

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE UM CONJUNTO DE PONTES PORTUGUESAS

ANTÓNIO ALBERTO MOREIRA DE SOUSA TORRES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ mipec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais

AGRADECIMENTOS

Embora uma dissertação seja, pela sua finalidade académica, um trabalho individual, há contributos de natureza diversa que não podem nem devem deixar de ser realçados. Por essa razão, desejo expressar os meus sinceros agradecimentos:

Ao Professor Raimundo Delgado, professor e orientador, pela disponibilidade, tempo dispendido e acima de tudo pelos preciosos ensinamentos transmitidos durante as aulas e no âmbito do trabalho realizado.

Agradeço a preciosa ajuda do Engenheiro Miguel Araújo, pelo acompanhamento e importante ajuda prestada na elaboração deste trabalho.

Ao GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, AFA – Consultores de Engenharia, Lda. e Armando Rito, Lda., pelo fornecimento dos elementos relativos às pontes em estudo, fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos colegas de curso e amigos, pelo companheirismo, espírito de entreaajuda e apoio, não apenas durante a elaboração deste trabalho, mas também durante o restante tempo de curso.

À família, e em especial aos meus pais, pelo apoio incondicional, paciência, e compreensão sempre demonstrados.

RESUMO

A entrada em vigor da nova regulamentação europeia de estruturas, no que se refere ao “Projecto de estruturas para resistência aos sismos”, Eurocódigo 8 e o seu Anexo Nacional, introduz alterações em relação à regulamentação que tem sido utilizada para o dimensionamento sísmico em Portugal, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

Neste contexto o principal objectivo do trabalho passa pela avaliação das diferenças conceptuais relativas à caracterização da acção sísmica, à introdução de novas metodologias de análise e pormenorização dos elementos estruturais. Envolve a análise sísmica de um conjunto de pontes portuguesas de acordo com os dois regulamentos referidos e através da utilização de diferentes metodologias e procedimentos.

A dissertação inclui inicialmente um enquadramento regulamentar que serve de base para o estudo prático, sendo também abordadas as prescrições específicas sobre Parte 2 do EC8, relativas a pontes. São também abordadas as questões de modelação e comportamento do material.

No âmbito do estudo propriamente dito são inicialmente caracterizadas pontes, sendo também definida a acção sísmica de projecto de acordo com os dois regulamentos (EC8 e RSA). A modelação estrutural das pontes foi feita através de um sistema estrutural simples, composto por elementos de barra, sendo considerado o comportamento não linear concentrado em rótulas plásticas. É atribuída particular atenção à configuração de armadura transversal e ao confinamento das paredes delgadas que materializam as secções ocas dos pilares.

Finalmente, são apresentados e analisados os resultados de diferentes metodologias de análise, relativos às pontes em estudo. O estudo prático inclui resultados de análises lineares e não lineares, sendo comentadas as diferenças que resultam da adopção de prescrições regulamentares distintas e a validade de métodos de análise sísmica com diferentes níveis de complexidade. No âmbito da avaliação da segurança sísmica das pontes é ainda estudado o comportamento das estruturas no que diz respeito a capacidade resistente, exigência de ductilidade e dissipação de energia, para a acção sísmica de projecto.

PALAVRAS-CHAVE: EC8; pontes; RSA; análise “pushover”; ductilidade

ABSTRACT

The entry into force of the new european regulations of structures with regard to the "Design of structures for earthquake resistance", Eurocode 8 and its National Annex (*Anexo Nacional*) introduces changes to the regulation that has been used for seismic design in Portugal, the *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*.

In this context, the main objective of this thesis is to evaluate the conceptual differences concerning the characterization of the seismic action, the introduction of new methods of analysis and detailing of structural elements. It involves the seismic analysis of a set of portuguese bridges according to the two regulations and through the use of different methodologies and procedures.

The dissertation includes initially the presentation of the regulatory guidelines that underpin the practical study and also include the specific requirements found in Part 2 of *EC8*, regarding bridges. The issues of modeling and material behavior are also addressed.

Within the study itself bridges are initially characterized, as well as the seismic design action according to the two regulations (*EC8* and *RSA*). For the structural modeling of the bridges a simple structural system, composed of bar elements, was considered and the nonlinear behavior was assumed as concentrated in plastic hinges. Particular attention is given to the configuration of transverse reinforcement and the confinement of the thin walls that materialize the hollow sections.

Finally, results from different analysis procedures regarding the bridges under study are presented and analyzed. The case study includes results from linear and nonlinear analysis, and the differences resulting from the adoption of different regulatory prescriptions and the validity of methods of seismic analysis with different degrees of complexity are commented. The evaluation of the bridges' seismic safety is processed through the study of their behavior in what concerns load capacity, rotation capacity of plastic hinges and energy dissipation, for the seismic design actions.

KEYWORDS: *EC8*; bridges; *RSA*; "pushover" analysis; ductility

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE QUADROS.....	xvii
SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS.....	xix

1. INTRODUÇÃO, ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS..... 1

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS.....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	3

2. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PONTES 5

2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. DANOS EM PONTES DEVIDO À ACÇÃO SÍSMICA	6
2.2.1. RIGIDEZ DOS PILARES	6
2.2.2. SOLO DE FUNDAÇÃO	6
2.2.3. CHOQUE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	7
2.2.4. ROTURA POR FLEXÃO.....	7
2.2.5. ROTURA POR CORTE	9
2.2.6. OUTROS TIPOS DE DANOS ESTRUTURAIS	11
2.3. NOTAS FINAIS.....	12

3. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR..... 13

3.1. INTRODUÇÃO	13
3.1.1. REGULAMENTAÇÃO – NOTA HISTÓRICA.....	14
3.2. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO	14
3.3. CLASSE DE IMPORTÂNCIA	15
3.4. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	16
3.4.1. TIPOS DE ACÇÃO SÍSMICA	17
3.4.2. ZONAMENTO DO TERRITÓRIO	17

3.4.3. NATUREZA DO TERRENO.....	21
3.4.4. AMORTECIMENTO E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	25
3.4.5. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE ESPECTROS	31
3.5. ANÁLISE COMPARATIVA DO EC8 E RSA.....	32

4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE E CARACTERIZAÇÃO MATERIAL

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	39
4.2. ANÁLISE LINEAR.....	40
4.2.1. ANÁLISE ESTÁTICA EQUIVALENTE	40
4.2.1.1. Método de Tabuleiro Rígido	41
4.2.1.2. Método de Tabuleiro Flexível	42
4.2.1.3. Método do Pilar Individual	42
4.2.1.4. Coeficiente Sísmico.....	42
4.2.2. ANÁLISE DINÂMICA LINEAR	44
4.3. ANÁLISE NÃO LINEAR.....	45
4.3.1. ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA – “PUSHOVER”	45
4.3.1.1. Método N2.....	45
4.3.1.2. “Modal Pushover Analysis”	50
4.3.2. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR.....	51
4.3.2.1. Requisitos do EC8 – Parte 1	51
4.3.2.2. Requisitos do EC8 – Parte 2	52
4.4. DUCTILIDADE.....	53
4.5. RIGIDEZ EFECTIVA	54
4.6. MODELAÇÃO ESTRUTURAL E CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL	56
4.6.1. COMPORTAMENTO DO BETÃO CONFINADO E NÃO CONFINADO	56
4.6.2. COMPORTAMENTO MONOTÓNICO E CÍCLICO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO.....	58
4.6.3. MATRIZ DE AMORTECIMENTO	59
4.6.4. MÉTODO DE NEWMARK	59

5. CASOS DE ESTUDO: CARACTERIZAÇÃO DAS PONTES 61

5.1. INTRODUÇÃO	61
5.2. CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO	62

5.2.1. MODELAÇÃO ESTRUTURAL.....	62
5.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO EFEITO DE CONFINAMENTO	63
5.2.3. ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS.....	65
5.3. PONTE SOBRE O RIO ARADE E VIADUTO DE ACESSO	66
5.3.1. GEOMETRIA.....	66
5.3.2. DISPOSIÇÃO DE ARMADURA NOS PILARES	69
5.3.3. COMPORTAMENTO DO MATERIAL.....	70
5.3.4. SISTEMA ESTRUTURAL	72
5.3.5. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR MATERIAL DAS SECÇÕES DOS PILARES	74
5.3.6. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO.....	77
5.3.7. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	79
5.3.8. DADOS PARA ANÁLISE TEMPORAL NÃO LINEAR	81
5.3.9. RIGIDEZ EFECTIVA	84
5.4. PONTE SOBRE O RIO LOUREDO	86
5.4.1. GEOMETRIA.....	86
5.4.2. DISPOSIÇÃO DE ARMADURA NOS PILARES	87
5.4.3. COMPORTAMENTO DO MATERIAL.....	88
5.4.4. SISTEMA ESTRUTURAL	89
5.4.5. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR MATERIAL DAS SECÇÕES DOS PILARES	89
5.4.6. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO.....	91
5.4.7. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	92
5.4.8. DADOS PARA ANÁLISE TEMPORAL NÃO LINEAR	93
5.4.9. RIGIDEZ EFECTIVA	95
 6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	 97
6.1. INTRODUÇÃO	97
6.2. PONTE SOBRE O RIO ARADE E VIADUTO DE ACESSO	98
6.2.1. ANÁLISES LINEARES.....	98
6.2.1.1. Análises Simplificadas.....	98
6.2.1.2. Análise Dinâmica Linear.....	99
6.2.2. ANÁLISES NÃO LINEARES	102
6.2.2.1. Análise Não Linear Estática	102
6.2.2.2. Análise Temporal Não Linear	107

6.2.3. ANÁLISE COM ACÇÃO SÍSMICA ESCALADA.....	109
6.2.4. HIPÓTESES DE CÁLCULO: ANÁLISE LINEAR	112
6.3. PONTE SOBRE O RIO LOUREDO	115
6.3.1. ANÁLISES LINEARES.....	115
6.3.1.1. Análises Simplificadas.....	115
6.3.1.2. Análise Dinâmica Linear.....	116
6.3.2. ANÁLISES NÃO LINEARES	120
6.3.2.1. Análise Não Linear Estática	120
6.3.2.2. Análise Temporal Não Linear	123
6.3.3. ANÁLISE COM ACÇÃO SÍSMICA ESCALADA.....	125
6.3.4. HIPÓTESES DE CÁLCULO: ANÁLISE LINEAR	128
6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	132
 7. CONCLUSÃO	 135
7.1. CONCLUSÕES DO TRABALHO.....	135
7.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	138
 BIBLIOGRAFIA	 139

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – “Showa Bridge”, Niigata (1964). Colapso por rotação dos pilares devido a liquefacção.	7
Fig. 2.2 – Choque entre tabuleiro e pilar de viaduto. Sismo de Loma Prieta (1989, EUA).....	7
Fig. 2.3 – Sismo de Kobe (1995, Japão). Dispensa prematura de armadura longitudinal.	8
Fig. 2.4 – Sismo de Kobe (1995, Japão). Viaduto da “Hashin Expressway”.	8
Fig. 2.5 – Niigata (2004, Japão) Descasque do betão ocorrido em ponte inserida na rede de alta velocidade do Japão.	9
Fig. 2.6 – Sismo de Northridge (1994, EUA). Armadura transversal insuficiente.....	9
Fig. 2.7 – Sismo de San Fernando (1971, EUA). Sub-dimensionamento de armadura transversal.....	10
Fig. 2.8 – Armadura transversal insuficiente (Chen e Duan, 2003).....	10
Fig. 2.9 – Sismo em Taiwan (1999). Rotura frágil por corte.....	11
Fig. 2.10 – Sismo de San Fernando (1971). Queda de tabuleiro.....	11
Fig. 2.11 – Sismo de Loma Prieta (1989, EUA). Colapso do viaduto “Cypress”.....	12
Fig. 3.1 – Zonamento sísmico de Portugal Continental: (a) e (b) Zonamento prescrito no Anexo Nacional do EC8 para uma Acção Sísmica Tipo 1 e Tipo 2 respectivamente; (c) Zonamento prescrito no RSA.	19
Fig. 3.2 – Espectros de resposta para um amortecimento de 5 % referentes aos vários tipos de solo prescritos em cada regulamento: (a) e (b) Espectro de resposta elástico para uma acção sísmica Tipo 1 (zona 1.3) e Tipo 2 (zona 2.3), respectivamente; (c) e (d) Espectro de resposta médio para uma acção sísmica Tipo 2 e Tipo 1, respectivamente, considerando uma zona A.	24
Fig. 3.3 – Espectro de resposta elástico do EC8 para uma acção sísmica afastada (zona 1.3) e próxima (zona 2.3) e um tipo de terreno B.....	25
Fig. 3.4 – Espectro de resposta médio do RSA: (a) Acção sísmica afastada; (b) Acção sísmica próxima.....	25
Fig. 3.5 – Espectros de resposta regulamentares para vários valores de amortecimento: (a) Espectro de resposta médio do RSA para uma acção Tipo 1, um terreno Tipo I e uma zona A; (b) Espectro de resposta elástico do EC8 para uma zona 2.3, uma acção sísmica Tipo 2 e um terreno Tipo B.....	26
Fig. 3.6 – Relação força-deslocamento e representação do comportamento dúctil ou dúctil limitado (Figura 2.1 da EN 1998-2).....	27
Fig. 3.7 – Quadro 4.1 da EN 1998-2: valores máximos do coeficiente de comportamento de acordo com as várias tipologias estruturais ou membros dúcteis.....	28
Fig. 3.8 - Comparação dos valores de dimensionamento no território de Portugal Continental – $f=0,50$ Hz.....	34
Fig. 3.9 - Comparação dos valores de dimensionamento no território de Portugal Continental – $f=0,75$ Hz.....	35
Fig. 3.10 - Comparação dos valores de dimensionamento no território de Portugal Continental – $f=1,0$ Hz.....	36

Fig. 3.11 - Comparação dos valores de dimensionamento no território de Portugal Continental – $f=1,5$ Hz.....	37
Fig. 3.12 - Comparação dos valores de dimensionamento no território de Portugal Continental – $f=2,0$ Hz.....	38
Fig. 4.1 – Determinação da relação idealizada força-deslocamento perfeitamente elasto-plástica (EN 1998-1).....	48
Fig. 4.2 – Determinação do deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL (EN 1998-1): (a) Para períodos baixos; (b) Para períodos médios ou longos.	48
Fig. 4.3 – Idealização das metodologias “pushover” utilizadas no âmbito do trabalho (Isakovic <i>et al.</i> , 2006).	50
Fig. 4.4 – Representação da idealização bilinear e do tramo inicial associado a uma rigidez efectiva K_y (EN:1998-2).	55
Fig. 4.5 – Modelo de Kent e Park modificado do comportamento do betão.	56
Fig. 4.6 – Representação da lei trilinear.	58
Fig. 4.7 – Representação gráfica do Modelo histerético de Takeda (CSI, 2007). Relação entre curvatura (eixo de abcissas) e momento flector (eixo das ordenadas) numa situação de carga e descarga, e de acordo com o programa de cálculo automático utilizado (SAP2000).	59
Fig. 4.8 – Representação da aceleração constante (Clough, 2003).	60
Fig. 5.1 – Curva de comportamento do betão confinado (Ponte sobre o Rio Arade – Pilares P1 a P4).	64
Fig. 5.2 – Geometria e esquema estrutural da ponte.	66
Fig. 5.3 – Secção transversal dos pilares P1 a P4.	67
Fig. 5.4 – Secção transversal do pilar P5.	67
Fig. 5.5 – Secção transversal dos pilares P6 a P14.	67
Fig. 5.6 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P1 e P4.	68
Fig. 5.7 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P2 e P3.	68
Fig. 5.8 – Corte transversal do tabuleiro na zona do encontro esquerdo e meio vão entre os pilares da ponte.	68
Fig. 5.9 – Corte transversal do tabuleiro na zona corrente do viaduto.	68
Fig. 5.10 – Corte transversal do tabuleiro na zona de transição sobre o pilar P5.	69
Fig. 5.11 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1 a P5.	69
Fig. 5.12 – Armadura longitudinal e transversal do pilar P7.	69
Fig. 5.13 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P6 e P8 a P14.	70
Fig. 5.14 – Esquema do sistema estrutural adoptado para a ponte sobre o Rio Louredo.	73
Fig. 5.15 - Curva momento-curvatura dos pilares P1 e P4.	74
Fig. 5.16 – Curva momento-curvatura dos pilares P2 e P3.	74

Fig. 5.17 – Curva momento-curvatura do pilar P5.....	75
Fig. 5.18 – Curva momento-curvatura dos pilares P6 e P8 a P14.	75
Fig. 5.19 – Curva momento-curvatura do pilar P7.....	75
Fig. 5.20 – Curva momento-curvatura dos pilares P2 e P3 com representação do comportamento da secção para curvaturas elevadas.	76
Fig. 5.21 – Representação da configuração dos três modos mais relevantes da estrutura: (a) 1º modo de vibração, em que a massa efectiva corresponde a 43,49% da massa total; (b) 2º modo de vibração, em que a massa efectiva corresponde a 20,41% da massa total; (c) 3º modo de vibração, em que a massa efectiva corresponde a 13,33% da massa total.	78
Fig. 5.22 – Representação dos espectros de resposta regulamentares: (a) Espectro de resposta elástico do EC8; (b) Espectro de resposta médio do RSA.	80
Fig. 5.23 – Comparação dos espectros de dimensionamento ($q=1,0$) de ambos os regulamentos (EC8 e RSA): (a) Acção sísmica Tipo 1 do EC8 e Tipo 2 do RSA (Sismo Afastado); (b) Acção sísmica Tipo 2 do EC8 e Tipo 1 do RSA (Sismo Próximo).....	80
Fig. 5.24 – Correspondência da acção sísmica gerada artificialmente e os espectros de resposta elásticos regulamentares (EC8): (a) Correspondência espectral para um sismo afastado (Tipo 1); (b) Correspondência espectral para um sismo próximo (Tipo 2).....	82
Fig. 5.25- Conjunto de acelerogramas artificiais gerados para uma acção sísmica afastada: (a) Sismo 1; (b) Sismo 2; (c) Sismo 3.	82
Fig. 5.26 - Conjunto de acelerogramas artificiais obtidos para uma acção sísmica próxima: (a) Sismo 1; (b) Sismo 2; (c) Sismo 3.	83
Fig. 5.27 – Esquema estrutural da ponte.	86
Fig. 5.28 – Corte transversal dos pilares.....	87
Fig. 5.29 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos apoios sobre os pilares.....	87
Fig. 5.30 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos encontros e na secção média dos vãos maiores.....	87
Fig. 5.31 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1, P2 e P3.....	88
Fig. 5.32 - Curva momento-curvatura dos pilares P1 e P3.	90
Fig. 5.33 - Curva momento-curvatura do pilar P2.....	90
Fig. 5.34 – Representação da configuração dos três modos da estrutura: (a) 1º modo de vibração, em que a massa efectiva corresponde a 59,06% da massa total; (b) 2º modo de vibração, em que a massa efectiva corresponde a 13,60% da massa total; (c) 3º modo de vibração em que a massa efectiva corresponde a 27,35% da massa total.....	91
Fig. 5.35 – Representação dos espectros de acelerações regulamentares: (a) Espectro de projecto elástico do EC8; (b) Espectro de resposta médio de dimensionamento do RSA.	92
Fig. 5.36 – Comparação dos espectros de dimensionamento ($q=1,0$) de ambos os regulamentos (EC8 e RSA): (a) Acção sísmica Tipo 1 do EC8 e Tipo 2 do RSA (Sismo Afastado); (b) Acção sísmica Tipo 2 do EC8 e Tipo 1 do RSA (Sismo Próximo).....	93

Fig. 5.37 – Correspondência da acção sísmica gerada artificialmente e os espectros de resposta elásticos regulamentares (EC8): (a) Correspondência espectral para um sismo afastado (Acção sísmica Tipo 1); (b) Correspondência espectral para um sismo próximo (Acção sísmica Tipo 2).	94
Fig. 5.38 - Conjunto de acelerogramas artificiais gerados para uma acção sísmica afastada: (a) Sismo 1; (b) Sismo 2; (c) Sismo 3.....	94
Fig. 5.39 - Conjunto de acelerogramas artificiais obtidos para uma acção sísmica próxima: (a) Sismo 1; (b) Sismo 2; (c) Sismo 3.....	95
Fig. 6.1 – Resultados de análises lineares simplificadas com recurso ao EC8 e RSA: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d), (e) e (f) Resultados para um sismo próximo.....	99
Fig. 6.2 - Resultados de análises dinâmicas lineares com recurso ao EC8 e RSA: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d),(e) e (f) Resultados para um sismo próximo.....	100
Fig. 6.3 – Resultados de uma análise modal e simplificada para um sismo afastado, com recurso ao espectro de resposta do EC8: (a) Deslocamento máximo no topo dos pilares; (b) e (c) Esforço transversal e momentos flectores, respectivamente, na base dos pilares.	101
Fig. 6.4 – Corte Basal total da estrutura de acordo com o número de modos utilizados na análise e a metodologia de análise linear utilizada: (a) Sismo Tipo 1 segundo o EC8; (b) Sismo Tipo 2 segundo o EC8.	101
Fig. 6.5 - Corte Basal no pilar P7 de acordo com o número de modos utilizados na análise e a metodologia de análise linear utilizada: (a) Sismo Tipo 1 segundo o EC8; (b) Sismo Tipo 2 segundo o EC8.	102
Fig. 6.6 – Representação das curvas “pushover” e idealizações bilineares correspondentes aos dois tipos de acção sísmica considerados: (a) e (c) Distribuição de forças proporcional ao 1º modo de vibração; (b) e (d) Padrão de forças associado a uma configuração de deformada constante.....	104
Fig. 6.7 – Espectros de resposta no formato ADRS para os dois tipos de acção sísmica, segundo o EC8: (a) e (b) Padrão de forças “Constante”; (c) e (d) Distribuição de forças “Modo 1”.	105
Fig. 6.8 - Resultados de análises não lineares estáticas: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d), (e) e (f) Resultados para um sismo próximo.....	106
Fig. 6.9 – Representação da resposta do pilar P7 (Sismo 1): (a) e (b) Deslocamentos no topo do pilar para a acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respectivamente; (c) e (d) Momentos na rótula plástica.	107
Fig. 6.10 - Diagrama momento-curvatura do pilar P3: (a) Sismo afastado (Sismo 1); (b) Sismo próximo (Sismo 1).	108
Fig. 6.11 - Resultados de análises não lineares: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d), (e) e (f) Resultados para um sismo próximo.....	109
Fig. 6.12 - Diagrama momento-curvatura do pilar P3 (Sismo 1) para um sismo afastado escalado (x4).	110

Fig. 6.13 - Resultados de análises não lineares para uma acção sísmica 4 vezes superior e um sismo afastado: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.	111
Fig. 6.14 - Alteração da resposta obtida com os métodos “pushover” devido à utilização de um amortecimento viscoso de 10%.	111
Fig. 6.15 - Alteração da resposta obtida com os métodos “pushover” devido à utilização de um amortecimento viscoso de 15%.	112
Fig. 6.16 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=1,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo afastado: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.	113
Fig. 6.17 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=2,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo afastado: (a) e (b) Esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.	113
Fig. 6.18 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=1,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo afastado escalado ($\times 4$): (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.	114
Fig. 6.19 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=2,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo afastado escalado ($\times 4$): (a) e (b) Esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.	114
Fig. 6.20 – Resultados de análises lineares simplificadas com recurso ao EC8 e RSA: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d),(e) e (f) Resultados para um sismo próximo.	116
Fig. 6.21 - Resultados de análises dinâmicas lineares com recurso ao EC8 e RSA: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d),(e) e (f) Resultados para um sismo próximo.	117
Fig. 6.22 – Resultados de uma análise modal e simplificada para um sismo afastado, com recurso ao espectro de resposta do EC8: (a) Deslocamento máximo no topo dos pilares; (b) e (c) Esforço transversal e momentos flectores, respectivamente, na base dos pilares.	118
Fig. 6.23 – Corte Basal total da estrutura de acordo com o número de modos utilizados na análise e a metodologia de análise linear utilizada: (a) Sismo Tipo 1 segundo o EC8; (b) Sismo Tipo 2 segundo o EC8.	119
Fig. 6.24 - Corte Basal no pilar P3 de acordo com o número de modos utilizados na análise e a metodologia de análise linear utilizada: (a) Sismo Tipo 1 segundo o EC8; (b) Sismo Tipo 2 segundo o EC8.	119
Fig. 6.25 – Representação das curvas “pushover” e idealizações bilineares correspondentes aos dois tipos de acção sísmica considerados: (a) e (c) Distribuição de forças proporcional ao 1º modo de vibração; (b) e (d) Padrão de forças associado a uma configuração de deformada constante.	121
Fig. 6.26 – Espectros de resposta no formato ADRS para os dois tipos de acção sísmica, segundo o EC8: (a) e (b) Padrão de forças “Constante” ; (c) e (d) Padrão de forças “Modo 1”.	121

Fig. 6.27 - Resultados de análises não lineares estáticas: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d),(e) e (f) Resultados para um sismo próximo.....	122
Fig. 6.28 – Representação da resposta para o pilar P2 (Sismo 1): (a) e (b) Deslocamentos no topo do pilar para a acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respectivamente; (c) e (d) Momentos na rótula plástica para a acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respectivamente.....	123
Fig. 6.29 – Diagrama momento-curvatura do pilar P1: (a) Sismo afastado (Sismo 2); (b) Sismo próximo (sismo 2).	124
Fig. 6.30 - Diagrama momento-curvatura do pilar P2: (a) Sismo afastado (Sismo 2); (b) Sismo próximo (sismo 2).....	124
Fig. 6.31 - Resultados de análises não lineares: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d),(e) e (f) Resultados para um sismo próximo.....	125
Fig. 6.32 - Diagrama momento-curvatura para a acção sísmica próxima escalada: (a) Pilar P1 (Sismo 2) ; (b) Pilar P2 (Sismo 2).....	126
Fig. 6.33 - Resultados de análises não lineares para um sismo próximo escalado (x 12): (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.	127
Fig. 6.34 – Alteração da resposta obtida com os métodos “pushover” devido à utilização de um amortecimento viscoso de 10%.....	127
Fig. 6.35 – Alteração da resposta obtida com recurso aos métodos “pushover” devido à utilização de um amortecimento viscoso de 15%.....	128
Fig. 6.36 – Alteração da resposta obtida com recurso aos métodos “pushover” devido à utilização de um amortecimento viscoso de 20%.	128
Fig. 6.37 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=1,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo próximo: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.	129
Fig. 6.38 - Resultados de análises dinâmicas ($q=2,0$) lineares assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo próximo: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.	130
Fig. 6.39 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=1,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo próximo escalado (x12): (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.	131
Fig. 6.40 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=3,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo próximo escalado (x12): (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.	132

