, C. C., Springer Wien New York, 2000, pp. 1-102.
-

- [33] Jaspart, J-P., "*Integration of the Joint Actual Behaviour Into the Frame Analysis and Design Process*". "*Semi-Rigid Connections in Structural Steelwork*", CISM - International Centre for Mechanical Sciences - Courses and Lectures n.º 419, Part II. Edited by: Ivany, M., Baniotopoulos, C. C., Springer Wien New York, 2000, pp. 103-166.
- [34] Kakaliagos, A., "*Seismic behaviour of steel frames with semi-rigid joints, Experimental and Analytical Procedures*". Proceedings of the First State of the Art Workshop, "*Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*" - COST C1, 28-30 October 1992. Edited by: André Colson, Polytechnicum Louis Pasteur, Strasbourg, pp. 228-238.
- [35] Kuhlmann, U., Kühnemund, F., "*Procedures to Verify Rotation Capacity*". "*Semi-Rigid Connections in Structural Steelwork*", CISM - International Centre for Mechanical Sciences - Courses and Lectures n.º 419, Part III. Edited by: Ivany, M., Baniotopoulos, C. C., Springer Wien New York, 2000, pp. 167-226.
- [36] "*Manual de Ligações Metálicas*". Editado por: Luís Simões da Silva e Aldina Santiago, cmm - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Coimbra, 2003.
- [37] Mazzolani, F. M., "*Background Document of Eurocode 8 Chapter 3: Steel Structures*". Proceedings of the First State of the Art Workshop, "*Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*" - COST C1, 28-30 October 1992. Edited by: André Colson, Polytechnicum Louis Pasteur, Strasbourg, pp. 537-548.
- [38] Mazzolani, F. M., Piluso, V., "*Evaluation of the Rotation Capacity of Steel Beams and Beams-Columns*". Proceedings of the First State of the Art Workshop, "*Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*" - COST C1, 28-30 October 1992. Edited by: André Colson, Polytechnicum Louis Pasteur, Strasbourg.
- [39] Mazzolani, F. M., Piluso, V., "*Manual on Design of Steel Structures in Seismic Zones*". ECCS, European Convention for Constructional Steelwork, n.º 76, Brussels, 1994.
- [40] Mazzolani, F. M., Piluso, V., "*Prediction of the Seismic Behaviour of Semirigid Steel Frames*". Proceedings of the Second State of the Art Workshop, "*Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*" - COST C1, 26-28

- October 1994. Edited by: Frantisek Wald, Czech Technical University, Prague, pp. 469-480.
- [41] Neves, L.F.C., “*Nós Semi-Rígidos em Estruturas Metálicas: Avaliação da Rigidez em Configurações de Eixo Fraco*”. Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1996.
- [42] Oliveira, C. S., “*Sismologia, Sismicidade e Risco Sísmico. Aplicações em Portugal*”. Relatório, LNEC, Lisboa, 1977.
- [43] Paz, M., “*Structural Dynamics. Theory and Computation*”, Third Edition. Van Nostrand Reinhold, New York, 1991.
- [44] Pinto, A. V., “*Seismic Testing of Full Scale Structures in the ELSA Laboratory*”. Proceedings of the Second State of the Art Workshop, “Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections” - COST C1, 26-28 October 1994. Edited by: Frantisek Wald, Czech Technical University, Prague, pp. 459-468.
- [45] Pinto, D., Costa, A., “*Quantificação de Coeficientes de Comportamento*”. 2º Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, 21-23 Junho 1994, FEUP, Porto, pp. III.45-III.54A.
- [46] Plumier, A., “*Modelling and Design of Steel Structures in the Eurocode 8 Context*”. “*Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering*”. Edited by: J. Donea and P. M. Jones, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1991, pp. 319-349.
- [47] “*Profil ARBED*”. Sales Programme, Edition ARBED Group, 3-2001.
- [48] “*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*”. Decreto Lei n.º 235/83, de 31 de Maio, Lisboa, 1983.
- [49] Rosendahl, S., “*Tópicos de Geologia e Minerologia*”. UBI - Universidade da Beira Interior; Covilhã, 1990.
- [50] Santiago, A. M. da Cruz, “*Caracterização de Ligações Metálicas Sob a Acção do Fogo*”. Dissertação apresentada para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2000.
- [51] Santiago, A., Simões da Silva, L., Vila Real, P., “*Comportamento de Ligações Metálicas Sujeitas a Temperaturas Elevadas*”. Actas do II Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista, 18-19 Novembro 1999, Coimbra, Portugal, pp. 623-635.

- [52] Simões da Silva, L., Coelho, A., “*A ductility model for steel connections*”. Journal of Constructional Steel Research, n.º 54, 2000.
- [53] Sorace, S., Vignoli, A., “*A proposal for evaluating the behaviour factor by the results of the pseudodynamic test method*”. Structural Dynamics, Volume 1. W. B. Krätzing et al., editors, Rotterdam, 1990, pp. 515-522.
- [54] Thewalt, R. T., Mahin, S. A., “*The Pseudodynamic Test Method: Numerical Aspects*”. “*Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering*”. Edited by: J. Donea and P. M. Jones, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1991, pp. 47-62.
- [55] Thewalt, R. T., Mahin, S. A., “*The Pseudodynamic Test Method: Verification and Extensions*”. “*Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering*”. Edited by: J. Donea and P. M. Jones, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1991, pp. 101-118.
- [56] Wald, F., “*Column Base Modelling*”. “*Semi-Rigid Connections in Structural Steelwork*”, CISM - International Centre for Mechanical Sciences, Courses and Lectures n.º 419, Part IV. Edited by: Ivany, M., Baniotopoulos, C. C., Springer Wien New York, 2000, pp. 227-288.