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Coeficientes de importância γ_i	16
Quadro 3.2 – Coeficiente de sismicidade α	18
Quadro 3.3 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s ²) nas várias zonas sísmicas.....	19
Quadro 3.4 – Aceleração do solo para as várias zonas sísmicas no RSA.....	20
Quadro 3.5 – Parâmetros caracterizadores dos tipos de terreno.....	21
Quadro 3.6 – Classificação do Tipo de Solo segundo o RSA.....	21
Quadro 3.7 – Descrição do perfil estratigráfico para cada tipo de terreno prescrito no EC8.....	22
Quadro 3.8 – Correspondência entre os vários tipos de terreno prescritos nos dois regulamentos.....	22
Quadro 3.9 – Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico do EC8, para os dois tipos de acção sísmica.....	23
Quadro 3.10 – Valores de coeficiente de comportamento adoptados no REBAP para pontes.....	30
Quadro 4.1 – Tipos de análise sísmica abordados no trabalho.....	39
Quadro 4.2 – Coeficiente sísmico de referência β_0	43
Quadro 5.1 – Hipóteses de modelação estrutural – Ponte sobre o Rio Arade e viaduto de acesso.	63
Quadro 5.2 – Altura dos pilares.....	66
Quadro 5.3 – Armadura longitudinal dos pilares.....	70
Quadro 5.4 – Características do Betão e do Aço.....	71
Quadro 5.5 – Características do betão confinado.....	71
Quadro 5.6 – Características do betão não confinado.....	71
Quadro 5.7 – Parâmetros que traduzem a eficiência do confinamento.....	72
Quadro 5.8 – Propriedades das secções equivalentes dos pilares.....	72
Quadro 5.9 – Propriedades das secções equivalentes dos tabuleiros.....	72
Quadro 5.10 – Determinação das massas nodais da estrutura.....	73
Quadro 5.11 – Características das leis trilineares.....	76
Quadro 5.12 – Dados utilizados para o cálculo de ductilidade dos pilares.....	77
Quadro 5.13 – Características dos modos de vibração da estrutura.....	78
Quadro 5.14 – Dados para o cálculo da frequência de Rayleigh.....	79
Quadro 5.15 – Acelerações obtidas para os diferentes espectros regulamentares e tipo de acção sísmica.....	81
Quadro 5.16 – Parâmetros de amortecimento.....	83
Quadro 5.17 – Parâmetros relativos ao Método de Newmark.....	83
Quadro 5.18 – Valores dos módulos de elasticidade utilizados nas várias abordagens.....	85

Quadro 5.19 – Frequências e respectivas acelerações espectrais ($q=1,0$) para as diferentes abordagens consideradas.	85
Quadro 5.20 – Alturas dos pilares.	86
Quadro 5.21 – Armadura longitudinal do pilar.....	88
Quadro 5.22 – Características do betão confinado.	88
Quadro 5.23 – Parâmetros que traduzem a eficiência do confinamento.....	88
Quadro 5.24 – Propriedades das secções equivalentes dos pilares.....	89
Quadro 5.25 – Propriedades das secções equivalentes dos tabuleiros.	89
Quadro 5.26 – Determinação das massas nodais da estrutura.	89
Quadro 5.27 – Características das leis trilineares.	90
Quadro 5.28 – Dados utilizados para o cálculo de ductilidade dos pilares.....	90
Quadro 5.29 – Características dos modos de vibração da estrutura.	91
Quadro 5.30 – Dados utilizados para a obtenção da frequência de Rayleigh.	92
Quadro 5.31 – Acelerações obtidas para os diferentes espectros regulamentares e tipo de acção sísmica.	93
Quadro 5.32 – Parâmetros de amortecimento.	95
Quadro 5.33 – Valores dos módulos de elasticidade utilizados nas várias abordagens.....	96
Quadro 5.34 – Frequências e respectivas acelerações espectrais para as diferentes abordagens consideradas.	96
Quadro 6.1 – Características dos sistemas equivalentes de 1 GL considerados para uma acção sísmica Tipo 1.....	103
Quadro 6.2 - Características dos sistemas equivalentes de 1 GL considerados para uma acção sísmica Tipo 2.....	103
Quadro 6.3 – Ductilidade explorada (deslocamentos e rotações) para diferentes tipos de análise não linear e capacidade máxima de rotação das rótulas plásticas segundo o EC8.	110
Quadro 6.4 – Características dos sistemas equivalentes de 1 GL considerados para uma acção sísmica Tipo 1.....	120
Quadro 6.5 - Características dos sistemas equivalentes de 1 GL considerados para uma acção sísmica Tipo 2.....	120
Quadro 6.6 – Ductilidade explorada (deslocamentos e rotações) para diferentes tipos de análise “pushover” e capacidade máxima de rotação das rótulas plásticas segundo o EC8.	126

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

- a_g - aceleração de projecto em rocha (terreno tipo A);
- a_{gR} - aceleração de pico de referência no solo A (rocha);
- ADRS - *Acceleration-Displacement-Response-Spectrum*;
- A_n – amplitude de aceleração de pico;
- A_{st}^* - área do estribo exterior da secção equivalente;
- B - largura do tabuleiro;
- b_0 – largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas);
- b_i – distância entre varões consecutivos abraçados;
- C - matriz de amortecimento;
- CQC - combinação quadrática completa;
- c_u – resistência não drenada do solo;
- d – altura efectiva da secção;
- d_i - deslocamento provocado na estrutura pelas forças F_i actuando simultaneamente na direcção em relação à qual se está a determinar a frequência própria;
- d^* - deslocamento correspondente a um sistema equivalente de 1 GL;
- d_m^* - deslocamento usado para a determinação da relação força-deslocamento idealizada;
- d_y^* - deslocamento no ponto de cedência para um sistema equivalente de 1 GL;
- d_{bL} – diâmetro dos varões da armadura longitudinal;
- E_c/E_{cm} – módulo de elasticidade do betão não fendilhado;
- E_s – módulo de elasticidade do aço;
- EC8 – Eurocódigo 8;
- E_m^* - energia de deformação até à formação da rótula plástica;
- f – frequência própria fundamental da estrutura correspondente à direcção considerada;
- f_c - resistência à compressão do betão não confinado;
- f_{cm} – valor médio de resistência à compressão do betão não confinado;
- f_{syt} - tensão de cedência da armadura transversal;
- f_{sym} – valor médio da tensão de cedência do aço;
- f_{yk} – tensão de cedência característica do aço das armaduras;
- F^* - força correspondente a um sistema equivalente de um 1GL;
- F_y^* - força de corte em cedência correspondente a um sistema equivalente de um 1GL;
- F_b - força de corte total na base;
- FCT – Fundação de Ciências e Tecnologia;

F_i - força cuja intensidade é igual ao peso da massa i ;

g - aceleração da gravidade;

GL – grau de liberdade;

$G(\omega)_i$ - densidade espectral de potência;

G_i – soma dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das cargas variáveis correspondentes à massa i ;

h' - largura do núcleo cintado;

h_0 – altura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas);

J_{cr} – momento de inércia da secção fendilhada no ponto de cedência da armadura;

J_{un} – momento de inércia da secção do pilar não fendilhada;

K - corresponde à rigidez do sistema;

K_0 – Rigidez inicial;

K_1 – Rigidez após fissuração;

K_2 – Rigidez após cedência;

L - comprimento total do tabuleiro contínuo;

L – distância desde a secção final da rótula plástica ao ponto de momento nulo do pilar;

L_i - factor modal de excitação sísmica;

L_p - comprimento da rótula plástica;

L_s - distância da rótula plástica ao ponto de momento nulo;

M - matriz de massa;

m_c - momento correspondente à fissuração;

m^* - massa referente a um sistema equivalente de 1 GL;

$M_{Ed,i}$ - momento flector actuante para uma determinada acção sísmica no pilar i ;

MDOF – *Multiple Degree Of Freedom*;

MMF – Método do Modo Fundamental;

MPA – *Modal Pushover Analysis*;

$M_{Rd,i}$ - momento flector resistente da secção do pilar i ;

m_y – momento correspondente à cedência;

M_y - momento de cedência;

n – número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou ganchos;

N – esforço axial nos pilares;

N_{SPT} – número de pancadas corrigido de um ensaio SPT (“*standard penetration test*”);

P_{NCR} - probabilidade de excedência;

q - coeficiente de comportamento (EC8);

q_r - coeficiente de comportamento reduzido;

REBA - Regulamento de Estruturas de Betão Armado;

REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré Esforçado;

r_i - factor de redução de força local;

RSA – Regulamento de Segurança e Acções de Edifícios e Pontes;

RSEP - Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes;

s – espaçamento longitudinal entre cintas;

S - factor de terreno;

S_d - espectro de projecto elástico;

S_{de} - espectro de resposta elástico de deslocamento;

SDOF – *Single Degree Of Freedom*;

S_e - espectro de resposta elástico;

SRSS - raiz da soma dos quadrados das respostas modais;

T - período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;

T_B - limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C - limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D - valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

T_R - período de retorno;

$v_{s,30}$ - valor médio da velocidade da onda de corte;

$z(t)$ – valor de aceleração do solo (acelerograma);

Z_m - inclinação do tramo linear B-C;

α – coeficiente de sismicidade;

α – parâmetro de integração do método de Newmark;

α_n – parâmetro que traduz o efeito da forma das armaduras transversais;

α_s – parâmetro que traduz o efeito do espaçamento vertical das armaduras transversais;

α_s - razão do vão de esforço transversal do pilar;

β – coeficiente sísmico correspondente à direcção considerada;

β - coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;

β – parâmetro que traduz o endurecimento do aço;

β – parâmetro de integração do método de Newmark;

β_0 – coeficiente sísmico de referência, que depende das características do terreno e da frequência própria fundamental da estrutura na direcção considerada;

γ_I - factor de importância;

η - coeficiente de comportamento (RSA);

η - coeficiente de correcção do amortecimento (EC8);
 η_k - esforço axial normalizado;
 $\theta_{p,u}$ - capacidade de rotação das rótulas plásticas;
 θ_u - rotação da corda (*chord rotation*) última;
 ξ - coeficiente de amortecimento;
 ρ_0 - curvatura correspondente à fissuração;
 ρ_y - curvatura correspondente à cedência;
 Φ_u - curvatura última;
 ω_{wd} - percentagem mecânica de armadura transversal;
 Γ - factor de transformação;
 ν - coeficiente de correcção que reflecte o aumento de rigidez provocado pela parte não fendilhada da secção;
 ν - esforço axial reduzido;
 d_t^* - deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL;
 Δ_d - diferença média dos deslocamentos na direcção transversal de todos os topos dos pilares onde actua a acção sísmica;
 Δ_d - diferença máxima dos deslocamentos na direcção transversal de todos os topos dos pilares onde actua a acção sísmica;
 Δt - intervalo de tempo relativo ao processo de integração numérica;
 ζ_i - corresponde ao factor de forma que define a distribuição de forças ao longo da estrutura;
 δ_y - deslocamento no topo dos pilares relativo ao ponto de cedência;
 ε_{20c} - extensão correspondente a 20% da tensão máxima na região B-C;
 ε_c - extensão do betão;
 ε_s - extensão do aço;
 ρ_v - razão entre o volume de armadura transversal e o volume de betão cintado;
 σ_c - tensão normal no betão confinado;
 ω_n - frequência angular;
 ϕ^* - diâmetro do estribo exterior da secção equivalente;
 Φ_i - componente de deformada da estrutura no grau de liberdade i ;
 ϕ_n - ângulo de fase;
 ϕ_y - curvatura de cedência;
 μ_ϕ - ductilidade calculada com base nos valores de curvatura;
 μ_θ - ductilidade calculada com base nos valores de rotação de corda, que equivale e considerar os valores de deslocamentos;
 $\Delta\alpha_j$ - é o incremento de força horizontal, normalizado ao peso $gM_{i,j}$, aplicado no passo j .

1

INTRODUÇÃO, ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A ocorrência dos sismos mais recentes possibilitou a constatação do inadequado comportamento sísmico de pontes de betão armado. As deficiências que surgiram neste tipo de estruturas são na sua maioria atribuídas à filosofia de projecto adoptada, associada à utilização de metodologias mais simples, mas que possibilitam uma maior rapidez de cálculo na abordagem do dimensionamento sísmico de pontes.

Torna-se então necessário dispor de meios rigorosos na análise da resposta sísmica deste tipo de estruturas que permitam, de uma maneira segura e económica, garantir um bom comportamento sísmico no âmbito do dimensionamento estrutural e da avaliação da necessidade de reforço. Há que distinguir no entanto o tipo de abordagem utilizado na análise sísmica de estruturas de pontes e edifícios. As estruturas de edifícios apresentam grande capacidade de redistribuição de esforços quando a cedência é explorada em alguns dos seus elementos, razão pela qual este processo pode não se traduzir em tragédia. Contudo, numa ponte, a rotura individual de um elemento estrutural pode provocar a ruína total da estrutura.

Para estruturas correntes é normal o uso de métodos simplificados, recorrendo-se a uma análise linear estática em que a não linearidade é considerada através da utilização de um coeficiente global de redução de esforços. Contudo, a utilização deste tipo de metodologia resulta, sobretudo para estruturas situadas em regiões de elevada sismicidade, em soluções pouco económicas, devido ao seu carácter conservativo, pelo modo simples como é considerada a capacidade dúctil dos elementos da estrutura.

Surge então a necessidade subjacente ao desenvolvimento de metodologias de análise dinâmica eficazes, que possibilitem um rápido e económico dimensionamento das estruturas, sem descuidar o comportamento não linear e a dissipação de energia nos seus elementos dúcteis. A capacidade deste tipo de instrumentos em traduzir de modo mais correcto possível o comportamento sísmico das estruturas possibilita ainda a sua utilização na avaliação da necessidade de reforço sísmico de obras existentes.

Por conseguinte, o desenvolvimento de metodologias de análise sísmica neste tipo de estruturas induz também o surgimento de novas prescrições regulamentares associadas ao processo de dimensionamento e à pormenorização de elementos estruturais. A regulamentação sísmica evolui então no sentido de incluir indicações que procuram dotar a estrutura de características de rigidez e

mecanismos de dissipação de energia que garantem um melhor dimensionamento estrutural, tanto do ponto de vista económico, como no que diz respeito ao comportamento sísmico da estrutura.

Deste modo é possível concluir que o projecto e concepção de uma ponte, em zonas para as quais a acção sísmica assume importância fundamental, carece de especial atenção. Acima de tudo é necessário garantir que o modelo e tipo de metodologia adoptado para a análise da estrutura traduzem adequadamente o seu comportamento sísmico. Todavia, é também essencial garantir uma adequada definição da acção sísmica, pelo que a evolução da regulamentação, tanto a nível internacional como nacional, tem incidido no sentido de melhorar esse aspecto.

Em Portugal, a entrada em vigor do novo regulamento sísmico, o Eurocódigo 8 (EC8), introduz diversas melhorias relativamente ao anterior regulamento, o Regulamento de Segurança e Acções de Edifícios e Pontes (RSA), resultado dos estudos efectuados e novos conhecimentos adquiridos no âmbito da engenharia sísmica, tanto a nível nacional como a nível internacional. Torna-se deste modo pertinente a avaliação da segurança sísmica e da necessidade de reforço de pontes em betão armado em Portugal.

1.2. ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS

A entrada em vigor do novo regulamento sísmico, o Eurocódigo 8, introduz alterações em relação à regulamentação prévia, o Regulamento de Segurança e Acções de Edifícios e Pontes, quer no que se refere à caracterização da acção sísmica, quer no que diz respeito à introdução de metodologias de análise e pormenorização dos elementos estruturais.

Por conseguinte, o trabalho tem como principais objectivos: o estudo das diferenças na definição da acção sísmica subjacente à utilização dos dois regulamentos e a avaliação do impacto na resposta sísmica deste tipo de estruturas devido à utilização de diversas metodologias de análise estrutural.

O estudo foca as diferenças conceptuais relativas à definição da acção sísmica nos dois regulamentos, sendo abordadas não apenas as prescrições gerais, mas também as que se referem especificamente a pontes. No âmbito de uma comparação metodológica, são considerados vários métodos de análise sísmica que incluem ou não o comportamento não linear material.

Para isso procede-se à análise sísmica de duas pontes portuguesas em betão armado, sendo assumido o comportamento linear e não linear dos materiais que as constituem. As obras sobre as quais este estudo se foca são a ponte sobre o Rio Arade e viaduto de acesso e a ponte sobre o Rio Louredo, pelo que os elementos relativos a estas estruturas foram generosamente fornecidos pelo GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, AFA – Consultores de Engenharia, Lda. e Armando Rito, Lda.. É possível deste modo identificar as principais diferenças ao nível da pormenorização dos elementos que as constituem, tanto devido à utilização de diferentes prescrições regulamentares como pela adopção de diferentes métodos de análise estrutural. Interessa estudar também até que ponto a concepção destas estruturas, de acordo com o RSA, conduz a problemas ao nível do seu comportamento sísmico ou diferenças consideráveis no que diz respeito à pormenorização dos seus elementos segundo o novo regulamento.

Os modelos estruturais utilizados, pese embora de reduzido nível de sofisticação, possibilitam a avaliação das respostas máximas das estruturas, permitindo avaliar o desempenho das estruturas no que diz respeito a capacidade resistente, exigência de ductilidade e dissipação de energia. Deste modo, é também possível avaliar as principais diferenças ao nível da pormenorização das armaduras, que advêm da utilização de diferentes prescrições regulamentares e metodologias de análise.

Este trabalho é realizado no âmbito de um projecto de investigação financiado pela FCT (Fundação de Ciências e Tecnologia), que visa a avaliação da segurança sísmica de um conjunto de pontes portuguesas. Estudos referentes a este tema têm sido realizados nos últimos anos em Portugal e no estrangeiro por autores como Delgado (2009) e Calvi *et al.* (2005).

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O estudo em questão desenvolve-se em seguida ao longo de seis capítulos. Os primeiros três capítulos abordam o tema numa perspectiva teórica. Os últimos capítulos referem-se especificamente ao estudo prático realizado.

No capítulo 2 é então abordada a problemática do comportamento sísmico de pontes, sendo referidos os principais danos que surgiram em pontes de betão armado devido a sismos mais ou menos recentes. Serve essencialmente de base de observação real de danos em pontes, permitindo enquadrar o trabalho prático realizado, pelo que são mencionadas as principais deficiências registadas neste tipo de estruturas devido à acção sísmica.

O capítulo 3 integra uma comparação entre as disposições regulamentares do EC8 e do RSA no que diz respeito à definição da acção sísmica. São abordadas as principais diferenças dos dois regulamentos que influenciam o processo de dimensionamento, resultando deste modo em contrastes na pormenorização dos elementos da estrutura.

No capítulo 4 são mencionadas as questões relativas à modelação estrutural e comportamento do material, assim como as que dizem respeito aos procedimentos e metodologias de análise. A abordagem desta matéria envolve um enquadramento regulamentar, sendo contudo apresentadas também metodologias que não são incluídas nos regulamentos.

Os dois últimos capítulos referem-se aos dois casos em estudo. No capítulo 5 são inicialmente esclarecidos alguns procedimentos de cálculo, seguindo-se a descrição das duas pontes em estudo: a ponte sobre o Rio Arade e viaduto de acesso e a ponte sobre o Rio Louredo. O capítulo inclui deste modo a caracterização dos modelos adoptados, das suas características dinâmicas, sendo definida a acção sísmica para os dois casos.

No capítulo 6 é realizada uma análise dos resultados obtidos para os dois casos de estudo. Por conseguinte é apresentado um conjunto de conclusões que focam a validade das metodologias utilizadas e as diferenças que resultam da utilização de diferentes métodos de análise para as duas pontes em estudo.

Finalmente, no capítulo 7 são apresentadas as conclusões mais importantes do trabalho realizado, sendo também propostas algumas sugestões para trabalhos futuros. Os anexos deste trabalho integram ainda os resultados mais relevantes de análises realizadas para outras três obras (Viaduto Morreira, Ponte sobre o Rio Coura e Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa) no âmbito de um projecto de investigação financiado pela FCT (Anexo A.1).

2

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PONTES

2.1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos a ocorrência de sismos com significativa intensidade em zonas com elevado índice de construção originou numerosos acidentes em obras mais ou menos recentes, permitindo a análise do comportamento sísmico de estruturas projectadas de acordo com diferentes filosofias de dimensionamento. As regras de dimensionamento sísmico de pontes, e consequentemente o seu comportamento estrutural, têm evoluído muito nas últimas décadas, pelo que a idade das obras de arte é um indicador essencial para avaliar o seu desempenho.

As pontes e os viadutos foram das estruturas que mais danos sofreram em sismos ocorridos recentemente, tais como os sismos de Loma Prieta e de Northridge (ocorridos nos EUA em 1989 e 1994, respectivamente) e o sismo de Kobe (ocorrido no Japão em 1995). Como consequência disso houve um impulsionamento dos estudos de investigação relativos à avaliação da segurança sísmica de pontes, também com o intuito de melhorar as prescrições regulamentares relativas à pormenorização dos elementos estruturais e às metodologias de análise sísmica.

As prioridades assumidas na regulamentação têm vindo igualmente a alterar-se. Assim, a regulamentação mais recente assume cada vez mais a importância dos prejuízos económicos causados pelos sismos nas estruturas. A preocupação no dimensionamento sísmico para além do objectivo da verificação de segurança inclui uma perspectiva económica de limitação de danos. As repercussões de um sismo, a nível económico, são caracterizadas por custos directos, relativos a custos de reparação dos elementos afectados, e custos indirectos, mais difíceis de quantificar e associados à ruptura da rede de transportes. A importância destes últimos é tanto maior quanto mais desenvolvida for a economia da zona afectada. Nos sismos de Northridge (1994), Kobe (1995) e Taiwan (1999), embora não tenha havido uma quantificação destes custos, existe a convicção de que excederam os custos directos.

No âmbito do trabalho realizado é efectuado, neste capítulo, um enquadramento geral do comportamento sísmico de estruturas, sendo referidos os aspectos mais importantes de alguns dos sismos mais recentes e dos danos verificados, associados a deficiências do comportamento estrutural.

2.2. DANOS EM PONTES DEVIDO À ACÇÃO SÍSMICA

Os danos mais comuns em pontes surgem nos pilares, encontros e fundações. A maioria destes danos têm origem em deficiências de projecto que advêm de uma concepção elástica de funcionamento dos materiais, anterior a 1970 e que continuou ou continua a ser usada em muitos casos (Vaz, 1992; Calvi *et al.*, 1996). De acordo com Calvi *et al.* (1996) é possível incluir estes danos em três grandes classes de erros no processo de dimensionamento:

- A subestimação das forças laterais;
- A adopção de uma relação entre forças sísmicas e forças gravíticas muito diferente da real, que pode conduzir a formas diferentes dos diagramas envolventes de momentos e a valores inferiores;
- A elevada resistência a momentos flectores conferida às secções devido à inutilização de rótulas plásticas, que pode conduzir a uma rotura frágil por esforço transversal.

2.2.1. RIGIDEZ DOS PILARES

Para pontes com pilares rígidos os fenómenos de interacção solo-estrutura assumem grande importância no comportamento sísmico, ocorrendo estes com especial incidência na zona dos encontros, visto que os impulsos dinâmicos podem ultrapassar em grande escala os impulsos estáticos. Consequentemente, a não inclusão da flexibilidade das fundações nos parâmetros de análise sísmica deste tipo de pontes pode conduzir eventualmente a erros grosseiros na avaliação do seu comportamento sísmico (Vaz, 1992). No entanto, para pontes com pilares flexíveis, estes assumem vital importância na resistência a acções horizontais. Deste modo, as exigências de ductilidade devem ser calculadas de forma realista, sendo espectável a exploração da não linearidade dos materiais que constituem os pilares.

2.2.2. SOLO DE FUNDAÇÃO

Danos associados à rotura do solo de fundação dependem essencialmente do nível de deformação do solo e das suas características. Contudo, nos casos em que os solos de fundação têm uma rigidez reduzida (solos moles), há uma amplificação da resposta estrutural. Consequentemente podem surgir esforços e deslocamentos não compatíveis com a resistência da estrutura, que foi dimensionada assumindo-se um tipo de terreno com características mecânicas mais favoráveis (Calvi *et al.*, 1996).

O fenómeno de liquefacção dos solos também assume uma importância fundamental, podendo conduzir a excessivas deformações verticais e horizontais, independentes da resposta à vibração (Calvi *et al.*, 1996). A ocorrência deste fenómeno está dependente não apenas da acção sísmica mas também do tipo de solo e do seu grau de saturação. Após o sismo de Niigata (1964), no Japão, foi conduzida uma investigação técnica que permitiu compreender este fenómeno como não tinha sido possível até então. Na Fig. 2.1 é possível observar os efeitos induzidos numa estrutura devido ao fenómeno de liquefacção.



Fig. 2.1 – “Showa Bridge”, Niigata (1964). Colapso por rotação dos pilares devido a liquefacção.

2.2.3. CHOQUE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os danos causados pela choque de elementos estruturais resultam, em geral, de numa rotura frágil, devido ao esforço transversal provocado pelas elevadas forças geradas pelo impacto. Normalmente o choque dá-se entre a estrutura superior de um dos elementos e os pilares do outro (Calvi *et al.*, 1996). No entanto, o choque pode influenciar a frequência de vibração, inclusivamente resultando numa acção favorável, prevenindo fenómenos de ressonância (Calvi *et al.*, 1996). Na Fig. 2.2 é possível verificar os danos induzidos no pilar de um viaduto, devido ao choque deste elemento estrutural com o tabuleiro da ponte.

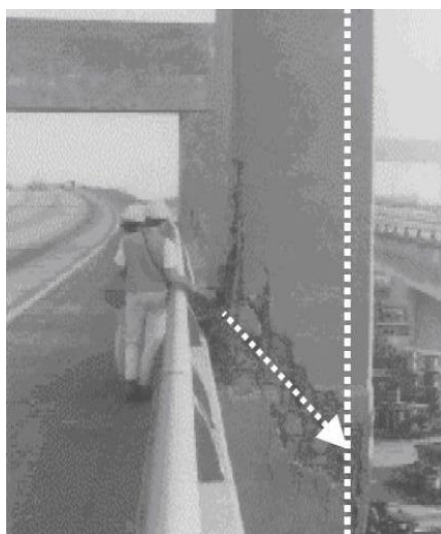


Fig. 2.2 – Choque entre tabuleiro e pilar de viaduto. Sismo de Loma Prieta (1989, EUA).

2.2.4. ROTURA POR FLEXÃO

Como já foi referido, até 1970 o comportamento não linear dos materiais e as necessidades de ductilidade não eram assumidas no processo de dimensionamento estrutural. Uma das consequências desta actuação corresponde ao insuficiente prolongamento da armadura longitudinal na zona adjacente às fundações onde estão localizadas as rótulas plásticas (Calvi *et al.*, 1996). Isto pode eventualmente conduzir à rotura por flexão na base dos pilares, tal como é possível observar na Fig. 2.3.



Fig. 2.3 – Sismo de Kobe (1995, Japão). Dispensa prematura de armadura longitudinal.

As elevadas deformações em regime plástico e a interação com o efeito do esforço transversal conduzem também a erros associados ao insuficiente comprimento de amarração. A não consideração dos efeitos de corte associados a uma fendilhação diagonal conduz ao surgimento de rótulas plásticas nesses locais e não na base dos pilares. Um exemplo deste erro é o colapso do viaduto da auto-estrada “Hanshin” (Fig. 2.4), provocado pela acção gerada pelo sismo de Kobe (1995, Japão).

A causa deste colapso deveu-se muito provavelmente à dispensa prematura das armaduras longitudinais de flexão, que levou ao surgimento de uma rótula plástica numa zona não dimensionada como tal.

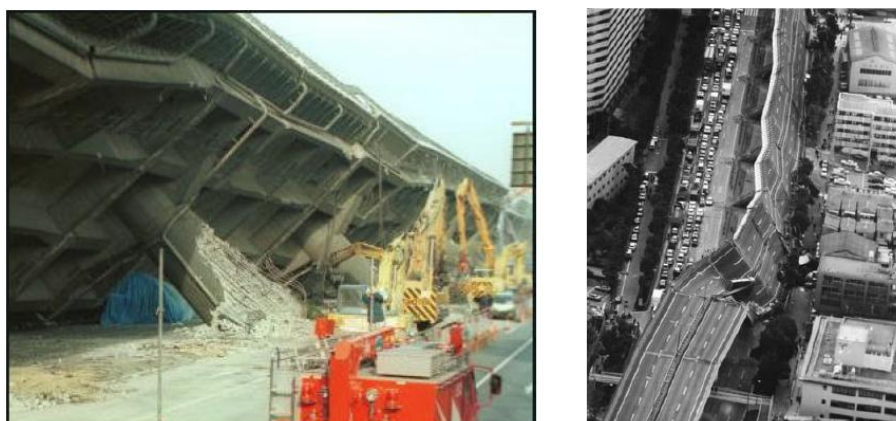


Fig. 2.4 – Sismo de Kobe (1995, Japão). Viaduto da “Hashin Expressway”.

Para além deste problema, as estruturas devem ser dotadas de ductilidade suficiente para dissiparem energia por deformação, sem no entanto perderem capacidade resistente. É essencial garantir o comportamento dúctil das secções dos pilares, conferindo imprescindivelmente o confinamento necessário ao betão de modo a aumentar a resistência e ductilidade. Caso contrário a rotura sucede nas

zonas em que a armadura transversal se revela insuficiente, pelo que a resistência do betão é menor, podendo conduzir ao seu esmagamento.

A Fig. 2.5 mostra os danos ocorridos nos pilares duma ponte inserida na rede de alta velocidade do Japão, durante o sismo de Niigata (2004). Estes danos resultaram muito provavelmente de uma deficiente pormenorização das armaduras transversais. Aparentemente, a zona onde ocorreu o descasque do betão coincide também com a zona de dispensa das armaduras longitudinais. A insuficiente pormenorização no que toca à ancoragem das armaduras transversais pode originar o seu destacamento em caso de esforços elevados.

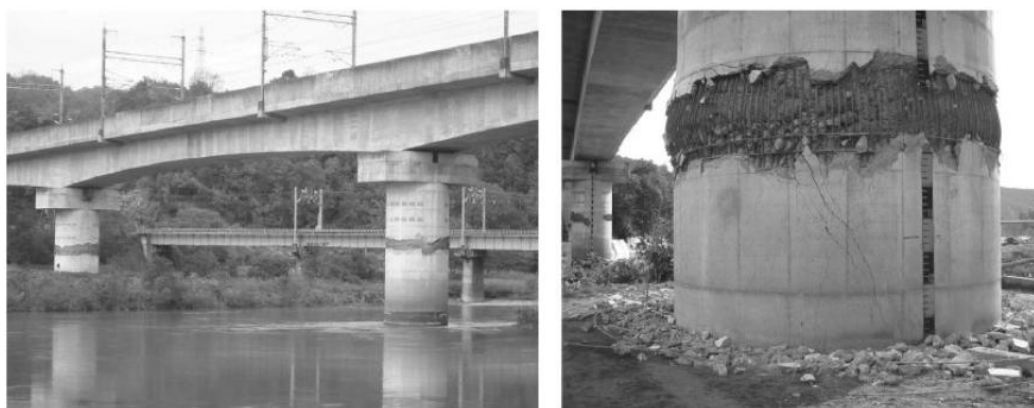


Fig. 2.5 – Niigata (2004, Japão) Descasque do betão ocorrido em ponte inserida na rede de alta velocidade do Japão.

2.2.5. ROTURA POR CORTE

Os pilares de pontes de betão armado construídas até ao final da década de 70 revelam, duma forma geral, insuficiente capacidade resistente ao esforço transversal, devendo-se isto à falta de conhecimento dos mecanismos de rotura por corte que existia na altura. Na maioria dos casos de danos registados nestas pontes, quando sujeitas à acção sísmica, as armaduras transversais existentes eram meramente armaduras de montagem, apresentando dimensões inadequadas. Na Fig. 2.6, Fig. 2.7 e Fig. 2.8 é possível verificar os danos causados por esta particular deficiência em pilares de pontes.



Fig. 2.6 – Sismo de Northridge (1994, EUA). Armadura transversal insuficiente.



Fig. 2.7 – Sismo de San Fernando (1971, EUA). Sub-dimensionamento de armadura transversal.



Fig. 2.8 – Armadura transversal insuficiente (Chen e Duan, 2003).

A insuficiência de armadura transversal traduz-se então numa rápida fendilhação do betão e consequente perda de resistência, que pode eventualmente conduzir a uma rotura frágil por esforço transversal, caracterizada pela presença de fendas diagonais, como é possível constatar na Fig. 2.9. Este tipo de rotura é particularmente comum em pilares curtos, cujo esforço transversal é muito influenciado por pequenas alterações dos deslocamentos no topo do pilar. A relação entre a resistências ao esforço transversal e a resistência à flexão traduz a prevalência dos esforços de corte (Calvi *et al.*, 1996), o que torna estes pilares mais susceptíveis a uma rotura frágil.



Fig. 2.9 – Sismo em Taiwan (1999). Rotura frágil por corte.

2.2.6. OUTROS TIPOS DE DANOS ESTRUTURAIS

Outro tipo de rotura de uma ponte, sob uma acção sísmica, está relacionada com a queda de um ou mais tramos do tabuleiro (Fig. 2.10), devido à falta de apoio na zonas da junta de dilatação e quando se verificam deslocamentos superiores aos previstos. A deficiente estimativa dos deslocamentos no topo dos pilares é causada devido a uma inadequada definição da acção sísmica ou devido à inadequabilidade do método de análise utilizado que eventualmente considerava uma rigidez não fendilhada e consequentemente um modelo mais rígido.



Fig. 2.10 – Sismo de San Fernando (1971). Queda de tabuleiro.

Outros danos estruturais estão associados, por exemplo, à má concepção dos nós de ligação entre vigas e pilares. A elevada concentração de esforços horizontais nestas zonas, durante um sismo, devido a forças de inércia elevadas, pode causar a sua falha se tiver existido uma subavaliação destas acções e

se as armaduras dimensionadas forem insuficientes. Esta foi, provavelmente, a principal causa do colapso do viaduto “Cypress” (Fig. 2.11), um dos mais graves acidentes resultantes do sismo de Loma Prieta (1989, EUA).



Fig. 2.11 – Sismo de Loma Prieta (1989, EUA). Colapso do viaduto “Cypress”.

2.3. NOTAS FINAIS

Pela leitura deste breve enquadramento teórico é então notório que as deficiências observadas no comportamento sísmico de pontes até à data estão associadas, não apenas a falhas de dimensionamento, mas também à própria evolução do conhecimento da engenharia sísmica e das metodologias de análise estrutural. O desenvolvimento dos métodos de análise verificou-se acima de tudo devido à necessidade de incluir no processo de cálculo o comportamento não linear dos materiais da estrutura, tendo-se verificado também uma evolução do modo como este factor é considerado ao nível do cálculo estrutural.

No entanto, e apesar da evolução da regulamentação sísmica e das metodologias de análise, é possível detectar o mesmo tipo de deficiências em estruturas concebidas em épocas diferentes. Torna-se então necessário fomentar o trabalho de investigação no âmbito da melhor compreensão do comportamento sísmico de pontes, com o objectivo de melhorar a regulamentação e possibilitar a correcta avaliação de estruturas já existentes e eventuais necessidades de reforço.

3

ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR

3.1. INTRODUÇÃO

A regulamentação sísmo-resistente em vigor a nível nacional integra, hoje em dia, no que diz respeito às estruturas de betão, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 2005) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré Esforçado (REBAP, 2004). No entanto a entrada em vigor da nova regulamentação europeia de estruturas, no que se refere ao “Projecto de estruturas para resistência aos sismos”, Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1:2010 e EN 1998-2:2005), introduz alterações em relação à regulamentação actualmente em vigor. Estas modificações e as principais diferenças entre ambos os documentos serão analisadas neste capítulo, focando-se as alterações a nível da caracterização da acção sísmica e o surgimento de novas metodologias de análise e pormenorização dos elementos estruturais em pontes.

Neste capítulo abordar-se-á de modo mais específico a Parte 1 do EC8 (NP EN 1998-1:2010), que integra as “Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios” e a Parte 2 (EN 1998-2:2005) que inclui prescrições específicas para estruturas de pontes. Serão abordados os capítulos 1, 2 e 3 da Parte 1 do regulamento, relativos a “Aspectos gerais”, “Exigências de desempenho” e “Definição da acção sísmica”. A Parte 2 do EC8 desenvolve certos aspectos da verificação sísmica de pontes e integra os seguintes capítulos:

- Cap. 1 – Introdução;
- Cap. 2 – Requisitos Fundamentais e Critérios de Conformidade;
- Cap. 3 – Definição da Acção Sísmica;
- Cap. 4 – Análise Sísmica;
- Cap. 5 – Verificação de Resistência;
- Cap. 6 – Pormenorização;
- Cap. 7 – Pontes com Isolamento Sísmico.

Apresenta-se então de seguida uma análise comparativa entre a regulamentação sísmo-resistente actual, RSA e a nova regulamentação, EC8 (Parte 1 e Parte 2), considerando-se apenas os aspectos mais relevantes. São apresentadas também noções relativas ao comportamento dinâmico de estruturas que permitem compreender quais os parâmetros fundamentais na sua resposta face às acções sísmicas, bem como as formas de caracterização dos efeitos dos sismos nas construções e mais especificamente em pontes.

3.1.1. REGULAMENTAÇÃO – NOTA HISTÓRICA

Segue-se um breve enquadramento histórico da regulamentação em Portugal, sendo focadas as alterações mais importantes nas prescrições regulamentares no que diz respeito à pormenorização dos elementos estruturais.

Na década de 60 a acção sísmica passou a ser incluída no processo de dimensionamento de estruturas, com a aprovação do RSEP (Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes), em 1961, e do REBA (Regulamento de Estruturas de Betão Armado), em 1967. Neste último foi introduzida a moderna filosofia de segurança aos estados limites, através da utilização de coeficientes parciais de segurança. Surgem também os conceitos de análise não linear e cálculo plástico.

Em 1983 surge o RSA (Regulamento de Segurança e Acções) que passa a tratar a acção sísmica como uma acção variável, majorada por um coeficiente de valor 1,5 para a verificação de segurança no Estado Limite Último. O regulamento introduz também melhorias no zonamento, incluindo uma definição da acção sísmica por espectros de potência e por espectros de resposta, definições mais realistas e sofisticadas do que as que constavam do RSEP. São também introduzidas prescrições relativas ao modo de dimensionar estruturas de ductilidade melhorada.

A introdução da nova regulamentação europeia de dimensionamento estrutural, os Eurocódigos, torna o processo de verificação de segurança mais complexo e rigoroso, particularmente no que diz respeito à acção sísmica, tratada num documento específico, o Eurocódigo 8. Este novo regulamento introduz diversas melhorias relativamente ao Regulamento de Segurança e Acções (RSA), que resultam dos estudos efectuados e novos conhecimentos adquiridos no âmbito da engenharia sísmica, tanto a nível nacional como a nível internacional.

3.2. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO

A EN 1998-1 define inicialmente, no §1.1.1(1), os requisitos essenciais a considerar no projecto e construção de estruturas em regiões sísmicas:

- Protecção das vidas humanas;
- Limitar os danos materiais;
- Assegurar a manutenção em funcionamento das estruturas de protecção civil importantes.

Estes três objectivos são materializados em dois níveis de desempenho estrutural, assumindo dois tipos diferentes de acção sísmica com diferente probabilidade de ocorrência durante um determinado período de referência. O EC8 define esses dois níveis tanto na Parte 1 como na Parte 2, referente a pontes, existindo no entanto concordância na sua caracterização. Encontram-se definidos no §2.1(1) da EN 1998-1 e no §2.2(1) da EN 1998-2:

- Exigência de não colapso – Depois da ocorrência de um evento sísmico, a ponte deve reter a sua integridade estrutural e adequada resistência residual ainda que, em algumas zonas da estrutura possa existir dano considerável. O dimensionamento das zonas mais susceptíveis a dano, pela sua contribuição para a dissipação de energia, deve ser realizado de forma a que, depois de um sismo, a estrutura consiga suportar as acções resultantes de tráfego de emergência e inspecções e que a sua reparação possa ser executada de uma forma fácil e eficaz. Este nível de exigência terá de ser satisfeito para a acção sísmica de projecto, a qual deverá ser estabelecida pela autoridade nacional competente isto é, a definição da probabilidade de excedência (P_{NCR}) desta acção num determinado período é efectuada no Anexo Nacional de cada país. No §2.1(1) da Parte 1 do regulamento recomenda-se que para

estruturas correntes o valor da probabilidade de excedência seja $P_{NCR}=10\%$ em 50 anos, correspondendo este a um período de retorno, T_R , de 475 anos. Para estruturas de pontes com importância média, com um tempo de vida de 50 e 100 anos o sismo assume uma probabilidade excedente entre 10% e 19%, respectivamente, de acordo com o Anexo A da Parte 2 do EC8.

- **Exigência de limitação dos danos** - Surge como uma garantia de que, face a um sismo menos intenso, mas relativamente frequente, há uma limitação de danos em elementos estruturais e não estruturais. Deve-se evitar qualquer tipo de dano em elementos estruturais, aceitando-se um certo nível de dano em elementos não estruturais desde que seja possível a sua reparação de forma fácil e económica. A salvaguarda de vidas humanas passa então a ser complementada com o objectivo de redução de perdas económicas, sendo que os prejuízos que resultam de um sismo não dependem apenas de perdas de capital mas também de perdas relativas à interrupção da actividade económica. Esta acção sísmica tem, em comparação com a relativa à exigência de não colapso, maiores probabilidades de ocorrência. Assim, a EN 1998-1 recomenda, para estruturas correntes, a consideração de uma acção sísmica (correntemente denominada como acção sísmica de “serviço”) com uma probabilidade de excedência de 10 % em 10 anos, correspondendo este valor a um período de retorno, T_R , de 95 anos (ou seja, uma acção com 40,9 % de excedência em 50 anos).

Em contraste é possível verificar que o RSA não impõe, no entanto, qualquer tipo de exigência de limitação de danos sendo esta uma das principais diferenças entre este regulamento e o EC8. Salienta-se assim o aspecto inovador que introduz o EC8, assumindo a importância relativa à limitação de perdas económicas. Esta exigência de limitação de danos resulta da evolução da filosofia de projecto, a qual tem vindo a passar de uma preocupação exclusivamente voltada para a segurança das pessoas para, sem descurar este último aspecto, uma preocupação mais economicista. Isto deve-se ao facto de não ser lógico serem admitidas probabilidades de ocorrência de um deficiente comportamento das infra-estruturas, quer demasiado elevadas, com o inerente risco de existirem vítimas e danos patrimoniais elevados, quer demasiado pequenas, obrigando a custos economicamente não compatíveis. De referir também que a acção sísmica no RSA é considerada uma acção variável, apresentando deste modo probabilidades de excedência de 5% em 50 anos ou seja, um período de retorno de 975 anos. Assiste-se assim a uma diminuição do período de retorno do RSA para o EC8. Opta-se no entanto por associar à acção sísmica, na verificação de colapso, um período de retorno de 475 anos, tal como proposto no EC8.

3.3. CLASSE DE IMPORTÂNCIA

Surge também, no §2.1(3) da EN 1998-1, um conceito inovador relativo à diferenciação da fiabilidade. Deste modo é possível classificar as estruturas em diferentes classes de importância, às quais está associado um factor de importância γ_I . A multiplicação das acções na estrutura, no caso de uma análise linear, por este factor, permite materializar o conceito de classe de importância.

O §4.2.5(5) da EN 1998-1 recomenda a adopção dos valores presentes no Quadro NA.II do regulamento. O Anexo Nacional define, para o nosso país, a utilização desses valores que são apresentados no Quadro 3.1. O §2.1(4) da EN 1998-2 refere que a classificação das pontes, no que diz respeito à sua classe de importância, deve depender das consequências da sua rotura para a vida humana, da importância para manter comunicações, especialmente no período pós-sismo, e nas consequências económicas associadas ao seu colapso.

Quadro 3.1 – Coeficientes de importância γ_I .

Classe de Importância	Acção Sísmica Tipo 1	Acção Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

O código recomenda ainda a inclusão de uma ponte numa classe III se esta tiver importância crítica para a manutenção das comunicações, se o seu colapso estiver associado a um grande número provável de fatalidades ou se se tratar de uma obra de grande dimensão em que o período de vida útil é superior ao normalmente adoptado. Considera ainda a utilização da classe I se a ponte a dimensionar não for considerada crítica para as comunicações ou se a adopção de uma probabilidade de excedência de referência, P_{NCR} , em 50 anos para a acção sísmica de dimensionamento ou de um período de vida útil de 50 anos não são economicamente justificáveis. No entanto a generalidade das estruturas é incluída na classe II associada a um factor de importância unitário que corresponde, como já foi referido, a um período de retorno de referência, T_R , de 475 anos.

O RSA não integra directamente o conceito de classe de importância. No entanto, o REBAP assume, no artº33.4 uma redução de 30% no coeficiente de comportamento no caso de edifícios ou pontes cuja operacionalidade tenha de ser assegurada após a ocorrência de um sismo intenso (hospitais, quartéis de bombeiros, centros de telecomunicações, pontes em itinerários fundamentais, etc.).

3.4. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

O desenvolvimento do conhecimento relativo à sísmica e um melhor conhecimento da sismicidade do território português possibilitaram a melhoria das prescrições presentes no RSA. O EC8 introduz diferenças no que diz respeito ao zonamento do território, na forma como o tipo de solo afecta a acção sísmica à superfície, nos períodos de retorno e no coeficiente de segurança. De acordo com o Eurocódigo 1 (EN 1991:2002) a combinação de acções associada ao dimensionamento sísmico de estruturas é a seguinte:

$$E_d = \sum_j G_{kj} + \gamma_I A_{Ed} + P_k + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (3.1)$$

$$\sum G_{kj} + \sum_i \Psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \quad (3.2)$$

É no entanto importante ter noção, na comparação dos aspectos relativos à definição da acção sísmica em ambos os regulamentos, com especial incidência no zonamento do território e tipo de solo, que os valores do espectro de resposta do RSA (ou as acções que dele advêm) serão, numa fase de dimensionamento ou de verificação de segurança, multiplicados pelo factor de segurança 1,5 prescrito na combinação sísmica:

$$\sum_{i=1}^m S_{Gik} + 1,5 \cdot S_{EK} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot S_{Qjk} \quad (3.3)$$

Desta forma é possível comparar directamente os espectros regulamentares na medida em que são já considerados os valores de dimensionamento, estando estes directamente associados às diferenças nas respostas de uma determinada estrutura, calculada com base em ambos os regulamentos.

3.4.1. TIPOS DE ACÇÃO SÍSMICA

O RSA considera a existência de dois tipos de acção sísmica: sismo de magnitude moderada e pequena distância focal (acção sísmica Tipo 1) e sismo de maior magnitude e distância focal (acção sísmica de Tipo 2). A acção sísmica no EC8 é também definida com base em espectros de resposta, apresentando este regulamento, à semelhança do RSA, duas configurações espectrais associadas a duas diferentes situações de sismo-génese: Acção Sísmica Afastada (acção sísmica Tipo 1) e Acção Sísmica Próxima (acção sísmica Tipo 2). Comparando os dois regulamentos verifica-se que, apesar de ambos considerarem configurações espectrais semelhantes, as designações dos dois tipos de espectros se encontram cruzadas, correspondendo à acção sísmica Tipo 1 do RSA o espectro Tipo 2 do EC8 e vice-versa. São em seguida caracterizados os dois tipos de acção sísmica prescritos nos dois regulamentos:

- Acção Sísmica Afastada – Definida no EC8 pelo espectro Tipo 1 e no RSA pela acção sísmica Tipo 2, está associada a sismos interplacas. Corresponde a sismos de grande magnitude, maior distância epicentral, maior duração e conteúdo mais rico em baixas frequências ao nível do substrato rochoso. Segundo o EC8, a configuração espectral relativa a este tipo de acção sísmica é estabelecida com base num evento sísmico com magnitude superior a 5,5. No entanto o Anexo Nacional atribui a esta acção sísmica, para o nosso país, magnitudes superiores a 7,0. Os sismos de 1755 e 1969 são exemplos deste tipo de acção sísmica tendo tido origem na fractura oceânica.
- Acção Sísmica Próxima – Caracterizada no EC8 pelo espectro Tipo 2 e no RSA pela acção sísmica Tipo 1, sendo representativa de sismos intraplacas. Está associada a sismos de magnitude moderada, reduzida distância epicentral, curta duração e maior conteúdo em altas frequências ao nível do substrato rochoso. O Anexo Nacional associa a este tipo de acção sísmica, para o nosso país, um evento sísmico de Magnitude inferior a 7,0. O sismo de Benavente de 1909 é um exemplo de acção sísmica próxima, tendo ocorrido na falha do Vale do Tejo. O conceito de acção sísmica intraplacas advém de movimentos sísmicos causados por fontes sísmicas localizadas no interior da placa europeia.

No entanto, a caracterização de uma acção sísmica não depende apenas das características do sismo que está na sua origem mas também das características do caminho a percorrer pelas ondas sísmicas entre a origem e o local em questão. Sendo assim há que considerar sobretudo, para além da questão geográfica, a influência das condições locais entre as quais as características do solo que são, indubitavelmente, as mais importantes.

3.4.2. ZONAMENTO DO TERRITÓRIO

O território de Portugal Continental encontra-se numa zona de sismicidade moderada que aumenta de norte para sul. Este facto é justificado pela existência de uma fractura que se desenvolve desde os Açores e se prolonga para lá do estreito de Gibraltar, separando a placa Euro-Asiática e a Placa

Africana. Contudo, para além deste tipo de sismos existem também acções sísmicas de pequena distância epicentral com origem no território de Portugal Continental. As diferenças entre a tipologia dos sismos e a distância epicentral correspondente tornam a definição da acção sísmica condicionante mais complexa, não sendo possível muitas vezes, para determinadas zonas, em estruturas irregulares e com vários modos importantes, estabelecer directamente a acção condicionante através dos espectros regulamentares referentes aos dois tipos de acção sísmica.

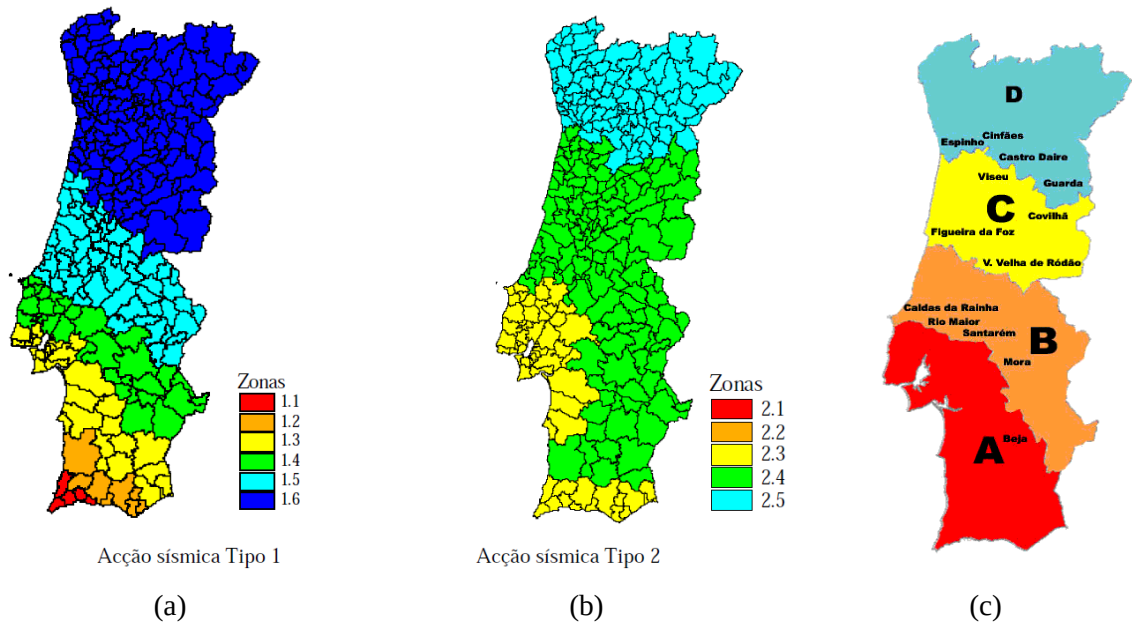
O RSA considera o país dividido em quatro zonas (A;B;C;D), definidas por ordem decrescente de sismicidade, estabelecendo apenas um só zonamento, representado na Fig. 3.1(c). A delimitação das zonas estabelecida no RSA é feita no Anexo III, incluindo-se as ilhas do arquipélago dos Açores na zona A, com excepção das ilhas das Flores e do Corvo que, juntamente com as ilhas do arquipélago da Madeira, são incluídas na zona D. De notar que o zonamento prescrito no RSA para o território de Portugal Continental tem base apenas na acção sísmica afastada sendo notória a semelhança na forma das isossistas com o zonamento estabelecido no EC8 para a correspondente acção sísmica, pelo que estas delimitam zonas de igual intensidade sísmica e são geralmente centradas pela região epicentral. A quantificação dos valores característicos da acção dos sismos, de acordo com a localização da construção, é feita com base num coeficiente de sismicidade α . São apresentados no Quadro 3.2 os valores deste parâmetros para as várias zonas incluídas no RSA, sendo possível verificar que através da sua utilização há uma redução das acelerações dos espectros de resposta presentes no Anexo III do regulamento todos eles definidos para a zona sísmica A.

O EC8 introduz grandes alterações no que diz respeito ao zonamento sísmico do território nacional. A diferença mais notória é a existência de dois zonamentos de acordo com a acção sísmica em vigor, sendo possível desta forma considerar a influência da distância focal e a localização do epicentro. A adaptação de zonamentos diferentes no EC8 permite a correcção da inconsistência presente no RSA que, apesar de assumir diferentes tipos de acção sísmica, não tem em conta as diferenças no zonamento associadas a cada situação de sismo-génese. Essas incompatibilidades estão associadas a diferentes posições do epicentro que geram alterações na configuração das isossistas que delimitam as zonas.

Quadro 3.2 – Coeficiente de sismicidade α .

Zona Sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

O zonamento presente no EC8 apresenta também uma maior discretização do território nacional assumindo a existência de seis zonas para uma acção sísmica Tipo 1 e cinco zonas para uma acção sísmica Tipo 2, que compreendem áreas de perigosidade sísmica constante, como se pode observar na Fig. 3.1 (a) e (b). Esta última é descrita por um valor da aceleração de pico de referência no solo A (rocha), a_{gR} , valor este definido em Anexo Nacional. Este parâmetro assume valores mais elevados na região oeste do Algarve e diminui de sul para norte do país. São apresentados, no Quadro 3.3 os valores relativos a este parâmetros para os dois tipos de acção sísmica.



Quadro 3.3 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas.

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,50	2.1	2,50
1.2	2,00	2.2	2,00
1.3	1,50	2.3	1,70
1.4	1,00	2.4	1,10
1.5	0,60	2.5	0,80
1.6	0,35	-	-

A versão mais recente do EC8 (EN 1998-1:2010) inclui já, no Anexo Nacional, o zonamento das ilhas do arquipélago dos Açores e da Madeira. Este zonamento é mais discretizado do que o presente no RSA: as ilhas da Terceira, S. Jorge, Pico, Faial e S. Miguel estão incluídas numa zona 2.1; as ilhas da Graciosa e de Santa Maria encontram-se numa zona 2.2; as ilhas das Flores e Corvo encontram-se numa zona 2.4; o arquipélago da Madeira está incluído numa zona 1.6. De notar que o Anexo Nacional apenas fornece informação relativa à acção sísmica condicionante que, no caso do arquipélago dos Açores corresponde à acção sísmica Tipo 2 (sismo próximo) e no caso do arquipélago da Madeira corresponde à acção sísmica Tipo 1 (sismo afastado).

A aceleração de pico de referência corresponde à máxima aceleração absoluta obtida para a componente do movimento sísmico numa determinada direcção, tendo sido definida com recurso a leis de atenuação, para um período de retorno de 475 anos. Para períodos de retorno que não o de referência, o valor da aceleração de projecto em rocha deve ser obtido com recurso ao coeficiente de importância γ_I , com base na equação (3.4).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I \quad (3.4)$$

Tendo em conta que o zonamento presente no RSA advém das características de uma acção sísmica afastada é possível compará-lo com o correspondente do EC8/Anexo Nacional. Verifica-se deste modo que os zonamentos apresentam semelhanças na forma das isossistas, o que subentende a consideração da mesma posição do epicentro. No entanto as fronteiras relativas a cada zona diferem, o que conduz a uma diferente distribuição da perigosidade sísmica no território nacional, pese embora as diferenças no dimensionamento sísmico não dependam exclusivamente do contraste no zonamento. No que diz respeito à Acção Sísmica Próxima verifica-se que os zonamentos têm muito pouco em comum pelo que o zonamento do EC8 reduz a discretização no território de Portugal Continental, estando este dividido em apenas três zonas (2.3, 2.4 e 2.5), contrastando com as quatro zonas estabelecidas no RSA.

Quadro 3.4 – Aceleração do solo para as várias zonas sísmicas no RSA.

Zona	Acção Sísmica			
	Próxima		Afastada	
	a_g (cm/s ²)	x1,5	a_g (cm/s ²)	x1,5
A	107	160,5	177	265,5
B	75	112,5	124	186
C	54	81	89	133,5
D	32	48	53	79,5

Verifica-se também que, para uma acção sísmica afastada, há uma maior discretização da zona com maior perigosidade sísmica do RSA (zona A), englobando esta quatro zonas diferentes do novo regulamento (zonas 1.1, 1.2, 1.3 e 1.4). É notória a proximidade de valores de aceleração de referência, a_{gR} , verificando-se um valor de 160,5 cm/s² segundo o RSA, e incluindo já o factor de majoração da acção sísmica, e 170 cm/s² para o EC8, na zona de maior sismicidade (zona A segundo o RSA e zona 2.3 segundo o EC8) para um sismo próximo. Para um sismo afastado é possível constatar que os valores de aceleração de projecto em rocha apresentam maior proximidade, se for considerado o factor de majoração da acção sísmica segundo o RSA, estando prescritos os valores de 265,5 cm/s² e 250 cm/s² para o RSA e EC8 respectivamente.

No entanto não se deve sobreavaliar esta comparação de acelerações no terreno visto que existem outros factores a ter em consideração, nomeadamente o tipo de solo, o zonamento sísmico e a acção sísmica condicionante em cada regulamento, para uma determinada gama de frequências.

3.4.3. NATUREZA DO TERRENO

Para cada tipo de acção sísmica o RSA considera três tipos de terreno e o EC8 cinco tipos de terreno em função da sua rigidez. De acordo com §3.1.1(1) da EN 1998-1 devem ser efectuados estudos de caracterização do terreno com o intuito de classificar as condições geotécnicas. Esta classificação deve ser realizada de acordo com o estabelecido no §3.1.2 da Parte 1 do regulamento e apresentada no Quadro 3.5, decrescente em termos de rigidez e resistência do solo de A a E.

Quadro 3.5 – Parâmetros caracterizadores dos tipos de terreno.

Tipo de Solo	$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	>800	-	-
B	360-800	>50	>250
C	180-360	15-50	70-250
D	<180	<15	<70
E	Formações brandas com $v_{s,30}$ do tipo C ou D		

Deve ser determinado o tipo de terreno de acordo com o valor médio da velocidade da onda de corte, $v_{s,30}$, ou eventualmente o valor de N_{SPT} resultante dos ensaios in situ SPT (*Standard Penetration Test*). A cláusula §3.1.2(4) refere que, para os tipos especiais de terreno S1 e S2, devem ser realizados estudos específicos que permitam determinar a interacção solo-estrutura e as consequências subjacentes a fenómenos de liquefacção.

O EC8, comparativamente ao RSA, aumenta a discretização do tipo de solos, definindo 7 tipos de solos (de A a S₂). Por sua vez o RSA apenas integra três categorias de solo (de solo I a solo III) ordenadas por ordem decrescente de rigidez, como apresentado no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Classificação do Tipo de Solo segundo o RSA.

Classificação do Tipo de Solo - RSA	
Tipo I	- Rochas e solos coerentes rijos.
Tipo II	- Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média;
	- Solos incoerentes compactos.
Tipo III	- Solos coerentes moles e muito moles;
	- Solos incoerentes soltos.

Dada a descrição relativa a cada tipo de solo prescrito nos regulamentos, e exposta no Quadro 3.6 e Quadro 3.7, é possível definir a ligação entre os dois regulamentos, que possibilita a comparação de espectros, acelerações espectrais e resultados da análise estrutural. Verifica-se deste modo que o solo tipo I do RSA corresponde a solos de rigidez elevada no EC8 (Solo A e B), o solo tipo II do RSA ao solo C do EC8 e o solo D do EC8 ao solo tipo III do RSA. Denota-se também que os solos E, S₁, S₂ presentes no EC8 não têm correspondência no RSA porque estão associados a casos especiais de

rigidez no terreno. No Quadro 3.8 é apresentada a correspondência entre os vários tipos de terreno considerados nos dois regulamentos.

Quadro 3.7 – Descrição do perfil estratigráfico para cada tipo de terreno prescrito no EC8.

Tipo de Solo	Descrição
A	Rocha ou formação rochosa, incluindo no máximo 5m de material fraco à superfície.
B	Depósitos muito densos de areias, cascalho ou argila muito compacta, com alguma espessura (na ordem das dezenas), caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade.
C	Depósitos fundos de areia de média/alta densidade, cascalho ou argila compacta, com espessuras consideráveis (das dezenas às centenas de m).
D	Depósitos de solos de média coesão soltos ou de solos com baixa coesão compactos.
E	Formações aluvionares de pequena espessura (5 a 20m) sobre formações rochosas.
S ₁	Depósitos com uma espessura mínima de 10m, constituídos por argila/sedimentos com elevado nível de plasticidade e alto nível freático.
S ₂	Depósitos de solos susceptíveis de liquefacção, argilas incoerentes ou outro tipo de solo que não se enquadre nas categorias acima descritas.

Quadro 3.8 – Correspondência entre os vários tipos de terreno prescritos nos dois regulamentos.

RSA	EC8
Tipo I	A;B
Tipo II	C
Tipo III	D

A influência dos tipos de solo no cálculo da acção sísmica baseia-se no facto de que diferentes tipos de solo alteram o conteúdo de frequências do movimento sísmico nas fundações e por conseguinte os efeitos induzidos nas estruturas. As ondas sísmicas propagam-se no substrato rochoso e a sua amplitude reduz com a distância. Sendo assim, em dois locais da superfície da terra próximos um do outro os movimentos do solo podem ser substancialmente diferentes visto que as vibrações à superfície diferem das do substrato rochoso. As vibrações à superfície dependem então, para além das vibrações transmitidas aos níveis inferiores pelo substrato rochoso, do tipo de solo presente no local. Isto deve-se ao facto de o solo poder ser considerado como uma estrutura que está sujeita aos efeitos da acção sísmica imposta na superfície de contacto com o substrato rochoso em que se apoia. Deste modo, esta estrutura correspondente ao solo, está sujeita à amplificação gerada pelo fenómeno de ressonância o que implica que o movimento sísmico tenda a aumentar a amplitude de frequências próximas da frequência natural que a caracteriza e a atenuar a amplitude de frequências mais afastadas.

É então natural que para solos mais brandos, com frequências mais baixas e em consequência do efeito de sítio, exista uma amplificação das frequências mais baixas do movimento sísmico e atenuação das mais altas. Em contrapartida para solos mais rígidos há tendência para produzir à superfície, na base das estruturas edificadas, movimentos mais ricos nas altas frequências. Deste modo, estruturas com frequências mais baixas, mais flexíveis e de maior massa sofrem efeitos mais fortes se estiverem associadas a solos brandos visto que estes tendem a amplificar as vibrações com frequências reduzidas.

A influência dos tipos de solo no conteúdo de frequências do movimento sísmico é traduzida nos espectros estabelecidos no EC8. A escolha do tipo de solo permite definir parâmetros que alteram a forma e a escala de valores do espectro regulamentar do EC8, nomeadamente o coeficiente de solo S , e os períodos T_B , T_C e T_D . Apresenta-se no Quadro 3.9 os valores propostos no Anexo Nacional (Quadro NA-3.3) para esses parâmetros, sendo possível verificar que apenas há alteração dos valores de T_C para cada tipo de acção sísmica. Verifica-se assim que o parâmetro S aumenta conforme se tratam de solos mais brandos, podendo assumir-se esta grandeza como um factor de amplificação do qual resulta uma maior aceleração espectral para solos de menor rigidez.

Quadro 3.9 – Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico do EC8, para os dois tipos de acção sísmica.

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)		T_D (s)
			Tipo 1	Tipo 2	
A	1,0	0,1	0,6	0,25	2,0
B	1,35		0,6	0,25	
C	1,6		0,6	0,25	
D	2,0		0,8	0,3	
E	1,8		0,6	0,25	

De notar ainda que o Anexo Nacional da NP EN 1998-1:2010 estabelece que o valor de S a utilizar deve ser determinado de acordo com:

$$\text{Para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} \quad (3.5)$$

$$\text{Para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3}(a_g - 1) \quad (3.6)$$

$$\text{Para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0 \quad (3.7)$$

Estão representados na (c)

(d)

Fig. 3.2 os espectros de resposta elásticos regulamentares, propostos pelo EC8 e assumindo os parâmetros fornecidos no Anexo Nacional da EN 1998-1:2010. É possível analisar as diferenças na forma espectral relativa a cada tipo de terreno e as alterações de escala do espectro.

O RSA define vários espectros de resposta conforme o tipo de terreno considerado. No entanto segue uma lógica diferente na definição dos valores de aceleração espectral para os vários tipos de solo. Como é possível constatar, pela análise da (c) (d)

Fig. 3.2, para uma acção sísmica Tipo 1 (sismo próximo), quanto menor é a rigidez do terreno, menor é a aceleração espectral e consequentemente menor é a resposta estrutural.

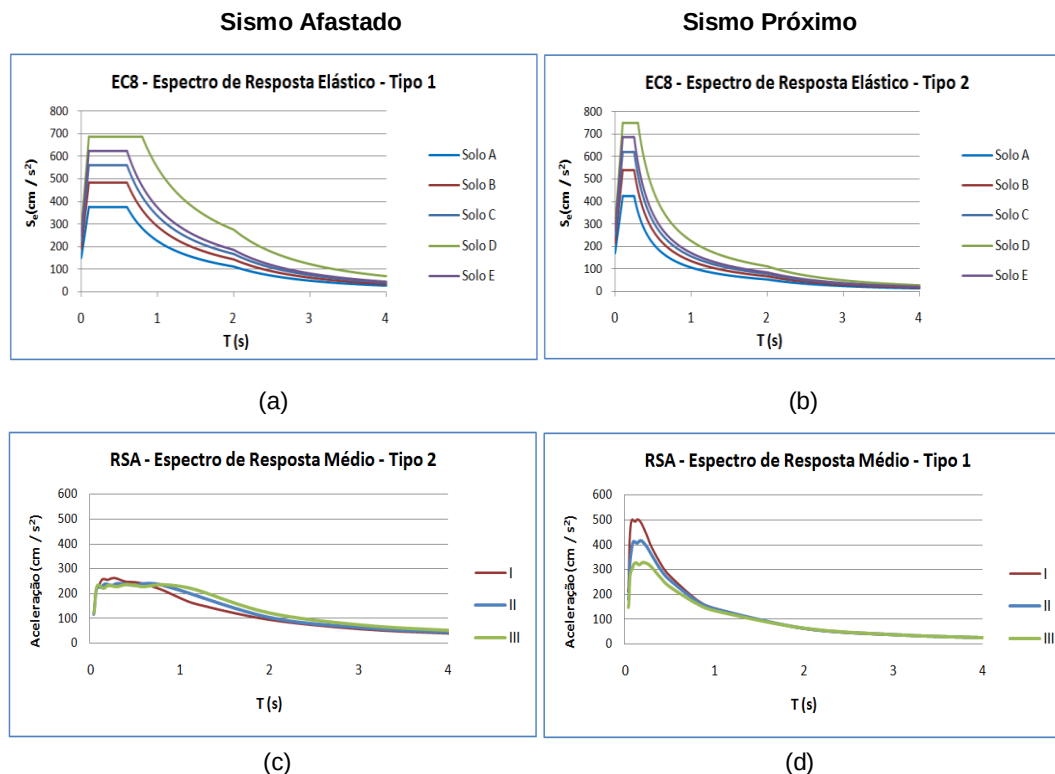


Fig. 3.2 – Espectros de resposta para um amortecimento de 5 % referentes aos vários tipos de solo prescritos em cada regulamento: (a) e (b) Espectro de resposta elástico para uma acção sísmica Tipo 1 (zona 1.3) e Tipo 2 (zona 2.3), respectivamente; (c) e (d) Espectro de resposta médio para uma acção sísmica Tipo 2 e Tipo 1, respectivamente, considerando uma zona A.

É visível também que este regulamento não assume, como seria lógico, para essa acção sísmica, uma alteração da forma espectral. Para uma acção sísmica Tipo 2 verifica-se que existem essencialmente alterações ao nível das formas espectrais observando-se que, quando a rigidez do solo diminui há uma tendência de aumento das acelerações para frequências menores. No entanto verifica-se que a tendência de aumento das acelerações espectrais com a diminuição da rigidez, traduzida no EC8 pelo factor S não é considerada no RSA.

É perceptível por esta análise que os contrastes na definição dos espectros de resposta regulamentares, resultantes da classificação do terreno, conduzem por vezes a grandes diferenças nos resultados de análises sísmicas realizadas com base no RSA e EC8.

Embora não possa ser efectuada uma comparação directa dos espectros regulamentares do EC8 relativos aos dois tipos de acção sísmica, visto estarem associados a diferentes zonamentos, é possível compará-los ao nível do conteúdo de frequências e forma. Verifica-se deste modo, pela análise da Fig.

3.3, que a acção sísmica interplacas é menos rica nos baixos períodos comparativamente ao que sucede com a acção sísmica intraplacas. Isto deve-se ao facto de as ondas sísmicas de alta frequência terem tendência a amortecer mais rapidamente com a distância do que as ondas sísmicas de baixa frequência. Uma consequência directa deste facto, tendo em conta o fenómeno de ressonância, é que as estruturas de elevada frequência serão menos sensíveis a uma acção sísmica interplacas do que à acção sísmica intraplacas.

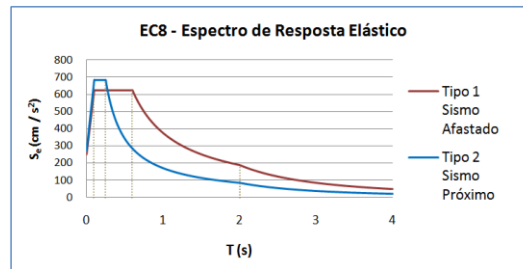


Fig. 3.3 – Espectro de resposta elástico do EC8 para uma acção sísmica afastada (zona 1.3) e próxima (zona 2.3) e um tipo de terreno B.

O RSA admite que a acção sísmica possa ser quantificada por espectros de resposta médios. Tais espectros, relativamente às componentes horizontais de translação, são dados, para a zona A, na Fig.III-2, Fig.III-3 e Fig.III-4 do Anexo III do RSA. Os seis espectros fornecidos variam de acordo com o tipo de terreno (Tipo I, II ou III) e o tipo de acção sísmica (Tipo 1 ou Tipo 2). Na Fig. 3.4 são apresentados os espectros de resposta para um terreno Tipo I e para ambos os tipos de acção sísmica.

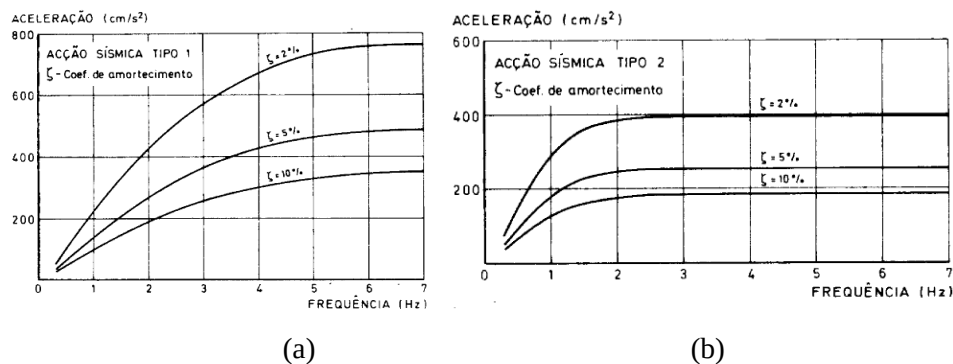


Fig. 3.4 – Espectro de resposta médio do RSA: (a) Acção sísmica afastada; (b) Acção sísmica próxima.

3.4.4. AMORTECIMENTO E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

O amortecimento viscoso deve-se às forças internas de oposição à deformação de uma estrutura, sendo as forças de oposição ao movimento proporcionais à velocidade. O valor utilizado para o coeficiente de amortecimento em estruturas de betão armado, para uma análise modal ou simplificada, é de 5 % e advém da consideração de um amortecimento viscoso equivalente que inclui o amortecimento histerético. No EC8 as formas espectrais apresentadas encontram-se directamente associadas a um amortecimento de 5%, embora considere a utilização de um coeficiente de correcção do amortecimento, η . Consequentemente, a um aumento do amortecimento corresponde uma diminuição

nas ordenadas do espectro de resposta, podendo dizer-se que o valor da amplitude é proporcional a η , calculado com base na expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0,55 \quad (3.8)$$

ξ – Valor do coeficiente de amortecimento, expresso em percentagem.

O RSA, para considerar o efeito do amortecimento nos espectros de resposta, fornece vários espectros de resposta regulamentares, associados a diferentes valores de amortecimento (2%, 5% e 10%). Na Fig. 3.5 encontram-se representadas as formas espectrais, para ambos os regulamentos, sendo possível observar a forma como o espectro de resposta é alterado devido à utilização de diferentes valores de amortecimento.

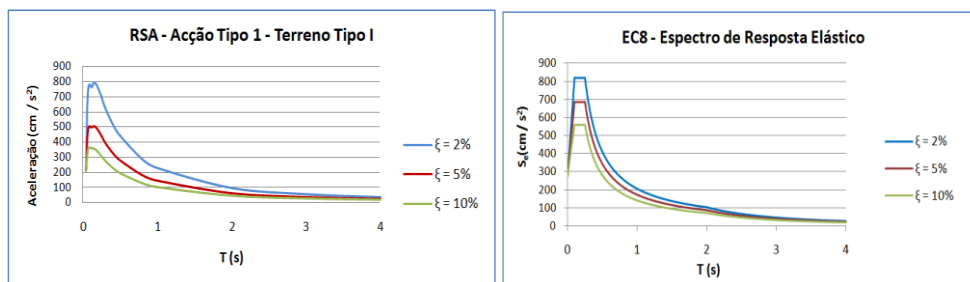


Fig. 3.5 – Espectros de resposta regulamentares para vários valores de amortecimento: (a) Espectro de resposta médio do RSA para uma acção Tipo 1, um terreno Tipo I e uma zona A; (b) Espectro de resposta elástico do EC8 para uma zona 2.3, uma acção sísmica Tipo 2 e um terreno Tipo B.

Muitos sistemas estruturais têm capacidade, devido à sua ductilidade, de explorar o regime não linear dos materiais que os constituem quando sofrem o efeito de acções suficientemente fortes. É possível deste modo que o dimensionamento destas estruturas, por razões económicas mas sem descurar o aspecto da segurança, seja realizado considerando o comportamento não linear, adoptando-se valores de esforços inferiores aos que corresponderiam a um regime elástico linear. O coeficiente de comportamento constitui então uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica e as forças que podem ser adoptadas no projecto e que garantem uma resposta satisfatória da estrutura. Na Fig. 3.6 é representada a relação força-deslocamento e os comportamentos subjacentes a vários níveis de ductilidade.

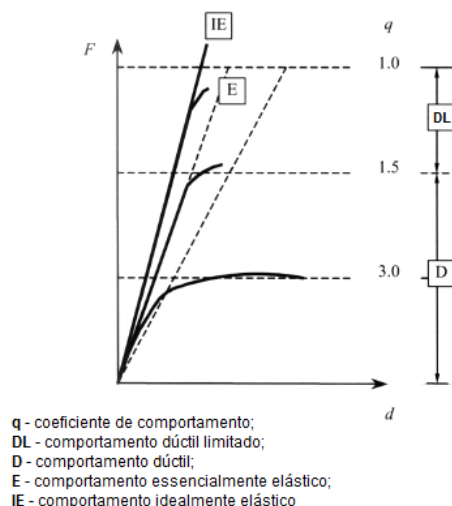


Fig. 3.6 – Relação força-deslocamento e representação do comportamento dúctil ou dúctil limitado (Figura 2.1 da EN 1998-2).

O EC8, no §3.2.2.5 da Parte 1 do regulamento, adopta e explora o conceito de coeficiente de comportamento, q . Estes parâmetros permitem então que no processo de dimensionamento estrutural se contabilize a capacidade de dissipação de energia da estrutura, através do comportamento dúctil dos seus elementos, sem que para isso seja necessária a utilização explícita de uma análise não linear. Os valores do coeficiente de amortecimento q são apresentados nas várias partes da EN 1998, para vários materiais e sistemas estruturais e tendo em consideração as classes de ductilidade aplicáveis. No âmbito do trabalho realizado interessa também mencionar as prescrições presentes na Parte 2 do regulamento, relativa a pontes.

Segundo o regulamento, para determinar o coeficiente de comportamento q a utilizar numa análise linear é necessário caracterizar o comportamento sísmico da estrutura a dimensionar. Esse comportamento está dependente, não apenas do tipo de membros dúcteis, mas também da sismicidade do local onde se encontra a estrutura. O §2.3.7(1) da EN 1998-2 e o §3.2.1(4) da EN 1998-1 referem que, para casos de reduzida sismicidade é possível utilizar métodos expeditos ou simplificados de cálculo sísmico para certos tipos ou categorias de estruturas. As disposições de baixa sismicidade só se consideram no entanto, para o território nacional, de acordo com o Anexo Nacional, quando $a_g S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$. Nestes casos deve ser adoptado um coeficiente de comportamento relativo a estruturas de ductilidade limitada.

Estruturas de ductilidade limitada são estruturas que não possuem dissipação de energia significativa nas rótulas plásticas, para a acção sísmica de projecto. Segundo o §2.3.2.3(2) da Parte 2 do EC8, para pontes em que a resposta sísmica possa ser dominada por efeitos de frequências superiores, ou onde a pormenorização das rótulas plásticas para determinação da capacidade de rotação não é fidedigna deve ser adoptado um coeficiente de comportamento $q=1,0$ relativo a um comportamento elástico.

O coeficiente de comportamento é definido globalmente para todos os elementos da estrutura e reflecte a sua capacidade de ductilidade ou seja, a capacidade dos membros dúcteis em resistir, com dano aceitável mas sem rotura, a acções sísmicas numa fase pós-elástica. Os vários níveis de ductilidade são especificados no §2.3.2 da Parte 2 do EC8. A capacidade dos membros dúcteis em desenvolver rótulas plásticas de flexão é um requerimento essencial para a aplicação dos valores de coeficiente de comportamento para comportamento dúctil. Os valores máximos do coeficiente de

comportamento a adoptar para as duas componentes sísmicas horizontais são apresentados na Fig. 3.7, que representa o Quadro 4.1 da Parte 2 do EC8. Estes valores encontram-se dependentes no comportamento pós-elástico dos membros dúcteis da estrutura, onde a maior parte da energia é dissipada durante a acção sísmica. Se uma ponte tiver vários tipos de membros dúcteis então deve ser adoptado o coeficiente q correspondente ao que tiver maior contribuição para a resistência sísmica. Podem ainda ser utilizados diferentes coeficientes de comportamento para cada direcção horizontal. A utilização de coeficientes de comportamento menores do que os máximos permitidos na Tabela 4.1 da EN 1998-2 conduz normalmente a reduzidas exigências de ductilidade o que está subjacente a uma redução do dano potencial da estrutura. A sua utilização depende da decisão do projectista que tem em conta também as informações específicas de projecto.

Quadro 4.1 – Valores máximos do coeficiente de comportamento q

Tipo de elementos dúcteis	Comportamento sísmico	
	Dúctil limitado	Dúctil
Pilares de betão armado:		
Pilares verticais em flexão	1,5	3,5 $\lambda(\alpha_s)$
Escoras inclinadas em flexão	1,2	2,1 $\lambda(\alpha_s)$
Pilares de aço:		
Pilares verticais em flexão	1,5	3,5
Escoras inclinadas em flexão	1,2	2,0
Pilares com contraventamento normal	1,5	2,5
Pilares com contraventamento excêntrico	-	3,5
Encontros rigidamente ligados ao tabuleiro:		
Em geral	1,5	1,5
Estruturas bloqueadas (ver 4.1.6(9), (10))	1,0	1,0
Arcos	1,2	2,0
* $\alpha_s = L_s/h$ é a razão do vão de esforço transversal do pilar, em que L_s é a distância entre a rótula plástica e o ponto de momento nulo e h é a altura da secção transversal na direcção de flexão da rótula plástica. Para $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1,0$ $3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$		

Fig. 3.7 – Quadro 4.1 da EN 1998-2: valores máximos do coeficiente de comportamento de acordo com as várias tipologias estruturais ou membros dúcteis.

O regulamento também considera uma redução do valor do coeficiente de comportamento, para elementos dúcteis de betão armado, quando o esforço axial normalizado, η_k , excede o valor de 0,30. Este parâmetro é calculado de acordo com a expressão (3.9) em que N_{Ed} corresponde ao esforço normal na rótula plástica na situação de projecto sísmica, A_c é área da secção transversal da secção e f_{ck} corresponde ao valor característico da resistência do betão. De acordo com o §4.1.6(5)P, se $0,30 < \eta_k \leq 0,60$ o valor do coeficiente de comportamento deve ser obtido com recurso à equação (3.9). Se o esforço axial normalizado tiver um valor superior a 0,60 então deve ser utilizado um coeficiente de comportamento reduzido, q_r , de valor unitário.

$$\eta_k = N_{Ed} / (A_c f_{ck}) \quad (3.9)$$

$$q_r = q - \frac{\eta_k - 0,3}{0,3} (q - 1) \geq 1,0 \quad (3.10)$$

No §4.1.8 da Parte 2 do regulamento também é abordada a problemática do comportamento sísmico regular de pontes dúcteis. O regulamento sugere então o cálculo de um factor de redução de força local r_i , associado ao membro dúctil i , segundo a fórmula (3.11). De notar que o quociente entre o momento resistente, M_{Rd} , e o momento actuante, M_{Ed} , traduz a sobrerresistência das rótulas plásticas.

$$r_i = q \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} \quad (3.11)$$

$M_{Ed,i}$ - momento flector actuante para uma determinada acção sísmica no pilar i ;

$M_{Rd,i}$ - momento flector resistente da secção do pilar i .

Segundo o regulamento é possível considerar que uma ponte tem um comportamento sísmico regular na direcção horizontal considerada, se a seguinte condição é satisfeita:

$$\rho = \frac{r_{max}}{r_{min}} \leq \rho_0 \quad (3.12)$$

r_{max} - valor máximo de r_i ;

r_{min} - valor mínimo de r_i .

O factor ρ_0 é um valor mínimo seleccionado de modo a garantir que a cedência sequencial dos membros dúcteis não causa exigências de ductilidade demasiado elevadas num membro. O regulamento sugere a utilização de um valor de 2,0.

Na eventualidade de não ser cumprida a condição presente em (3.10) então a ponte deve ser dimensionada para um coeficiente de comportamento reduzido, q_r , calculado com base na fórmula (3.13). Outra alternativa é o dimensionamento estrutural assente numa análise não linear.

$$q_r = q \frac{\rho_0}{\rho} \geq 1,0 \quad (3.13)$$

Para todas as pontes que possuam comportamento sísmico regular, de acordo com a abordagem referida, os valores do coeficiente de comportamento q especificado na Fig. 3.7 para comportamento dúctil podem ser utilizados sem qualquer verificação especial da ductilidade disponível, desde que os requisitos especificados no capítulo 6 do regulamento, relativos à pormenorização dos elementos, sejam cumpridos. Se apenas os requisitos relativos a estruturas com comportamento dúctil limitado forem cumpridos, os valores de coeficiente de comportamento presentes na Fig. 3.7 para comportamento dúctil limitado podem ser utilizados sem nenhuma verificação especial de ductilidade disponível, independentemente da regularidade da estrutura da ponte.

Na Fig. 3.7 são também apresentados os coeficientes de comportamento para estruturas “*Locked-in*” ou bloqueadas. Estruturas “*Locked-in*” ou bloqueadas são aquelas cuja massa segue essencialmente o

movimento sísmico horizontal do solo e que não experienciam uma amplificação significativa da aceleração horizontal do solo. São caracterizadas por possuírem um valor muito reduzido do período natural na direcção horizontal ($T \leq 0.03$ s). A resposta da estrutura na direcção horizontal, para este tipo de estruturas, pode ser avaliada pelo cálculo das forças de inércia horizontais directamente da aceleração do solo e $q = 1,0$.

O RSA admite também a consideração de um coeficiente de comportamento, η , que depende, à semelhança do EC8, do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade e ainda do grau admitido na exploração dessa ductilidade. No artº 30.3 do regulamento é ainda referido que a quantificação dos coeficientes de comportamento é feita nos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e materiais. No caso de pontes correntes, o coeficiente de comportamento encontra-se indicado no REBAP (Artº 33.3), sendo apresentados no Quadro 3.10 os valores recomendados pela norma.

Quadro 3.10 – Valores de coeficiente de comportamento adoptados no REBAP para pontes.

Tipo de ponte	Ductilidade Normal	Ductilidade Melhorada
Pontes em que a energia transmitida pelos sismos é predominantemente absorvida pela deformação dos pilares devida principalmente a esforços de flexão.	2,0	3,0
Pontes em que a energia transmitida pelos sismos é predominantemente absorvida por deformação dos pilares devida principalmente a esforços transversos.	1,4	1,7
Pontes em que a energia transmitida pelos sismos é predominantemente absorvida pelos encontros		1,2

Verifica-se deste modo que a definição do coeficiente de comportamento sofreu uma evolução, sendo fornecidos no EC8, como é visível na Fig. 3.7, um maior número de parâmetros, associado a diferentes tipologias estruturais e membros dúcteis. O EC8 inclui ainda, tal como previsto no REBAP, o efeito do esforço transversal na redução do coeficiente de comportamento, quando a energia transmitida pelos sismos é predominantemente absorvida por deformação dos pilares devida esses esforços. Essa redução é feita de acordo com a razão do vão de esforço transversal do pilar, α_s , que relaciona a distância da rótula plástica ao ponto de momento nulo, L_s , com a altura da secção transversal na direcção de flexão da rótula plástica. Se α_s tiver um valor igual ou superior a 3,0 então o parâmetro redutor, $\lambda(\alpha_s)$, assume valor unitário, não contribuindo para a redução de q . Se α_s for inferior a 3,0 então o coeficiente de redução assume o valor obtido com recurso à fórmula:

$$\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}} \quad (3.14)$$

$$\alpha_s = \frac{L_s}{h} \quad (3.15)$$

3.4.5. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE ESPECTROS

O §3.2.2.1 da EN 1998-1 refere que o movimento sísmico num dado ponto na superfície é representado por um espectro de resposta elástico da aceleração do solo, denominado de espectro de resposta elástico. É referido também que a acção sísmica horizontal deve ser caracterizada por duas componentes ortogonais independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta elástico. São apresentadas de seguida as expressões referentes à componente horizontal da acção sísmica, estando as expressões associadas à componente vertical, normalmente pouco relevante, presentes no §3.2.2.3 da EN 1998-1:2010. De notar que para as três componentes da acção sísmica relativas a três direcções ortogonais entre si podem ser adoptados diferentes espectros de resposta, de acordo com a origem da acção sísmica e da magnitude dos sismos gerados por esta.

No âmbito do trabalho realizado é atribuída maior importância à componente horizontal da acção sísmica, responsável pelo movimento transversal no plano do tabuleiro da ponte e pelos esforços na base dos vários pilares que advêm dessas deformações. Para a definição das componentes horizontais da acção sísmica, o §3.2.2.2 da EN 1998-1 prescreve a utilização das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.18)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.19)$$

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

T - período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;

a_g - aceleração de projecto em rocha (terreno tipo A);

T_B - limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C - limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D - valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S - factor de terreno;

η - factor de correcção relativo ao amortecimento

Os valores das variáveis a_{gR} , T_B , T_C , T_D dependem, como já foi referido, da zona em que se encontra a estrutura e do tipo de solo sobre o qual assenta a construção. No âmbito do dimensionamento estrutural com recurso a análises lineares, assumindo comportamento não linear, o espectro elástico horizontal anteriormente definido sofre uma alteração de escala associada à afectação dos seus valores pelo coeficiente de comportamento q . De notar no entanto que a formulação deste efeito impede a alteração do valor de aceleração do solo, correspondente à ordenada do espectro para período nulo. O espectro de resposta horizontal de projecto é então definido no §3.2.2.5 do EC8 através das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.20)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.21)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.22)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.23)$$

$S_d(T)$ - espectro de projecto elástico;

q - coeficiente de comportamento;

β - coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

3.5. ANÁLISE COMPARATIVA DO EC8 E RSA

Através do estudo realizado pretende-se a avaliação, de um modo rápido e efectivo, dos contrastes subjacentes à definição da acção sísmica no território de Portugal Continental. Por conseguinte, a sobreposição dos mapas de casualidade sísmica do EC8 e do RSA permite estimar as diferenças nos valores de aceleração de dimensionamento, que advêm da variação do tipo de acção sísmica, do tipo de terreno e da frequência fundamental da estrutura em questão. Deste modo é possível ter uma perspectiva mais abrangente das diferenças na análise sísmica que resultam da adopção dos diferentes regulamentos.

Apresentam-se então na Fig. 3.8, Fig. 3.9, Fig. 3.10, Fig. 3.11 e Fig. 3.12 um conjunto de mapas do território de Portugal Continental que integram a divisão subjacente à sobreposição dos vários zonamentos sísmicos para frequências de 0,5 Hz, 0,75 Hz, 1,0 Hz, 1,5 Hz e 2,0 Hz, respectivamente.

Nesses mapas, através de um esquema de cores, é representado o contraste entre os valores de aceleração de dimensionamento, fazendo-se variar o tipo de solo regulamentar de acordo com a correspondência definida em 3.4.3. Naturalmente, a análise das diferenças deve estar subjacente a uma variação da frequência em estudo, podendo deste modo ser obtida a razão entre acelerações de dimensionamento (EC8/RSA) para a acção sísmica condicionante e um conjunto de frequências representativo de várias tipologias estruturais.

No âmbito de uma comparação directa dos valores de aceleração espectral de dimensionamento são utilizados os valores provenientes do espectro elástico de projecto do EC8 e os que advêm do espectro de resposta médio do RSA (Zona A), sendo estes últimos afectados pelo coeficiente de majoração da acção sísmica (1,5) e pelo coeficiente de sismicidade, α , que traduz o zonamento do território. O estudo foca-se nos contrastes evidenciados para estruturas de betão armado, pelo que foi adoptado, para a definição dos espectros, um amortecimento viscoso, ξ , de 5%. O coeficiente de comportamento considerado foi unitário. No entanto, a adopção de um coeficiente de comportamento superior à unidade pode conduzir a um aumento do rácio para zonas de reduzida sismicidade e em estruturas cuja frequência fundamental assume valores reduzidos, devido à limitação dos valores de aceleração espectral adoptada no EC8 ($S_d(T) \geq \beta \cdot a_g$).

O terreno tipo E previsto no EC8 não é considerado na análise, uma vez que não possui qualquer equivalência no RSA, por envolver já situações especiais de tipo de solo. Especial atenção é dada aos valores das acelerações espectrais das cidades do Porto, Coimbra e Lisboa, localizadas nas zonas 1.6, 1.5 e 1.3 do mapa da acção sísmica Tipo 1 do EC8, nas zonas 2.5, 2.4 e 2.3 do mapa de acção sísmica Tipo 2 do EC8 e nas zonas D, C e A do mapa prescrito no RSA, respectivamente.

Nas figuras apresentadas as zonas a tons de vermelho ou castanho estão associadas a rácios inferiores à unidade, pelo que os valores de aceleração definidos com recurso às prescrições regulamentares presentes no Anexo Nacional têm valores superiores aos que resultam do espectro de resposta do RSA.

De uma forma quase imediata, é possível observar-se o modo como os tipos de solo e o zonamento do território do EC8 influenciam os valores das acelerações espectrais relativamente ao RSA. É evidente o contraste no valor das acelerações para solos com menor rigidez (solo D do EC8 e terreno III do RSA), como previsto em 3.4.3. Por conseguinte é possível constatar que para um solo D/Tipo III, para frequências de 1,5 Hz e 2,0 Hz, nenhuma área está associada a rácios inferiores à unidade.

É também notório que o rácio assume valores superiores na região sul de Portugal Continental, nomeadamente na região do Barlavento Algarvio, pelo que para todas as frequências representadas se verifica que existem duas áreas a sudoeste de Portugal Continental em que o rácio assume, para qualquer tipo de solo, valores superiores à unidade.

No que diz respeito ao conteúdo de frequências, é possível constatar que as formas espectrais apresentadas no Anexo Nacional do EC8 conduzem a espectros mais ricos em frequências mais altas do que o RSA, sendo notório o agravamento das acelerações espectrais para uma frequência de vibração de 1,5 Hz e 2,0 Hz, quando comparadas com as obtidas para frequências de 1,0 Hz, 0,75 Hz e 0,5 Hz.

É também interessante verificar a existência de uma pequena região localizada mais a norte do território português, maioritariamente no distrito da Guarda, onde se verifica um significativo agravamento do EC8 relativamente ao RSA. Este agravamento deve-se ao facto da referida região estar situada nas zonas 1.6 e 2.4 do EC8 e zona D do RSA, sendo a acção sísmica intraplacas do EC8 a acção condicionante.

Para os tipos de solo A e B/Tipo I, com maior rigidez, verifica-se que os rácios superiores à unidade surgem essencialmente nas regiões do Alentejo e Algarve. Contudo, para frequências maiores ($f=1,5$ Hz ou $f=2,0$ Hz) é possível constatar que a norte do país surgem áreas cujo rácio é superior à unidade. Para um solo A/Tipo I verifica-se ainda que, com excepção das duas áreas a sudoeste do país e de uma área a norte (para $f=2,0$ Hz), o EC8 fornece valores de aceleração inferiores aos que resultam do RSA, pelo que o rácio é inferior à unidade. No que diz respeito às cidades em estudo é possível constatar que para este tipo de solo o rácio se mantém inferior à unidade para todas as frequências em estudo.

Para um solo B/Tipo I constata-se que, com o aumento da frequência há um crescimento generalizado do rácio que assume valores ligeiramente superiores à unidade nas cidades de Lisboa e Porto para frequências mais elevadas ($f=1,5$ Hz e $f=2,0$ Hz).

Nas três cidades consideradas os valores de rácio são maiores para terrenos menos rígidos e frequências maiores. Os valores máximos do rácio estão associados a um solo D/Tipo II e a uma frequência de 2,0 Hz, sendo superiores à unidade, e os mínimos resultam de um solo A/Tipo I e de uma frequência 0,5 Hz, sendo todos inferiores à unidade.

Verifica-se ainda que, para a acção sísmica condicionante, e de acordo com o EC8, apenas quando $f=2$ Hz e para um solo Tipo A, surgem três zonas a norte do país que respeitam as condições de baixa sismicidade ($a_g S \leq 0,98 \text{ m/s}^2$) como previamente abordado em 3.4.4. Isto sucede porque só a partir deste valor de frequência a acção sísmica Tipo 2 (sismo próximo) se torna condicionante, pelo que o produto $a_g S$ tem um valor de $0,80 \text{ m/s}^2$ para um solo Tipo A. No entanto estes resultados estão associados a uma classe de importância II e sendo assim, se for assumida uma classe I a redução dos valores de a_g devido ao factor de importância γ_1 conduz ao surgimento de mais zonas de baixa sismicidade a norte do país, para solos de menor rigidez e frequências inferiores.

f = 0,50 Hz

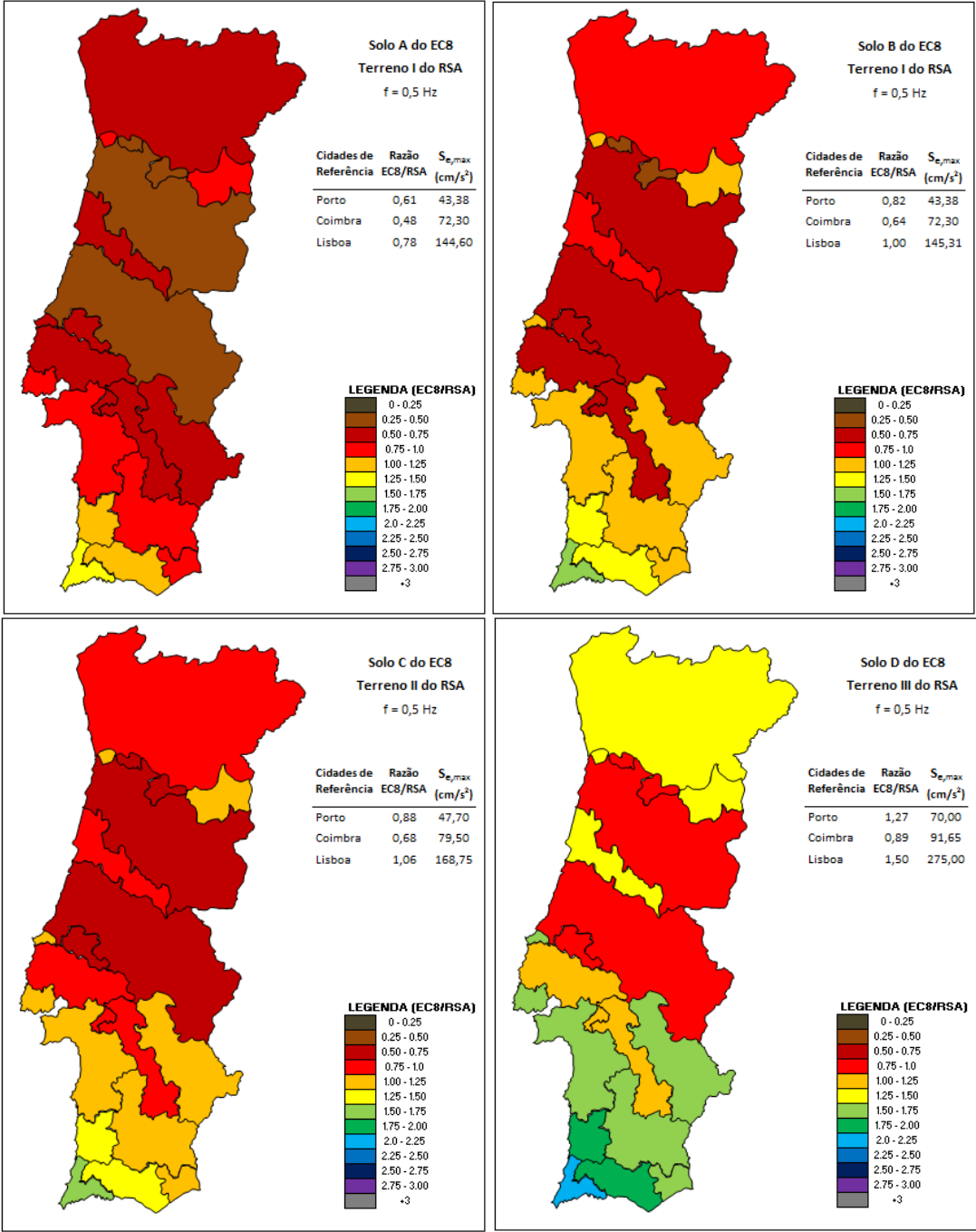


Fig. 3.8 - Comparação dos valores de dimensionamento no território de Portugal Continental – f=0,50 Hz.

f = 0,75 Hz

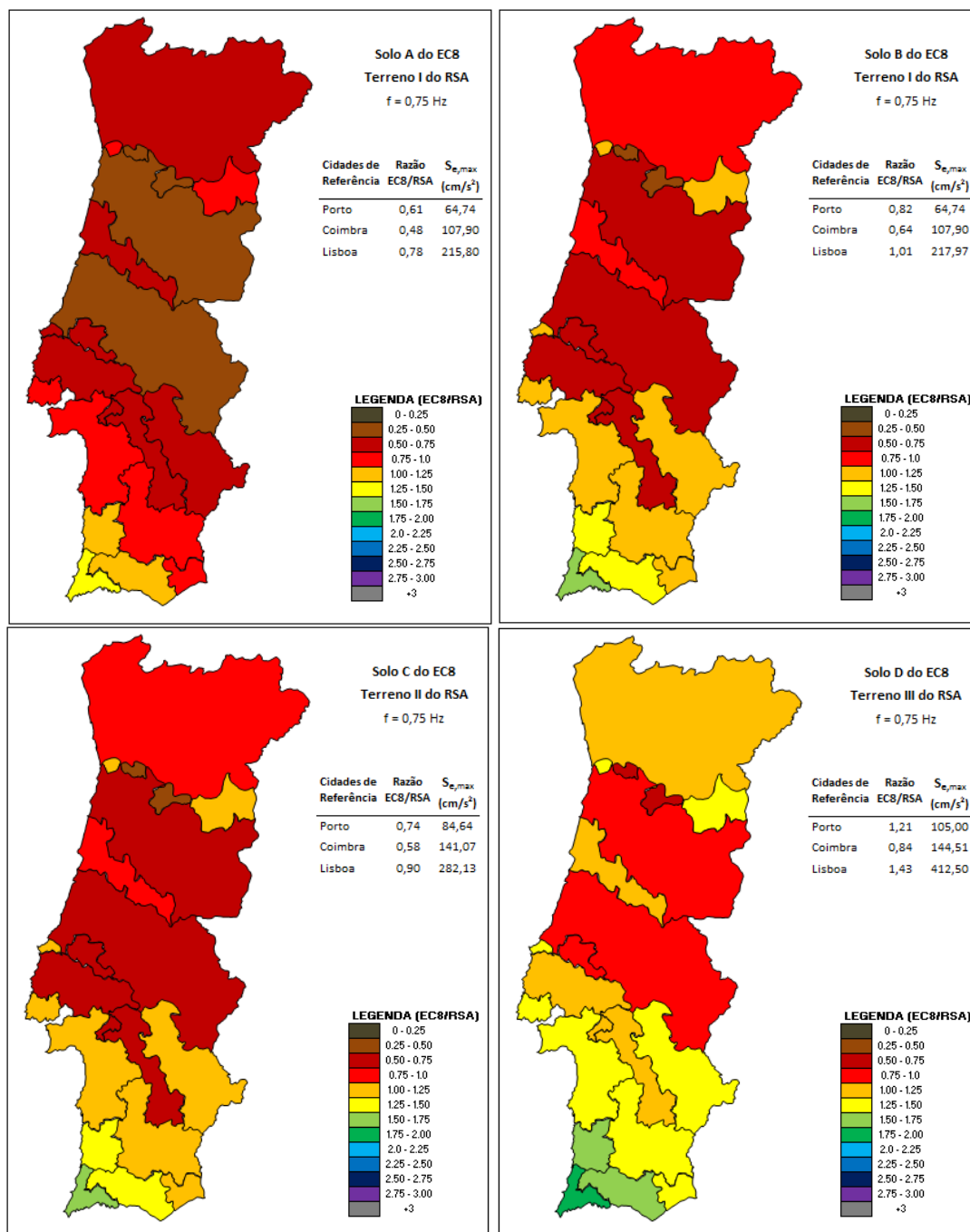


Fig. 3.9 - Comparação dos valores de dimensionamento no território de Portugal Continental – f=0,75 Hz.

f = 1,0 Hz

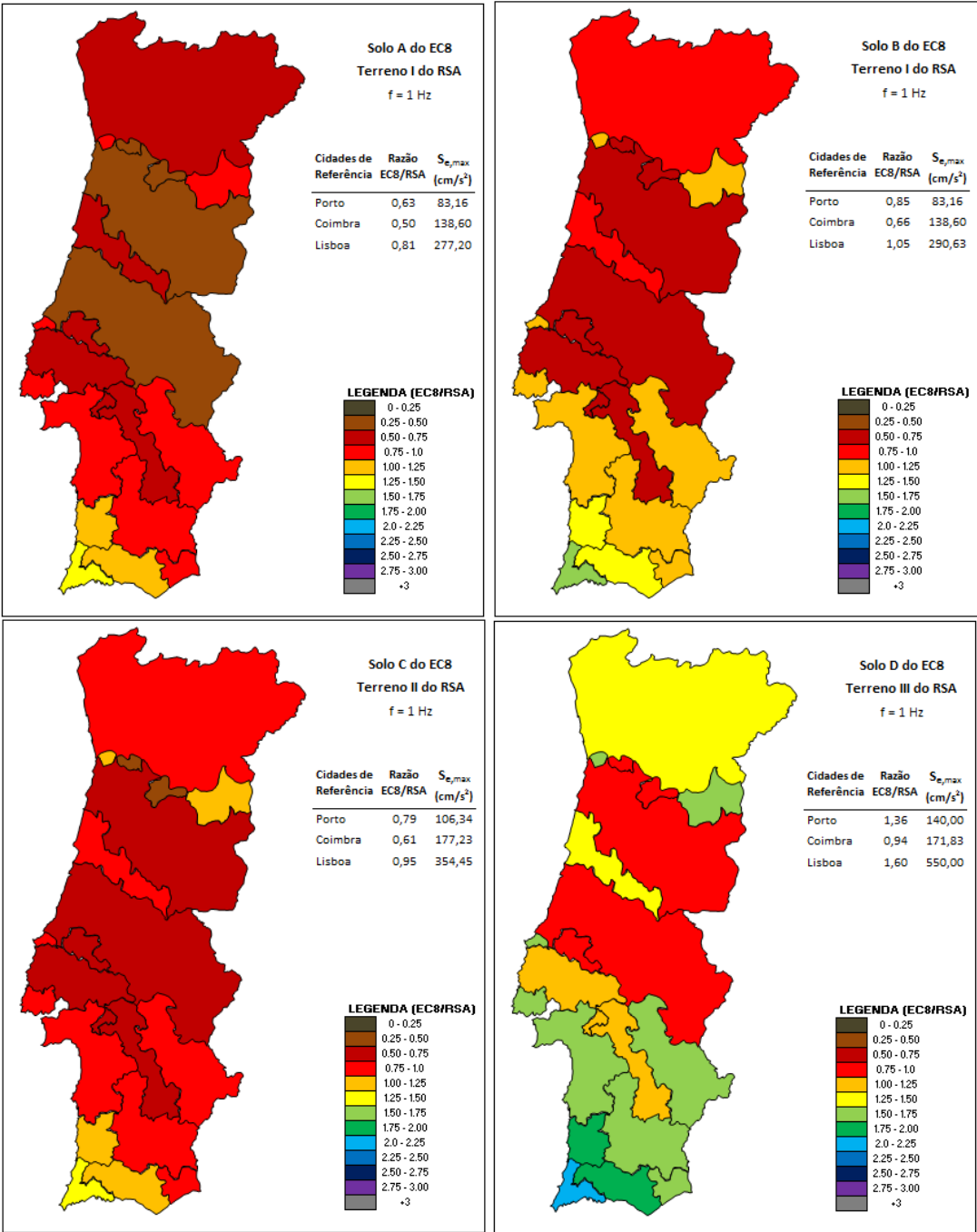


Fig. 3.10 - Comparação dos valores de dimensionamento no território de Portugal Continental – f=1,0 Hz.

f = 1,5 Hz

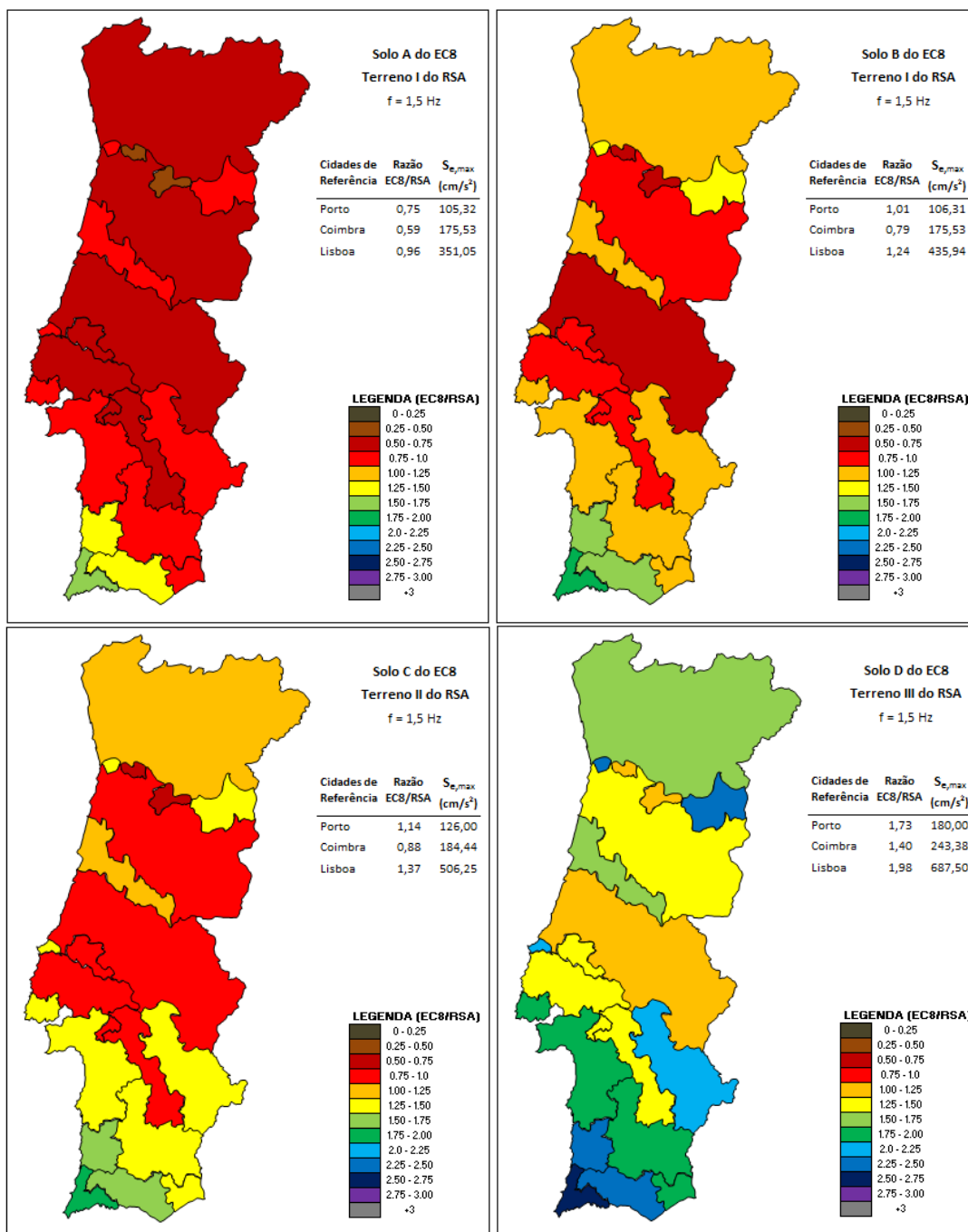


Fig. 3.11 - Comparação dos valores de dimensionamento no território de Portugal Continental – f=1,5 Hz.

f = 2,0 Hz

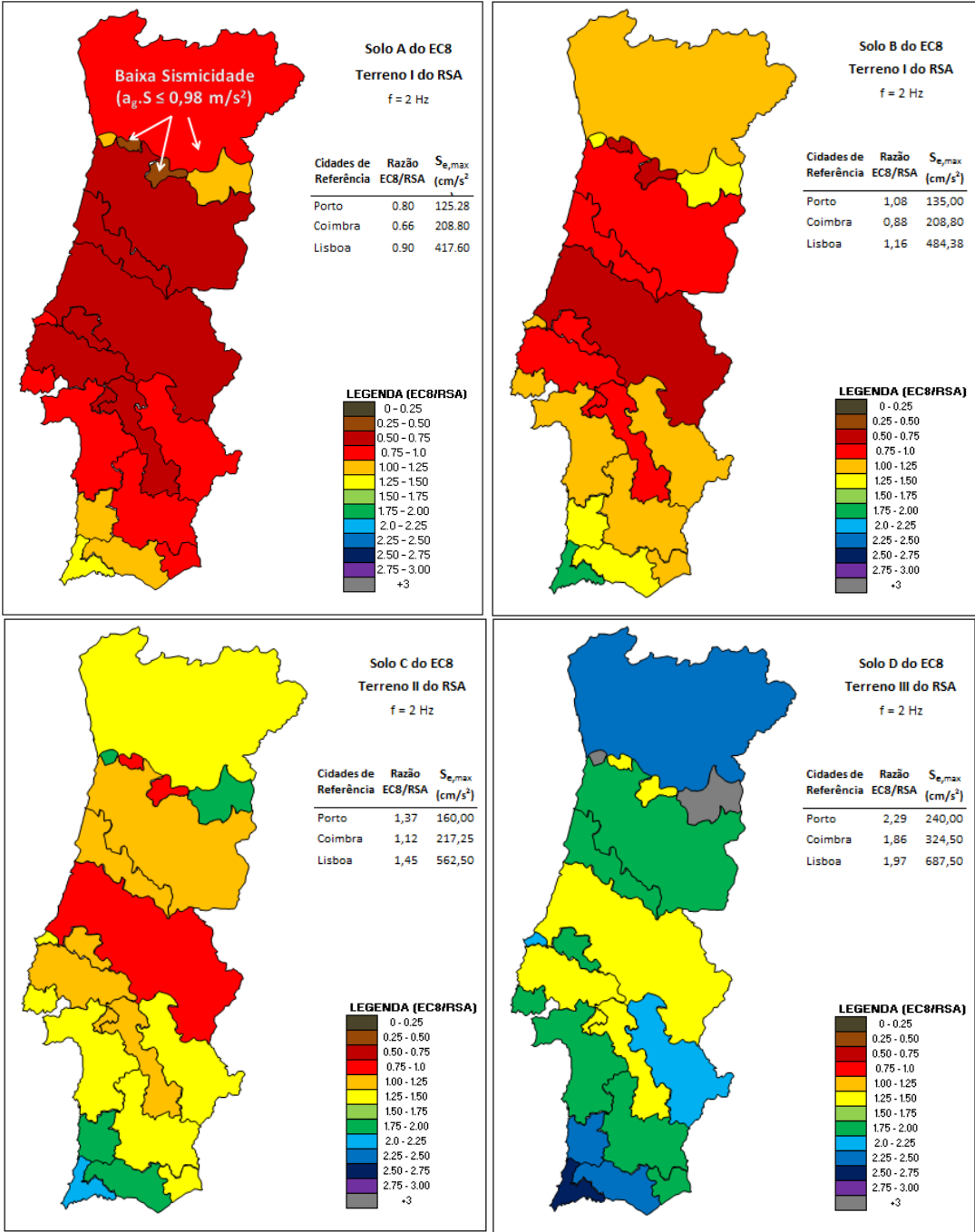


Fig. 3.12 - Comparação dos valores de dimensionamento no território de Portugal Continental – f=2,0 Hz.

4

METODOLOGIAS DE ANÁLISE E CARACTERIZAÇÃO MATERIAL

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O processo de dimensionamento estrutural e de verificação de segurança implica a determinação dos efeitos dos movimentos sísmicos na estrutura. Para isso é possível optar por utilizar, mediante determinadas condições, vários métodos de análise sísmica. Neste capítulo serão abordados os vários procedimentos de avaliação dos esforços de dimensionamento prescritos no EC8 e RSA, desde os mais simples, que se baseiam numa análise linear, aos mais complexos, que envolvem o comportamento não linear da estrutura. A escolha do método de análise sísmica depende essencialmente do grau de complexidade e dos resultados pretendidos, sendo necessário no entanto considerar as prescrições presentes no regulamento, principalmente no que diz respeito à validade das metodologias mais simples.

Quadro 4.1 – Tipos de análise sísmica abordados no trabalho.

Tipos de Análise
Análise Estática Equivalente
Análise Dinâmica Modal (recurso a espectros de resposta)
Análise Estática Não Linear (“pushover”)
Análise Temporal Dinâmica (<i>Time-History</i>)

O capítulo inclui numa parte inicial a caracterização das metodologias de análise utilizadas no âmbito deste trabalho. Inicialmente são abordados os procedimentos de cálculo para análises lineares. Posteriormente são caracterizados os métodos de análise que envolvem o comportamento não linear dos materiais.

Na última parte do capítulo é feito um enquadramento teórico relativo a questões de modelação estrutural e comportamento do material que no âmbito do trabalho realizado carecem de esclarecimento.

4.2. ANÁLISE LINEAR

O método padrão de análise sísmica presente nos regulamentos é a análise dinâmica linear com recurso a espectros de resposta. Os efeitos na estrutura obtidos neste tipo de abordagem são divididos pelo coeficiente de comportamento de modo a que se obtenham os esforços actuantes devido à acção sísmica. No entanto, tanto o EC8 como o RSA apresentam metodologias simplificadas de análise estática que consistem na aplicação de dois conjuntos ortogonais de forças horizontais segundo duas direcções preferenciais. Estas forças originam na estrutura esforços geralmente superiores aos obtidos pela análise dinâmica linear de modo a que a utilização deste tipo de métodos não condicione a verificação de segurança estrutural. Este tipo de análise aproximada fornece resultados razoáveis se a estrutura tiver características de regularidade que assegurem que a sua resposta dinâmica é fundamentalmente dependente do primeiro modo de vibração, o modo fundamental.

4.2.1. ANÁLISE ESTÁTICA EQUIVALENTE

Neste tipo de análise os efeitos da acção dos sismos na estrutura são obtidos supondo que nela actua um sistema de forças estáticas segundo as direcções em que se desenvolve. A distribuição de forças é feita em função das massas definidas na modelação da estrutura, existindo proporção directa entre o valor da força exercida e a massa considerada. Os valores das forças aplicadas dependem também do modo como a estrutura se deforma e do coeficiente sísmico, β , no caso do RSA ou de uma ordenada do espectro de resposta de projecto, no caso do EC8.

A determinação analítica da frequência própria fundamental pode ser efectuada recorrendo-se ao método de Rayleigh, segundo o qual, uma vez convenientemente discretizada a estrutura com um certo número de massas concentradas, a frequência é dada pela expressão:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_i F_i d_i}{\sum_i F_i d_i^2}} \quad (4.1)$$

g - aceleração da gravidade;

F_i - força cuja intensidade é igual ao peso da massa i ;

d_i - deslocamento provocado na estrutura pelas forças F_i actuando simultaneamente na direcção em relação à qual se está a determinar a frequência própria.

O EC8 admite, no §4.2.2 da sua Parte 2, a utilização do Método do Modo Fundamental (MMF). Neste método, forças estáticas equivalentes são derivadas das forças de inércia correspondentes ao modo fundamental e período natural da estrutura, na direcção considerada, pela utilização da ordenada relevante de um determinado espectro elástico de projecto. Esta metodologia inclui também simplificações relativamente à configuração do primeiro modo.

Este tipo de análise pode ser utilizada em todos os casos em que o comportamento dinâmico da estrutura pode ser aproximado por um sistema equivalente de 1 grau de liberdade, particularmente se o sistema estrutural for aproximadamente simétrico em relação ao centro do tabuleiro, ou seja, quando a excentricidade teórica entre o centro de rigidez e o centro de massa do tabuleiro não exceder 5% do comprimento total do tabuleiro.

Dependendo das características particulares da ponte, este método pode ser aplicado, segundo a Parte 2 do EC8, pelo uso de três abordagens diferentes:

- Modelo de Tabuleiro Rígido;
- Modelo de Tabuleiro Flexível;
- Modelo de Pilar Individual.

4.2.1.1. Método de Tabuleiro Rígido

O modelo de tabuleiro rígido deve ser aplicado apenas quando, sob acção sísmica de projecto, a deformação do tabuleiro num plano horizontal é desprezável comparativamente aos deslocamentos horizontais no topo dos pilares. Esta condição é sempre respeitada na direcção longitudinal de pontes aproximadamente rectas com tabuleiro contínuo. Na direcção transversal o tabuleiro pode ser assumido como rígido se:

$$L/B \leq 4,0$$

ou $\frac{\Delta_d}{d_a} \leq 0,20$ (4.2)

L - comprimento total do tabuleiro contínuo;

B - largura do tabuleiro;

Δ_d e d_a - diferença máxima e a média dos deslocamentos na direcção transversal de todos os topos dos pilares onde actua a acção sísmica, respectivamente.

Os efeitos do sismo devem ser determinados pela aplicação de uma força estática equivalente, F , no tabuleiro, que é dada pela seguinte expressão:

$$F = M S_d(T) \tag{4.3}$$

M - massa total efectiva da estrutura, igual à massa do tabuleiro somada à massa da metade superior dos pilares.

$S_d(T)$ - aceleração espectral do espectro de projecto correspondente ao período fundamental T da ponte estimado como:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \tag{4.4}$$

O período fundamental pode ser obtido através da equação (4.4), em que $K = \sum K_i$ corresponde à rigidez do sistema, igual à soma da rigidez dos membros resistentes. Na direcção transversal a força F pode ser distribuída ao longo do tabuleiro proporcionalmente à distribuição das massas efectivas.

4.2.1.2. Método de Tabuleiro Flexível

Este método deve ser utilizado quando a equação (4.2) não é satisfeita. A não ser que outro método mais preciso de cálculo seja utilizado, o período fundamental da estrutura na direcção horizontal considerada pode ser estimado através do quociente de Rayleigh apresentado na equação (4.1).

Os efeitos do sismo devem ser determinados pela aplicação de forças horizontais, F_i , em todos os nós:

$$F_i = \frac{4\pi^2}{gT^2} S_d(T) d_i M_i \quad (4.5)$$

4.2.1.3. Método do Pilar Individual

Em alguns casos apenas os pilares resistem à acção sísmica na direcção transversal da ponte sem interacção significativa entre pilares adjacentes. Esta simplificação apenas pode ser considerada como uma primeira aproximação em análises preliminares e quando a seguinte condição é respeitada para pilares adjacentes:

$$0,90 \leq T_i/T_{i+1} \leq 1,10 \quad (4.6)$$

T_i – período fundamental do pilar i encastrado na base.

Caso contrário a redistribuição das massas efectivas atribuídas a cada pilar é necessária de modo a que esta condição seja satisfeita. Por conseguinte, o cálculo da resposta pode ser efectuado considerando-se cada pilar independente do resto da estrutura.

4.2.1.4. Coeficiente Sísmico

O RSA considera a utilização de um coeficiente sísmico, β , para a determinação dos efeitos da acção sísmica. A multiplicação deste coeficiente pelo valor das forças gravíticas permite determinar o valor da resultante global das forças estáticas equivalentes que corresponde à soma das forças estáticas horizontais. As forças estáticas devem actuar simultaneamente segundo a direcção considerada e ser distribuídas em correspondência com as posição das massas nos nós da estrutura. O coeficiente sísmico β depende da frequência de vibração mais baixa da estrutura na direcção considerada, correspondente ao modo fundamental da estrutura, pelo que se trata do modo que mais influencia o comportamento dinâmico da estrutura. O valor deste parâmetro, relativo à acção do sismo numa determinada direcção, é calculado pela expressão:

$$\beta = \beta_0 \frac{\alpha}{\eta} \quad (4.7)$$

β_0 – coeficiente sísmico de referência, que depende das características do terreno e da frequência própria fundamental da estrutura na direcção considerada;

α – coeficiente de sismicidade, que depende da zona sísmica em que se localiza a construção;
 η – coeficiente de comportamento, que depende do tipo da estrutura e das suas características de ductilidade e ainda do grau admitido na exploração dessa ductilidade.

O valor do coeficiente sísmico β não deve ser no entanto inferior a $0,04\alpha$. Por outro lado, se a estrutura apresentar uma certa ductilidade, tal coeficiente não necessita ser considerado com valor superior a $0,16\alpha$.

Os valores do coeficiente sísmico de referência, β_0 , são indicados no Quadro 4.2, em função da tipificação do terreno e da frequência própria fundamental da estrutura. Este coeficiente destina-se a traduzir a influência das propriedades dinâmicas do terreno e da estrutura na resposta desta à acção dos sismos.

Quadro 4.2 – Coeficiente sísmico de referência β_0 .

Tipo de Terreno	Frequência própria fundamental da estrutura, f (Hz)	β_0
I	$0,5 \leq f < 5,6$	$0,17 \sqrt{f}$
	$f \geq 5,6$	0,40
II	$0,5 \leq f < 4,0$	$0,20 \sqrt{f}$
	$f \geq 4,0$	0,40
II	$0,5 \leq f < 2,0$	$0,23 \sqrt{f}$
	$f \geq 2,0$	0,32

O valor de cada uma das forças é função do coeficiente sísmico, da massa considerada e do modo como a estrutura se deforma. No caso de pontes, as forças estáticas podem considerar-se aplicadas nos nós em que se supõem concentradas as massas. O valor característico, F_{ki} , da força aplicada na massa i , relativo a uma dada direcção, é calculado pela expressão:

$$F_{ki} = (2\pi f)^2 \frac{\beta G_i d_i}{g} \quad (4.8)$$

f – frequência própria fundamental da estrutura correspondente à direcção considerada;

β – coeficiente sísmico correspondente à direcção considerada;

G_i – soma dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das cargas variáveis correspondentes à massa i ;

d_i – deslocamentos provocados na estrutura pelas cargas G_i actuando simultaneamente na direcção em que se está a considerar a acção sísmica;

g – valor da aceleração da gravidade.

4.2.2. ANÁLISE DINÂMICA LINEAR

O §4.2.1 da EN 1998-2 estabelece as prescrições relativas a uma análise linear dinâmica usando espectros de resposta. Esta metodologia consiste num cálculo do pico das respostas dinâmicas de todos os modos significativos, pela utilização das ordenadas do espectro de projecto elástico dependente da zona e do tipo de terreno. A resposta total é obtida através de uma combinação estatística das contribuições modais máximas. Esta análise pode ser aplicada em todos os casos em que uma análise linear é permitida.

Todos os modos cuja contribuição seja significativa para a resposta total da estrutura devem ser considerados no cálculo. Para pontes cuja massa total M pode ser considerada a soma de todas as massas modais efectivas, devem ser considerados os modos cujo somatório de massas efectivas perfaz 90% da massa total da ponte.

Em geral o valor máximo provável do efeito de uma acção sísmica (força, deslocamento, etc.) deve corresponder à raiz da soma dos quadrados das respostas modais (regra SRSS), como previsto na equação (4.9).

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (4.9)$$

No entanto, quando dois modos possuem períodos naturais muito próximos, a regra SRSS não é conservativa e devem ser utilizadas regras de combinação diferentes e mais precisas. Dois períodos naturais, T_i , T_j , podem ser considerados espaçados se satisfazem a condição:

$$\frac{0,1}{0,1 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \leq \rho_{ij} = \frac{T_i}{T_j} \leq 1 + 10\sqrt{\xi_i \xi_j} \quad (4.10)$$

Para quaisquer dois modos que satisfaçam a expressão (4.10), o método da Combinação Quadrática Completa (CQC), pode ser utilizado em alternativa à regra de combinação SRSS, sendo utilizadas as expressões (4.11) e (4.12), presentes na parte 2 do EC8.

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j} \quad (4.11)$$

$$r_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j}(\xi_i + \rho_{ij} \xi_j) \rho_{ij}^{3/2}}{(1 - \rho_{ij}^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \rho_{ij}(1 + \rho_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \rho_{ij}^2} \quad (4.12)$$

com: $i = 1 \dots n$, $j = 1 \dots n$

ξ_i, ξ_j - coeficientes de amortecimento correspondentes aos modos i e j , respectivamente.

O RSA considera o mesmo tipo de análise segundo os mesmos trâmites do EC8. Assume também que os valores máximos de resposta são determinados a partir da combinação de respostas máximas obtidas para cada modo de vibração, estando cada um deles associado a um sistema de um grau de

liberdade independente. Em qualquer caso, o quociente δ entre o menor dos valores máximos das componentes horizontais da reacção global da estrutura sobre a fundação nas diversas direcções e o valor das cargas correspondentes às massas consideradas não deve ser inferior a $0,04\alpha$, sendo α o coeficiente de sismicidade. Se o valor do quociente δ for inferior ao limite indicado, os resultados obtidos pela análise dinâmica deverão ser multiplicados por $0,04 \alpha/\delta$. Caso seja superior a $0,16\alpha$ e a estrutura apresente uma certa ductilidade, os resultados daquela análise poderão ser divididos por $\delta/0,16\alpha$.

Em pontes com comportamento sísmico irregular a cedência sequencial dos membros dúcteis pode no entanto causar desvios substanciais entre os resultados da análise linear equivalente efectuada utilizando-se um coeficiente global de redução de força e os que advêm de uma resposta não linear da estrutura da ponte. Estas diferenças devem-se sobretudo aos seguintes factores:

- As rótulas plásticas que surgem primeiro normalmente desenvolvem as extensões pós-elásticas máximas, o que pode conduzir a uma concentração inadequada de elevada exigência de ductilidade;
- Após a formação da primeira rótula plástica (normalmente nos membros mais rígidos), a distribuição de rigidez e consequentemente de forças pode alterar-se em relação à prevista na análise linear equivalente. Isto pode levar a uma alteração substancial no padrão assumido de rótulas plásticas.

Em geral a resposta realista de pontes com comportamento sísmico irregular sob a acção sísmica de projecto pode ser estimada através de uma análise dinâmica não linear (*Time-History*) ou de uma análise estática não linear (“pushover”).

4.3. ANÁLISE NÃO LINEAR

4.3.1. ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA – “PUSHOVER”

A análise “pushover” é uma análise estática não linear da estrutura sobre a qual actuam cargas verticais gravíticas constantes e cargas horizontais que crescem monotonicamente e que representam o efeito da componente sísmica horizontal, sendo referida no §4.2.5 da EN 1998-2. Essas cargas são incrementadas até ser atingido um deslocamento objectivo num ponto de referência, o nó de controlo. O deslocamento objectivo deve corresponder ao deslocamento máximo de um sistema estrutural equivalente e depende do padrão de forças crescentes utilizado na análise.

Esta análise pode ser usada como alternativa a uma análise dinâmica não linear, no caso de pontes irregulares, por permitir obter resultados satisfatórios de forma mais simples e prática. Os objectivos da sua utilização são então os seguintes:

- A estimativa da sequência e do padrão de formação de rótulas plásticas;
- A estimativa da redistribuição de forças que se segue à formação das rótulas plásticas;
- A avaliação da curva de capacidade da estrutura que relaciona a força (corte basal total) e o deslocamento num nó de controlo de modo a determinar as exigências de deformação nas rótulas plásticas quando se aplica um determinado deslocamento, o deslocamento objectivo.

4.3.1.1. Método N2

A aplicação do método N2 (Fajfar, 1996) implica inicialmente, tal como para os restantes métodos de análise estática não linear, a obtenção da curva de capacidade da estrutura que relaciona a força de

corte total na base, F_b , com o deslocamento de um nó de controlo previamente definido, d_n , localizado algures no tabuleiro da ponte.

A curva de capacidade da estrutura, segundo a Parte 1 do EC8, deve ser obtida até um valor de deslocamento do nó de controlo de cerca de 150% do deslocamento objectivo (“*target displacement*”). Como o deslocamento objectivo só pode ser obtido depois de calculada a curva de capacidade da estrutura há que considerar inicialmente um valor máximo de deslocamento do nó de controlo de modo a que qualquer aumento do seu valor não implique um incremento dos esforços na base. Isto significa que se deve optar inicialmente pelo ponto da curva capacidade cuja tangente é nula.

Em sistemas de pilares paralelos, como estruturas de pontes, espera-se obter o mesmo nível de dano simultaneamente em diferentes locais e, se a deformação plástica é explorada para vários pilares, o padrão de deslocamentos tende a ser dominado pela deformada elástica do tabuleiro devido à relevante flexibilidade deste no seu próprio plano. É então provável a excitação de vários modos durante a resposta, pelo que a escolha do nó de controlo em pontes é mais complexa.

O nó escolhido para a definição da curva “pushover”, para estruturas com comportamento sísmico regular, em que a resposta é dominada pelo primeiro modo, corresponde ao ponto de deslocamento máximo do tabuleiro, que coincide normalmente com o seu centro de massa. No entanto, este nó de controlo pode não corresponder necessariamente ao membro crítico que é mais provavelmente o pilar mais pequeno no caso de estruturas irregulares. O método N2, por assumir que a resposta da estrutura é dominada pelo primeiro modo de vibração, propõe a utilização do centro de massa da estrutura como nó de controlo para a definição da curva “pushover”. No Anexo H da Parte 2 do EC8 são referidas as prescrições a adoptar neste tipo de análise. As cargas aplicadas na estrutura resultam da equação (4.13).

$$\Delta F_{i,j} = \Delta \alpha_j g M_i \zeta_i \quad (4.13)$$

$\Delta \alpha_j$ – é o incremento de força horizontal, normalizado ao peso $g M_i$, aplicado no passo j ;

ζ_i - corresponde ao factor de forma, para o grau de liberdade i , que define a distribuição de forças ao longo da estrutura.

É importante neste processo a escolha de um padrão de forças apropriado que traduza adequadamente o processo sequencial de formação de rótulas plásticas e redistribuição de esforços. O regulamento estabelece, se não for utilizada nenhuma aproximação com maior qualidade, a utilização de duas distribuições de carga. A primeira deve ser constante ao longo do tabuleiro pelo que o valor do coeficiente ζ_i deve ser unitário ao longo deste. Se o nó com massa concentrada estiver localizado algures no pilar, então o parâmetro ζ_i deve ser obtido pelo quociente entre a altura do nó em relação à fundação e a altura total do pilar em questão. O segundo padrão de forças deve ser proporcional à configuração do primeiro modo, adoptando o factor de forma o valor do deslocamento modal do nó i . Estas suposições serão apenas razoáveis se a resposta da estrutura não for severamente afectada por efeitos dos modos de vibração mais elevados ou se a estrutura só tiver um mecanismo de cedência possível de ocorrer que possa ser detectado por uma distribuição de forças invariável.

No Anexo B da EN 1998-1 surgem as disposições regulamentares que permitem a determinação do deslocamento objectivo para a análise estática não linear. Numa análise “pushover”, assume-se que este parâmetro possa ser estimado, para uma estrutura de múltiplos graus de liberdade, a partir do deslocamento máximo de um sistema de 1 GL equivalente (SDOF – *Single Degree Of Freedom*). Esta suposição só pode ser aceite se houver muita precaução ao incorporar no cálculo do deslocamento

objectivo do sistema equivalente todas as características importantes das acelerações de solo e da resposta da estrutura, que tenham uma influência significativa no deslocamento máximo da estrutura com múltiplos graus de liberdade (MDOF – *Multiple Degree Of Freedom*). Para determinar as características desse sistema é necessário utilizar um factor de transformação Γ que corresponde, para um sistema modal, ao factor de participação modal. As propriedades deste sistema de 1 GL, nomeadamente o factor de transformação Γ e a massa m^* , são obtidas com recurso às equações (4.14) e (4.15), em que Φ_i corresponde à componente de deformada da estrutura no grau de liberdade i .

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \quad (4.14)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (4.15)$$

Os valores da força F^* e do deslocamento d^* correspondentes ao sistema equivalente de 1GL são obtidos pelas equações (4.16) e (4.17), respectivamente, que traduzem o processo de transformação de MDOF a SDOF.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.16)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4.17)$$

Depois de obtida a curva de capacidade relativa ao sistema equivalente de 1 GL é necessário definir a curva bilinear ajustada que represente a relação idealizada elasto-plástica de modo a determinar posteriormente o seu período. Por simplificação é proposta a utilização de uma curva elástica perfeitamente plástica. A rigidez inicial do sistema idealizado deve ser tal que as áreas definidas pela curva capacidade e pela curva idealizada, representadas com uma cor mais escura na Fig. 4.1, se igualem. Sendo assim o deslocamento relativo à cedência, d_y^* , associado a um sistema equivalente de 1 GL é obtido com recurso à equação (4.18), em que E_m^* corresponde à energia de deformação até à formação da rótula plástica e d_m^* corresponde ao deslocamento nesse ponto. O período do sistema equivalente de 1 GL é obtido com recurso à equação (4.19).

$$d_y^* = 2 \cdot (d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) \quad (4.18)$$

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.19)$$

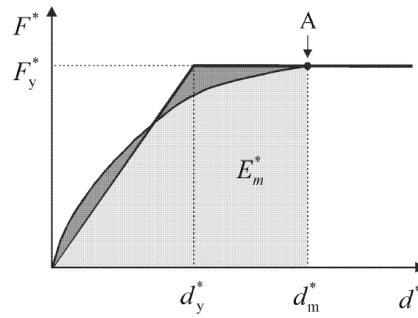


Fig. 4.1 – Determinação da relação idealizada força-deslocamento perfeitamente elasto-plástica (EN 1998-1).

O deslocamento objectivo do sistema equivalente, assumindo-se um comportamento elástico, d_{et}^* , é calculado com base na fórmula (4.20). No entanto, visto que o sistema equivalente não apresenta um comportamento elástico ilimitado o deslocamento objectivo pretendido, d_t^* , pode não corresponder a d_{et}^* .

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (4.20)$$

A formulação do gráfico presente na Fig. 4.2, no formato ADRS (*Acceleration-Displacement-Response-Spectrum*), tem base na equação (4.21) onde S_e e S_{de} representam, respectivamente, o espectro de resposta elástico de aceleração e de deslocamento e T corresponde ao período da estrutura. Deste modo é possível, para um sistema de 1 GL com comportamento elástico, relacionar directamente os valores espectrais de aceleração e de deslocamento.

$$S_e = \frac{4 \cdot \pi^2}{T^2} \cdot S_{de} \quad (4.21)$$

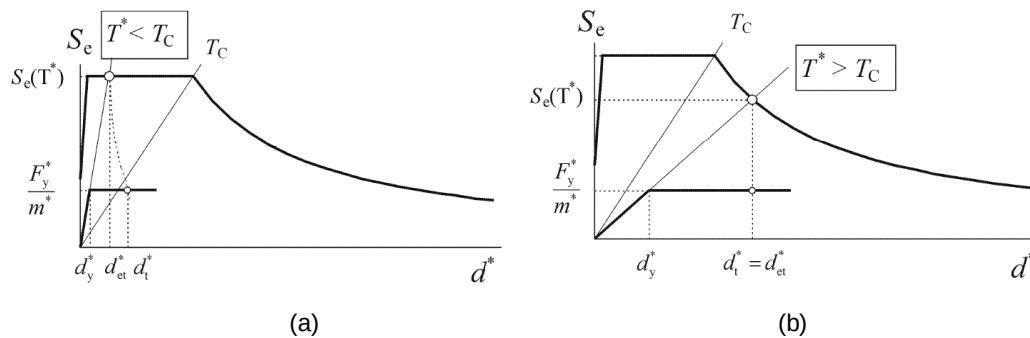


Fig. 4.2 – Determinação do deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL (EN 1998-1): (a) Para períodos baixos; (b) Para períodos médios ou longos.

Existem diferenças para a determinação do deslocamento objectivo do sistema equivalente de 1 GL, d_t^* , para períodos baixos ou para períodos médios e longos. A fronteira entre os dois tipos tem base

no período T_C , definido no regulamento. Para $T^* > T_C$ é previsto o uso da regra de igual deslocamento com uma possível correcção. Sendo assim, para períodos médios ou altos se $F_y^*/m^* > S_e(T^*)$ então $d_t^* = d_{et}^*$. Para $T^* < T_C$ o deslocamento elástico é amplificado de modo a obter-se o deslocamento objectivo inelástico. Deste modo, para períodos baixos e caso a estrutura apresente um comportamento não elástico o valor de d_t^* é dado pela equação (4.21), em que q_u está definido na equação (4.22). Se $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ então:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot (1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*}) \geq d_{et}^* \quad (4.22)$$

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (4.23)$$

Se o deslocamento d_t^* determinado for muito diferente do deslocamento d_m^* usado para a determinação da relação força-deslocamento idealizada, pode ser aplicado um procedimento iterativo usando d_t^* (e o correspondente F_y^*) em vez de d_m^* no cálculo de d_y^* .

Depois de determinado o deslocamento objectivo relativo ao sistema equivalente de 1 GL, d_t^* , é necessária a transformação deste parâmetros para o sistema MDOF. Para isso é apenas necessário utilizar um procedimento inverso ao utilizado no início do processo, multiplicando-se o valor de deslocamento objectivo do sistema equivalente pelo factor de transformação, como demonstrado na equação (4.24).

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (4.24)$$

Os esforços, deslocamentos e rotações que resultam da acção sísmica de projecto podem ser obtidos por uma análise “pushover” em que é aplicado um padrão fixo de forças monotonicamente incrementadas até se atingir o deslocamento objectivo previamente calculado no nó de controlo. A partir destes resultados é então possível analisar a “performance” sísmica da estrutura e em especial dos elementos onde há maior dissipação de energia durante a acção do sismo previsto em projecto. Essa avaliação pode ser feita pela comparação da exigência sísmica obtida com a capacidade dos elementos estruturais para um determinado nível de “performance”.

Na utilização desta metodologia é assumido normalmente que a configuração de deslocamentos é constante, ou seja, que não é alterada durante a resposta da estrutura ao movimento de solo imposto. Têm surgido nos últimos anos métodos “pushover” adaptativos que consideram a alteração do padrão de forças devido à perda de rigidez localizada, consequência da formação sequencial das rótulas plásticas. Para estruturas de pontes, nos casos em que é explorada a fase de cedência em vários pilares, ou seja, para estruturas com comportamento dúctil em zonas de elevada sismicidade, estes métodos adaptativos traduzem melhor o comportamento da estrutura (Pinho et al., 2007). As principais diferenças entre os variados métodos de análise estática não linear utilizados resultam essencialmente do espectro de resposta e padrões de forças utilizados, do processo de transformação de SDOF a MDOF e da idealização da curva bilinear.

4.3.1.2. “Modal Pushover Analysis”

Nos anos recentes tem havido o desenvolvimento de análises alternativas que envolvem a realização de várias análises “pushover” separadamente, cada uma delas correspondente a uma dada configuração modal e distribuição de forças proporcional. Através da “Modal Pushover Analysis” ou análise MPA (Chopra e Goel, 2002) a resposta total é estimada pela combinação dos efeitos da acção derivados de cada resposta modal. Apesar deste tipo de análise ser mais trabalhoso e complexo, permite ter em consideração os efeitos de outros modos de vibração, para além do primeiro, fornecendo resultados melhores para estruturas com comportamento sísmico irregular.

São definidas, através desta análise, tantas curvas de capacidade como o número de modos de vibração que se consideram relevantes. Em seguida, são idealizadas as curvas de capacidade bilineares dos sistemas equivalentes de 1 GL correspondentes a cada um dos modos de vibrações considerados relevantes para a análise. No âmbito deste trabalho a idealização das curvas bilineares e a caracterização dos sistemas equivalentes de 1 GL teve por base os pressupostos do método N2, anteriormente descrito. As deformações obtidas pela análise individual de cada sistema SDOF, associado a cada modo de vibração considerado importante para a avaliação da resposta total, serão posteriormente combinadas de acordo com as regras apropriadas de combinação modal (SRSS ou CQC). De notar que esta metodologia fornece resultados que são idênticos aos obtidos através de uma análise modal simples, se o comportamento estrutural for elástico e o coeficiente de comportamento utilizado for unitário. Na Fig. 4.3 são comparadas as metodologias utilizadas neste trabalho sendo possível constatar que a utilização de uma análise MPA implica o cálculo de várias curvas “pushover”.

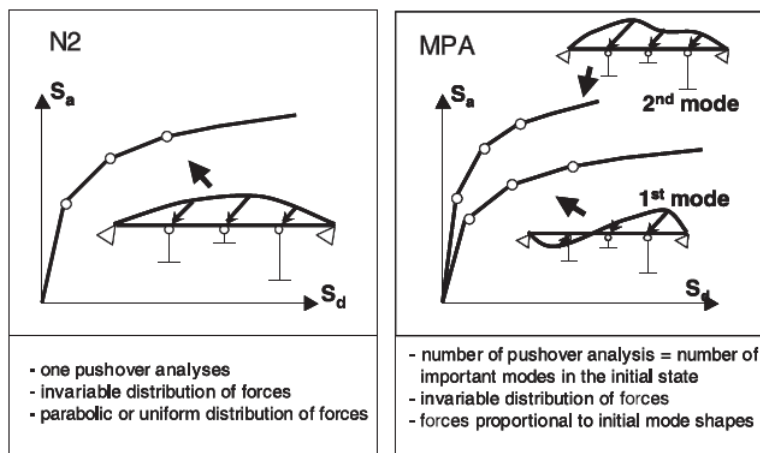


Fig. 4.3 – Idealização das metodologias “pushover” utilizadas no âmbito do trabalho (Isakovic *et al.*, 2006).

A utilização desta metodologia para avaliar a “performance” sísmica de uma ponte tem inúmeras vantagens, mas também desvantagens. Permite por um lado o controlo de deslocamentos global ou local e a consideração da não linearidade estrutural não integra um coeficiente de comportamento global que afecta de igual modo todos os pilares da estrutura. Deste modo é possível recolher informações da estrutura que não é possível obter com recurso a análises elásticas, permitindo a avaliação da ductilidade dos elementos que a constituem e o dimensionamento pormenorizado de regiões críticas.

Contudo a não utilização de vectores de força adaptativos, que traduzem as alterações das características dinâmicas da estrutura à medida que ocorre o processo de cedência sequencial, pode

provocar ligeiros erros na determinação da resposta máxima. Quando é explorada a ductilidade dos elementos dúcteis da ponte também podem existir diferenças consideráveis dos resultados obtidos com recurso a uma análise *Time-History*, devido ao amortecimento que advém, neste tipo de análise, da consideração do comportamento histerético dos elementos. Por conseguinte, a utilização de um espectro de resposta associado a um amortecimento superior, numa análise “pushover”, permite para esta situação, uma aproximação dos resultados.

4.3.2. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR

Numa análise dinâmica não linear a resposta da estrutura é obtida através da integração numérica das equações diferenciais relativas ao movimento sísmico. Para isso é necessário definir um conjunto de acelerogramas representativos do movimento de solo típico do local em questão.

Os principais objectivos deste tipo de análise são os seguintes:

- A identificação do padrão real de formação das rótulas plásticas;
- A estimativa e verificação da deformação pós-cedência provável exigida nas rótulas plásticas;
- A determinação dos requisitos de resistência de modo a evitar modos de rotura da superestrutura.

Segundo o EC8, o principal critério que um conjunto de acelerogramas deve respeitar é a compatibilidade da média dos espectros resultantes de uma combinação (regra SRSS) de duas componentes horizontais e o espectro de projecto, num dado intervalo de frequências. O conjunto deve conter pelo menos 3 acelerogramas, sendo 7 o número mínimo para que possa ser considerado para avaliação da resposta o resultado da resposta média.

A EN 1998-1 obriga a que as ordenadas médias do espectro relativo ao conjunto escolhido estejam em correspondência com o espectro elástico com alguma tolerância (acima de 90% das ordenadas do espectro elástico). A EN 1998-2 contém prescrições semelhantes mas mais detalhadas. Refere-se às mesmas formas espectrais e condições do local e estabelece ainda a utilização de um *input* sísmico tridimensional, mas especifica que a correspondência com o espectro elástico deve ser levada a cabo considerando a combinação quadrática dos espectros horizontais, independentemente da componente vertical.

O requerimento relativo à correspondência entre o espectro médio do conjunto de acelerogramas utilizado e o espectro elástico regulamentar, para um dado intervalo de frequências, é difícil de satisfazer. Favorece-se assim a utilização de acelerogramas artificiais, gerados de forma a garantir correspondência mais precisa entre os espectros.

4.3.2.1. Requisitos do EC8 – Parte 1

Na Parte 1 do regulamento as formas espectrais são obtidas para as componentes horizontais e vertical do movimento sísmico. A utilização de um conjunto de acelerogramas naturais, artificiais ou simulados advém do cumprimento de um conjunto de critérios:

- Deve ser utilizado no mínimo um conjunto de 3 acelerogramas;
- A média dos valores de aceleração relativos ao período nulo não deve ser inferior ao valor de $a_g S$ para o local em questão;
- No intervalo de períodos entre $0,2T_1$ e $2T_1$, em que T_1 corresponde ao período fundamental da estrutura na direcção em que o acelerograma é aplicado, nenhum valor da média do espectro

elástico com 5% de amortecimento, calculado a partir dos acelerogramas pertencentes ao conjunto, deve ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástico regulamentar.

Em estudos realizados recentemente (Iervolino *et al.*, 2008) os autores discutiram os procedimentos utilizados actualmente e avanços recentes, principalmente no que diz respeito à disponibilidade de dados. O estudo levou a concluir que, apesar de ser possível obter resultados na utilização de acelerogramas reais, a Parte 1 do EC8 não permite facilmente o seu uso para uma análise dinâmica não linear, especialmente nos casos em que a acção sísmica resulta de um zonamento do território, que apenas indirectamente reflecte a sismicidade do local. A verdade é que a variação da sismicidade para vários locais depende de vários factores e é complicado conseguir obter acelerogramas reais cujo espectro, para um dado intervalo de frequências, corresponda satisfatoriamente ao espectro elástico regulamentar.

4.3.2.2. Requisitos do EC8 – Parte 2

Os critérios de escolha dos acelerogramas a utilizar numa análise dinâmica não linear são apresentados de forma diferente em relação às prescrições presentes na Parte 1 do regulamento. A Parte 2 do regulamento impõe a utilização de duas componentes horizontais que constituem um par de movimentos de solo. Os pares devem ser seleccionados de dados relativos a eventos sísmicos reais com magnitude, distância focal e mecanismos consistentes com os que definem a acção sísmica de projecto. Quando não é possível obter um número de pares de acelerogramas reais suficiente podem ser utilizados registos alterados ou acelerogramas simulados para substituir os movimentos de solo em falta. O conjunto de acelerogramas deve obedecer aos seguintes critérios:

- Para cada sismo correspondente a duas componentes horizontais o espectro resultante da combinação SRSS deve ser estabelecido pela raiz da soma dos quadrados do espectro relativo a cada uma (espectro SRSS). O espectro do conjunto de sismos deve ser formado pela média dos espectros SRSS de cada sismo;
- O espectro resultante do passo anterior deve ser escalado de modo a que não seja inferior a 1,3 vezes o espectro de resposta SRSS elástico regulamentar da acção sísmica de projecto, no intervalo de períodos de $0,2T_1$ a $1,5T_1$, sendo T_1 o período associado ao modo fundamental da estrutura da ponte dúctil;
- Quando o espectro SRSS das componentes de um acelerograma real fornece valores de aceleração cujo rácio com os valores correspondentes do espectro de resposta elástico da acção sísmica de projecto mostra grande variação no intervalo de períodos referido no ponto anterior, pode ser efectuada uma modificação do acelerograma real de modo a que a correspondência seja melhorada.

Apesar de as prescrições das duas partes do regulamento serem apresentadas de modo diferente existem semelhanças na sua definição. A EN 1998-2 indica a utilização de acelerogramas artificiais apenas quando registos reais mais representativos do caso de estudo e compatíveis com a acção sísmica regulamentar não estão disponíveis. Assim sendo atribui preferência ao uso de acelerogramas reais como primeira origem para uma análise dinâmica não linear. Em contrapartida a EN 1998-1 parece não dar preferência a um tipo específico de acelerograma.

No entanto há que ter em conta que a sua obtenção é complexa visto ser necessária a pesquisa em grandes bases de dados de modo a encontrar movimentos de solo compatíveis com o espectro de

resposta elástico. O acesso a dados de sismos reais tem vindo a melhorar nos últimos anos e sendo assim a nova regulamentação considera que, sendo satisfeitos os critérios de correspondência espectral, a sua utilização é uma opção atractiva.

Ambas as partes do regulamento consideram um mesmo número de acelerogramas a ser utilizado, que corresponde a um mínimo de três, embora a Parte 2 imponha a utilização de duas componentes horizontais e por conseguinte um mínimo de três pares de acelerogramas. Existem diferenças no que diz respeito ao intervalo de períodos onde deve existir correspondência dos espectros, sendo de $0,2T_1$ a $2T_1$ na Parte 1 e $0,2T_1$ a $1,5T_1$ na Parte 2 do regulamento. Esta diferença permite facilitar, no caso de serem utilizadas as prescrições da Parte 2, o processo de correspondência entre o espectro de resposta elástico regulamentar e o espectro médio relativo ao conjunto de acelerogramas utilizado. A Parte 1 do regulamento também especifica que a aceleração de pico do solo resultante da combinação dos espectros não deve ser inferior à regulamentar.

A diferença principal entre as duas partes do regulamento encontra-se no processo de correspondência de espectros. A Parte 2 prescreve a consideração da combinação SRSS dos espectros das duas componentes horizontais ao contrário da Parte 1 que possibilita a utilização independente dos espectros para cada direcção horizontal. Esta diferença deve-se então ao facto de a Parte 2 considerar a existência num registo sísmico de duas componentes horizontais independentes. Na eventualidade de estas serem consideradas idênticas, a combinação espectral corresponde à multiplicação do espectro não combinado por um factor de $\sqrt{2}$. Se este factor for multiplicado por 0,9, que corresponde ao multiplicador que define o limite inferior de correspondência de espectros na EN 1998-1, obtém-se um valor muito próximo de 1,3 que equivale ao multiplicador que define o limite inferior de correspondência de espectros SRSS para a EN 1998-2. Verifica-se deste modo que a diferença nas prescrições está subjacente ao facto de a Parte 2 do regulamento considerar a combinação de duas componentes horizontais independentes.

4.4. DUCTILIDADE

A capacidade de rotação das rótulas plásticas, $\theta_{p,u}$, deve, de acordo com o EC8, ser obtida com recurso a ensaios de laboratório. No entanto, na ausência de resultados apropriados de ensaios experimentais, a capacidade de rotação plástica e a rotação da corda (*chord rotation*), θ_u , das rótulas plásticas pode ser estimada com base na curvatura última, Φ_u , e no comprimento da rótula plástica, L_p .

Para isso são utilizadas as fórmulas prescritas no regulamento:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u} \quad (4.25)$$

$$\theta_{p,u} = (\phi_u - \phi_y)L_p(1 - \frac{L_p}{2L}) \quad (4.26)$$

L – distância desde a secção final da rótula plástica ao ponto de momento nulo do pilar;
 ϕ_y - curvatura de cedência.

Se o diagrama momento-curvatura for idealizado através de uma lei bilinear então a rotação de cedência pode ser calculada, para uma variação linear do momento flector, com recurso à fórmula (4.27).

$$\theta_y = \frac{\phi_y L}{3} \quad (4.27)$$

A curvatura de cedência, ϕ_y , deve ser obtida de acordo com a fórmula:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} \quad (4.28)$$

d – altura efectiva da secção;

ε_s e ε_c – extensão do aço e do betão (extensão do betão com valores negativos), respectivamente, para a cedência e de acordo com os valores apresentados na EN 1992-1-1:2004.

De acordo com a Parte 2 do regulamento a altura da rótula plástica deve ser calculada com base na fórmula:

$$L_p = 0,10L + 0,015f_{yk}d_{bL} \quad (4.29)$$

d_{bL} – diâmetro dos varões da armadura longitudinal;

$f_{yk}(MPa)$ – tensão de cedência característica do aço das armaduras.

A ductilidade pode ser calculada com base no deslocamento/rotação de corda (*chord rotation*) ou com recurso aos valores de curvatura, através das fórmulas (4.30) e (4.31), respectivamente.

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (4.30)$$

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (4.31)$$

4.5. RIGIDEZ EFECTIVA

O EC8 admite ainda, no §2.3.6.1, que quando é utilizada uma análise linear equivalente a rigidez de cada membro deve corresponder à sua rigidez secante, de acordo com o nível dos esforços actuantes. Para membros que incluem rótulas plásticas (pilares) isto corresponde à rigidez secante no ponto de cedência teórico.

Na Fig. 4.4 está representada a idealização bilinear admitida que inclui o primeiro tramo elástico associado a uma rigidez efectiva e o tramo plástico associado ao patamar pós-cedência.

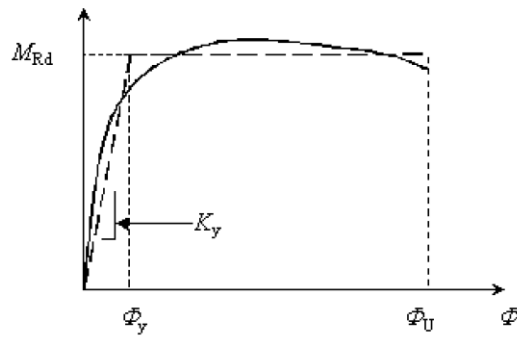


Fig. 4.4 – Representação da idealização bilinear e do tramo inicial associado a uma rigidez efectiva K_y (EN:1998-2).

No Anexo C da EN 1998-2 o regulamento estabelece duas alternativas para o cálculo dessa rigidez efectiva. A primeira abordagem consiste no cálculo da inércia efectiva da secção do pilar, J_{eff} , de acordo com a fórmula:

$$J_{eff} = 0,08J_{un} + J_{cr} \quad (4.32)$$

J_{un} – momento de inércia da secção do pilar não fendilhada;

J_{cr} – momento de inércia da secção fendilhada no ponto de cedência da armadura, calculado de acordo com a fórmula seguinte:

$$J_{cr} = M_y / (E_c \cdot \Phi_y) \quad (4.33)$$

$M_y \cdot \Phi_y$ – momento e curvatura de cedência da secção do pilar;

E_c – módulo de elasticidade do betão não fendilhado.

A segunda abordagem prevê o cálculo da rigidez efectiva de acordo com o momento resistente da secção do pilar, M_{Rd} , e a curvatura de cedência, Φ_y , da rótula plástica. O cálculo é feito de acordo com a fórmula:

$$E_c J_{eff} = \nu M_{Rd} / \Phi_y \quad (4.34)$$

$\nu = 1,20$ – coeficiente de correcção que reflecte o aumento de rigidez provocado pela parte não fendilhada da secção.

A curvatura de cedência pode ser obtida com a fórmula (4.28). No entanto, o regulamento estabelece ainda que, para pontes projectadas para um comportamento dúctil limitado, tanto pode ser utilizada a rigidez efectiva calculada de acordo com as expressões (4.32) ou (4.34) como a rigidez da secção de

betão não fendilhada. Isto deve-se ao facto de, para uma acção sísmica reduzida, não se prever uma perda de rigidez considerável dos elementos da estrutura.

4.6. MODELAÇÃO ESTRUTURAL E CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

4.6.1. COMPORTAMENTO DO BETÃO CONFINADO E NÃO CONFINADO

O modelo utilizado no âmbito do trabalho realizado para a definição do comportamento do betão é o modelo de Kent e Park modificado, proposto por Park *et al.* (1982), que consiste na evolução de um modelo anteriormente proposto por Kent e Park (1971), que não considerava o incremento de resistência associado ao efeito de confinamento do betão.

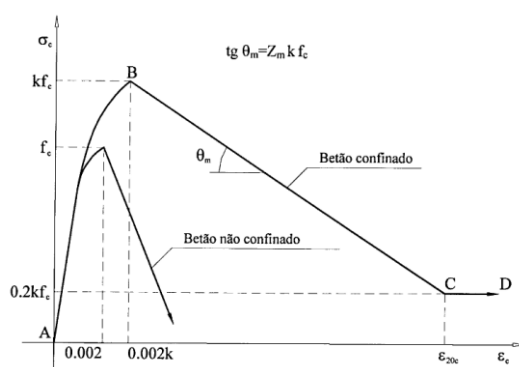


Fig. 4.5 – Modelo de Kent e Park modificado do comportamento do betão.

Na Fig. 4.5 é apresentado o diagrama tensões-extensões do betão, que relaciona tensões normais com as extensões para deformações axiais crescentes. A obtenção da tensão e extensão máxima devido ao efeito de confinamento advém da utilização de um parâmetro K , calculado pela equação (4.35).

$$K = 1 + \frac{\rho_v f_{syt}}{f_c} \quad (4.35)$$

ρ_v - razão entre o volume de armadura transversal e o volume de betão cintado, calculado em relação à face exterior das cintas;

f_c - resistência à compressão do betão não confinado (MPa);

f_{syt} - tensão de cedência da armadura transversal (MPa);

Verifica-se que este modelo admite um primeiro tramo ascendente parabólico (tramo A-B), com uma região aproximadamente linear até cerca de metade da tensão máxima de compressão, f_0 , a que se segue uma perda de rigidez considerável associada à micro-fissuração. Os valores de extensão e tensão máxima devido ao efeito de confinamento resultam deste modo da multiplicação dos valores de extensão máxima do betão não confinado pelo parâmetro K . Deste modo é garantido que o declive inicial que define o tramo A-B é idêntico para o betão confinado e não confinado.

Na Fig. 4.5 é possível constatar ainda a existência de duas outras zonas com comportamento tensão-extensão distinto. O tramo descendente do diagrama (tramo B-C) é linear, sendo a tensão calculada

através da fórmula (4.37). Na zona C-D a tensão mantém-se constante, assumindo o valor calculado pela expressão (4.38).

Região A-B ($\varepsilon_c < 0,002K$)

$$\sigma_c = Kf_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0,002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0,002K} \right)^2 \right] \quad (4.36)$$

Região B-C ($0,002K < \varepsilon_c < \varepsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = Kf_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0,002K)] \quad (4.37)$$

Região C-D ($\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = 0,2Kf_c \quad (4.38)$$

ε_c - extensão longitudinal do betão;

σ_c - tensão normal no betão confinado (MPa);

ε_{20c} - extensão correspondente a 20% da tensão máxima na região B-C;

O parâmetro Z_m , calculado através da expressão (4.39), traduz a inclinação do tramo linear B-C e o consequente incremento de ductilidade do betão devido ao efeito de confinamento da armadura transversal.

$$Z_m = \frac{0,5}{\frac{3+0,29f_c}{145f_c-1000} + \frac{3}{4}\rho_v\sqrt{\frac{h'}{s}} - 0,002K} \quad (4.39)$$

h' - largura do núcleo cintado;

s - espaçamento da armadura transversal.

A resistência do betão à tracção é contudo frequentemente desprezada porque atinge valores muito inferiores à que resulta da compressão, embora a consideração de uma aproximação na ordem dos 10% a 20% possa ser considerada uma estimativa satisfatória (Delgado, 2000).

4.6.2. COMPORTAMENTO MONOTÓNICO E CÍCLICO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

A definição da curva momento-curvatura no âmbito deste trabalho foi realizada com base em modelos de fibra, discretizados no programa BIAx (Vaz, 1992), e através de um processo de integração exacta, contemplado no programa de cálculo automático SAP2000.

A partir das curvas momento-curvatura obtidas é ajustada uma curva trilinear, definida por cinco parâmetros:

- K_0 – Rigidez inicial;
- K_1 – Rigidez após fissuração;
- K_2 – Rigidez após cedência;
- m_c, ρ_0 – Momento e curvatura correspondente à fissuração;
- m_y, ρ_y – Momento e curvatura correspondente à cedência.

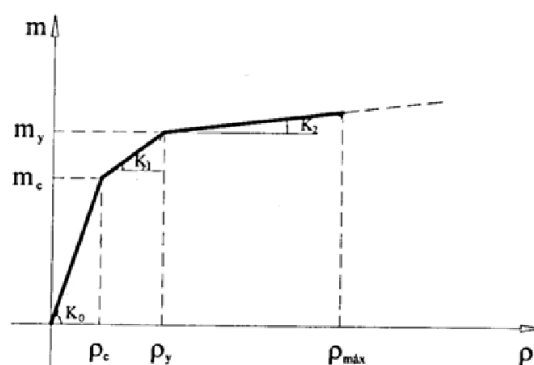


Fig. 4.6 – Representação da lei trilinear.

No âmbito da modelação numérica do comportamento dos elementos de betão armado em condições de carregamento cíclico é utilizado o modelo histerético desenvolvido por Takeda *et al.* (1970). Deste modo a degradação de rigidez é contabilizada através de um parâmetro que incorpora o efeito de acumulação da degradação ao longo dos ciclos de carga, função da relação entre o deslocamento último e o deslocamento máximo registado.

Quando é atingida a curvatura de cedência, na inversão do sentido de carregamento, o processo de descarga é realizado com uma perda de rigidez. Contudo, quando a inversão do carregamento volta a ser no sentido da recarga, existe também uma perda de rigidez que depende do momento e curvatura máximos do ciclo anterior. Verifica-se deste modo, na Fig. 4.7, que quando se dá a passagem pelo eixo horizontal, a curva segue secante à relação momento-curvatura do carregamento na direcção oposta.

Outros modelos mais recentes incluem a utilização de parâmetros que procuram reflectir a acção de outros fenómenos verificados numa situação de carregamento cíclico, incluindo deste modo a degradação de resistência para grandes deformações e o efeito de aperto ou *pinching*, como é o caso, por exemplo, do modelo do tipo Takeda desenvolvido por Costa e Costa (1987).

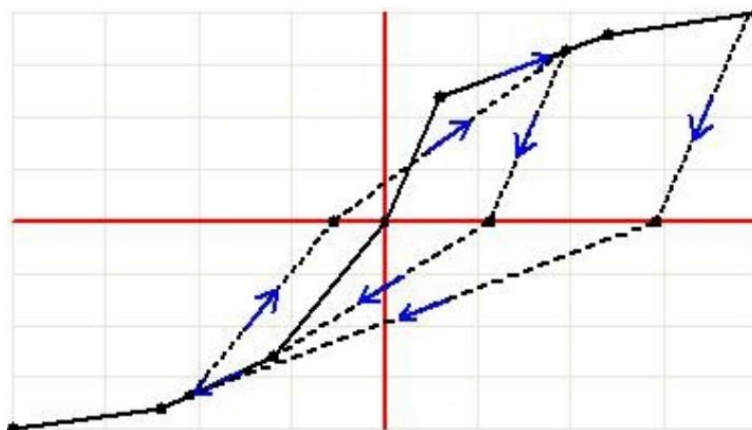


Fig. 4.7 – Representação gráfica do Modelo hysterético de Takeda (CSI, 2007). Relação entre curvatura (eixo de abcissas) e momento flector (eixo das ordenadas) numa situação de carga e descarga, e de acordo com o programa de cálculo automático utilizado (SAP2000).

4.6.3. MATRIZ DE AMORTECIMENTO

A matriz de amortecimento, C , é determinada em função das matrizes de massa, M , e rigidez, K , através da expressão (4.40) que corresponde à formulação clássica de Rayleigh.

$$C = \gamma \cdot M + \lambda \cdot K \quad (4.40)$$

Os parâmetros γ e λ são determinados através da imposição de um valor de amortecimento, ξ_n , pretendido para quaisquer dois modos de vibração, ω_n , da estrutura.

4.6.4. MÉTODO DE NEWMARK

A análise da resposta dinâmica de modelos que integram o comportamento hysterético dos elementos dúcteis da estrutura é geralmente efectuada através de métodos de integração no domínio do tempo. Estes métodos permitem a determinação de deslocamentos, velocidades e acelerações em cada grau de liberdade do modelo, sendo o tempo de análise subdividido em j intervalos de tempo de valor Δt . O processo consiste na integração das equações de equilíbrio dinâmico, sendo garantido o equilíbrio do sistema em sucessivos instantes de tempo. No entanto, para o intervalo de tempo Δt é assumida uma determinada variação dos deslocamentos, velocidades e acelerações entre os dois instantes consecutivos, pelo que esse tipo de variação condiciona a estabilidade, precisão e custo numérico da solução obtida, diferenciando as várias metodologias de integração directa.

O método de Newmark, utilizado neste estudo, corresponde a um método de integração numérica que tem por base um algoritmo ao qual estão associados parâmetros cujo escolha condiciona a estabilidade e precisão das soluções obtidas. No âmbito deste trabalho é utilizada uma aplicação do algoritmo de Newmark que admite que a aceleração é constante no intervalo de tempo Δt e corresponde ao valor médio das acelerações no instante $t + \Delta t$, de acordo com o representado na Fig. 4.8.

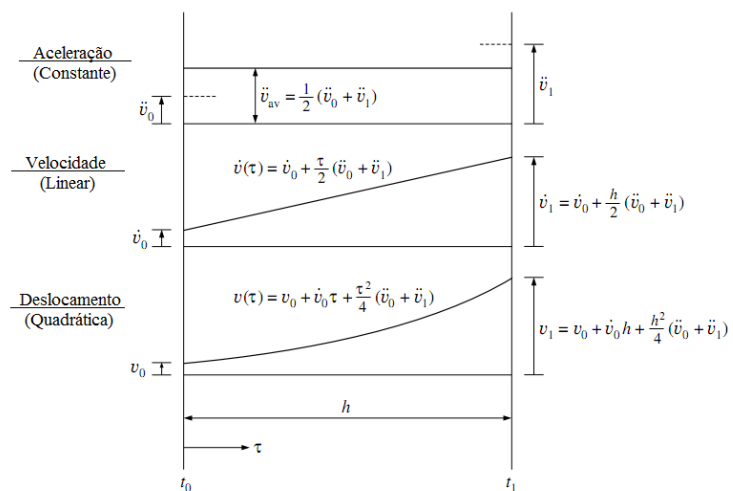


Fig. 4.8 – Representação da metodologias de aceleração constante (Clough, 2003).

5

CASOS DE ESTUDO: CARACTERIZAÇÃO DAS PONTES

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas as pontes em estudo. É feita uma caracterização das pontes, da geometria dos seus elementos e dos materiais constituintes, sendo também definidas as leis de comportamento dos materiais dos pilares. O modelo estrutural utilizado na análise é também abordado e são definidas as características dos elementos que o constituem.

O capítulo inclui ainda todos os elementos usados para determinação da acção sísmica de projecto. São apresentados os valores calculados para as frequências naturais e características modais da estrutura que possibilitam a definição da acção sísmica de projecto de acordo com o RSA e o EC8, sendo também definidos e comparados os espectros de resposta regulamentares para cada tipo de acção sísmica. Os cálculos efectuados têm por base a utilização do programa de cálculo automático SAP2000.

De acordo com os dados de projecto das pontes em estudo é caracterizado o comportamento não linear material das regiões da estrutura onde se dá a maior dissipação de energia. Importa discutir nesta fase as questões associadas à eficiência do confinamento que resulta da configuração das armaduras transversais na secção dos pilares. É ainda abordado o modo como se obtêm os dados necessários à realização de uma análise dinâmica não linear.

Finalmente, são apresentados os dados relativos a três abordagens diferentes utilizadas no âmbito de uma análise linear, fazendo-se variar a rigidez estrutural pela diminuição dos valores dos módulos de elasticidade dos pilares. Desta forma é possível admitir numa análise linear o comportamento dos elementos dúcteis até à cedência, traduzido por uma perda de rigidez associada à fissuração dos pilares de betão armado.

5.2. CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO

As análises sísmicas efectuadas são caracterizadas pela sua simplicidade, inerente à redução de tempos de cálculo. Contudo, é necessário garantir que a estrutura modelada e os procedimentos utilizados permitem obter resultados suficientemente rigorosos. São então abordados os principais aspectos de modelação estrutural e definição de comportamento do material, que maior influência têm nos resultados obtidos.

5.2.1. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

O §4.1.1 da Parte 2 do EC8 fornece indicações básicas relativas ao modelo estrutural a adoptar. Estabelece que o modelo da ponte e a selecção do número de graus de liberdade devem representar a distribuição de rigidez e massa, tal que todos os modos com importância na resposta da estrutura e forças de inércia sejam considerados activos para a acção sísmica de projecto. Acrescenta ainda que é válida a consideração de um modelo independente que traduza o comportamento na direcção transversal do tabuleiro da ponte. No que diz respeito à distribuição de massas, o código admite no §4.1.2(2) que estas podem ser consideradas concentradas, em concordância com os graus de liberdade considerados no modelo.

No âmbito do trabalho realizado é considerado um modelo tridimensional, definido no programa de cálculo automático SAP2000, mas que no entanto traduz de modo simples o comportamento na direcção transversal do tabuleiro, sendo esta normalmente a menos bem preparada para fazer face à acção sísmica. A utilização de modelos mais complexos e a necessidade de efectuar um número de análises alargado, torna o processo de cálculo moroso dada a dificuldade de obtenção de resultados. No modelo hysterético considerado para a avaliação da resposta sísmica da estrutura é admitido que as deformações inelásticas se concentram junto à fundação dos pilares, supondo-se um encastramento na base destes elementos. Para as restantes secções do pilar e do tabuleiro assume-se no entanto um comportamento linear elástico.

As secções transversais utilizadas são rectangulares, sendo as suas dimensões determinadas de modo a garantir, na direcção transversal do tabuleiro, concordância entre o valor de inércia que lhe está associado e o relativo à secção real. Esta modelação, caracterizada pela economia em termos de cálculo, permite captar de forma suficientemente rigorosa os principais aspectos relativos à resposta de pontes a acções horizontais com direcção perpendicular ao eixo do tabuleiro.

No estudo efectuado a massa foi considerada, por simplificação, concentrada em nós discretizados no topo dos pilares. Por conseguinte são discutidas brevemente as diferenças que resultam da consideração de um modelo ligeiramente mais complexo, em que se assume uma distribuição uniforme de massa e um maior número de graus de liberdade.

No Quadro 5.1 são deste modo apresentados os valores das frequências naturais e a importância dos modos em percentagem para duas hipóteses de cálculo. A hipótese 1 diz respeito a uma maior discretização dos elementos que constituem a estrutura, sendo divididos em dois elementos de barra todos os tramos de tabuleiro e pilares, considerando-se ainda a matriz de massa distribuída no tabuleiro. A hipótese 2 diz respeito a uma modelação estrutural mais simples, assumindo-se apenas nós discretizados no topo dos pilares, onde estão concentradas as massas.

Quadro 5.1 – Hipóteses de modelação estrutural – Ponte sobre o Rio Arade e viaduto de acesso.

Modo	Hipótese 1		Hipótese 2	
	f (Hz)	M_i^* / M_{Total} (%)	f (Hz)	M_i^* / M_{Total} (%)
1	0,80	40,30	0,82	43,49
2	1,29	0,00	1,20	0,00
3	1,61	19,03	1,53	20,41
4	2,00	13,72	2,09	13,33
5	2,64	0,79	2,53	0,71
6	2,74	0,31	2,58	4,90
7	3,52	5,28	3,78	4,67
8	3,93	5,75	4,22	5,65
9	4,62	0,91	5,48	0,48
10	5,67	0,20	7,49	2,05
11	5,80	2,10	8,39	3,11
12	6,40	0,56	9,57	0,32
13	7,89	2,68	11,26	0,28
14	9,18	2,08	14,27	0,59
Restantes	-	6,22	-	-

É possível constatar que não existem diferenças consideráveis nos valores de frequências dos modos com maior importância na resposta, pelo que se assume válida a simplificação de cálculo considerada pela utilização da hipótese 2, com o objectivo de simplificar e acelerar o processo de cálculo.

5.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO EFEITO DE CONFINAMENTO

Para caracterizar o efeito de confinamento é necessário o cálculo da percentagem mecânica de armadura transversal, ω_{wd} , de acordo com o prescrito no §5.4.3.2 da Parte 1 do EC8. No entanto, essa taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas ou seja, na base dos pilares, e calculada através da equação (5.1), deve ser reduzida de acordo com o parâmetro α , que corresponde ao coeficiente de eficácia do confinamento.

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (5.1)$$

O coeficiente de eficácia de confinamento é calculado de acordo com dois parâmetros, α_n e α_s , também eles definidos na Parte 1 do regulamento, que traduzem o efeito da forma e espaçamento vertical das

armaduras transversais. O cálculo destes parâmetros é realizado de acordo com as expressões (5.2) e (5.3), para secções transversais.

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0h_0 \quad (5.2)$$

$$\alpha_n = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \quad (5.3)$$

b_0 – largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas);

h_0 – altura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas);

n – número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou ganchos;

b_i – distância entre varões consecutivos abraçados;

s – espaçamento longitudinal entre cintas.

No âmbito deste trabalho é calculado inicialmente o diâmetro de um estribo exterior único para a secção total que traduz directamente, para toda a área da secção, o efeito de confinamento. Esta simplificação foi executada no âmbito da utilização do programa de cálculo automático BIAX, desenvolvido por Vaz, 1992. Este programa permite a determinação da curva base de comportamento em flexão de secções de betão armado, com recurso a um modelo de fibras.

No entanto, é também definida manualmente a curva de comportamento do betão (Fig. 5.1) sendo para isso determinados parâmetros que incluem o efeito de confinamento, apresentados em 4.6.1. Deste modo é possível a validação do comportamento do material utilizado pelo BIAX e o *input* manual da curva de comportamento do betão confinado no programa de cálculo automático SAP2000 (CSI, 2007).

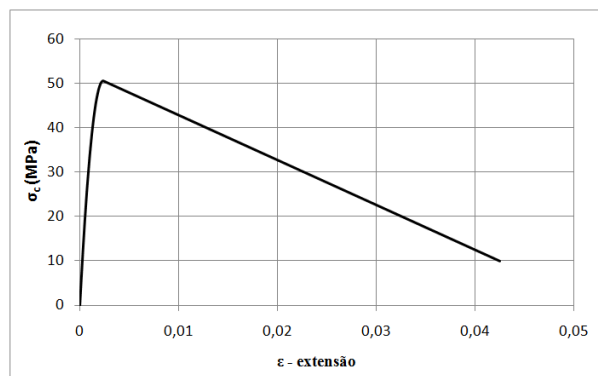


Fig. 5.1 – Curva de comportamento do betão confinado (Ponte sobre o Rio Arade – Pilares P1 a P4).

No cálculo do diâmetro efectivo de confinamento, definido para o perímetro total da secção efectiva, é considerada uma perspectiva optimista do confinamento das secções. Isto porque se assume, para além da contribuição das regiões do canto da secção transversal, normalmente consideradas neste sentido, o efeito de confinamento das paredes delgadas, de menor espessura. Essa suposição pode ser considerada válida se for assumido que as armaduras transversais nessas zonas, de menor diâmetro e normalmente não colocadas no âmbito do confinamento da secção, também contribuem para esse fim.

5.2.3. ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS

A escassez e as limitações associadas à utilização de acelerogramas reais são as principais razões para o desenvolvimento e utilização de ferramentas de simulação de movimentos de solo. A metodologia de simulação numérica tem por base o facto de que qualquer função periódica pode ser expandida numa série de ondas sinusoidais.

O software SIMQKE, utilizado no âmbito do trabalho realizado, tem base na teoria de vibração aleatória (Gasparini & Vanmarcke, 1976). O método utilizado pelo programa para a geração de movimentos artificiais consiste então na sobreposição de sinusóides, assumindo ângulos de fase aleatórios e amplitudes derivadas de uma função de densidade espectral de potência estacionária do movimento. Para simular o carácter transitório dos sismos reais é utilizada uma função $I(t)$. O movimento final simulado corresponde a:

$$z(t) = I(t) \sum_n A_n \sin(\omega_n t + \phi_n) \quad (5.4)$$

$z(t)$ – valor de aceleração do solo (acelerograma);

A_n – amplitude de aceleração de pico;

ω_n – frequência angular;

ϕ_n – ângulo de fase.

A aceleração de pico que resulta do algoritmo tem valor aleatório. De modo a satisfazer os requisitos previstos no regulamento, relativos à correspondência espectral, o programa ajusta esse valor para que corresponda a uma aceleração de pico específica. Se o espectro de resposta gerado pelo programa variar excessivamente acima e abaixo do alvo, é utilizada uma opção de ciclo que possibilita o seu refinamento. Em cada ciclo a resposta calculada é comparada com a resposta alvo num conjunto de frequências de controlo. O rácio da resposta desejada, $S_Y(\omega)$, com a resposta processada, $S_V^{(i)}(\omega)$, é obtido a cada frequência e o correspondente valor da densidade espectral de potência, $G(\omega)_i$, é modificado proporcionalmente ao quadrado do rácio, como exposto na equação (5.5).

$$G(\omega)_{i+1} = G(\omega)_i \left[\frac{S_Y(\omega)}{S_V^{(i)}(\omega)} \right]^2 \quad (5.5)$$

Com a função de densidade espectral modificada é gerado um novo movimento e é calculado um novo espectro de resposta. Este procedimento não permite no entanto a convergência em todas as frequências de controlo. Isto porque a resposta para cada uma delas é dependente, não apenas do valor da função de densidade espectral naquela frequência, mas também de outros valores de frequências próximas. Por esta razão nenhum critério de convergência é implementado no programa pelo que o utilizador deve especificar o número de iterações pretendidas, de modo a que consiga obter o grau de correspondência espectral necessário.

Por conseguinte os parâmetros de *input* necessários para gerar os acelerogramas artificiais correspondem às características de variação de intensidade de movimento com o tempo, em especial a duração do sismo, e às amplitudes e ângulos de fase relativos às sinusóides contribuintes que dependem do espectro para o qual se pretende obter correspondência.

5.3. PONTE SOBRE O RIO ARADE E VIADUTO DE ACESSO

A obra em questão enquadra-se na auto-estrada A2, mais concretamente no sublanço Almodôvar – S. Bartolomeu de Messines. A estrutura desta ponte é caracterizada pela irregularidade subjacente à variação de alturas dos pilares, comprimento dos tramos de tabuleiros entre pilares e consequente variação no peso descarregado sobre estes.

5.3.1. GEOMETRIA

Esta ponte é constituída por catorze pilares de secção oca, constante ao longo do fuste, aumentando a sua largura com a proximidade ao coroamento, com alturas compreendidas entre os 8 e 40 m. O tabuleiro da estrutura é constituído por dezasseis tramos, cinco deles pertencentes à ponte propriamente dita e os restantes ao viaduto de acesso. A superestrutura da ponte é formada por dois tabuleiros em viga caixão de altura variável. O viaduto de acesso é constituído por dois tabuleiros em viga contínua, possuindo uma extensão de 380 m. O conjunto formado pela ponte e pelo viaduto de acesso perfaz uma extensão total de 777 m.

Na Fig. 5.2 apresenta-se a geometria da ponte, o comprimento dos tramos dos tabuleiros e a designação adoptada para os pilares. Os tramos do tabuleiro relativos à ponte correspondem aos primeiros cinco tramos, localizados entre o apoio da esquerda e o pilar P5. Do pilar P5 ao apoio direito encontra-se discretizado o viaduto de acesso que, como é possível observar, é constituído por tramos de comprimento idêntico, com 38 m de extensão. No Quadro 5.2 estão indicadas as alturas dos pilares, medidas desde o topo da fundação até à base do tabuleiro.

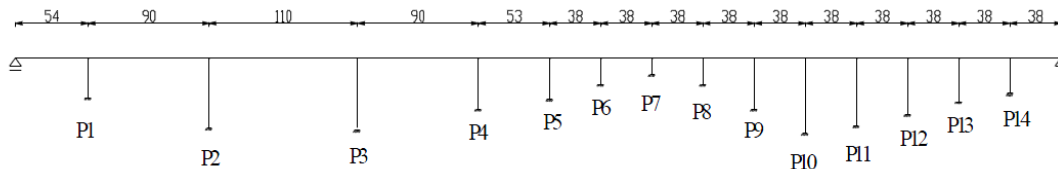


Fig. 5.2 – Geometria e esquema estrutural da ponte.

Quadro 5.2 – Altura dos pilares.

Pilar	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
L (m)	21,6	37,1	37,0	26,5	22,2	13,8	8,6	14,2	27,2	40,2	35,5	29,8	23,1	19,2

Existem três tipos de secções transversais ocas dos pilares que abrangem os pilares P1 a P4, P5 e P6 a P14. Estas secções são aproximadamente rectangulares, sendo apresentadas as suas dimensões e geometria na Fig. 5.3, Fig. 5.4 e Fig. 5.5.

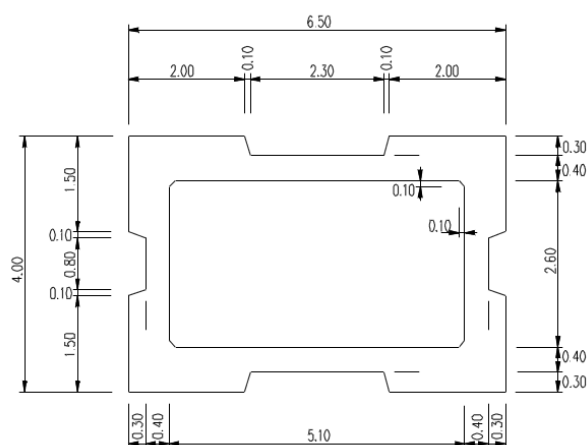


Fig. 5.3 – Secção transversal dos pilares P1 a P4.

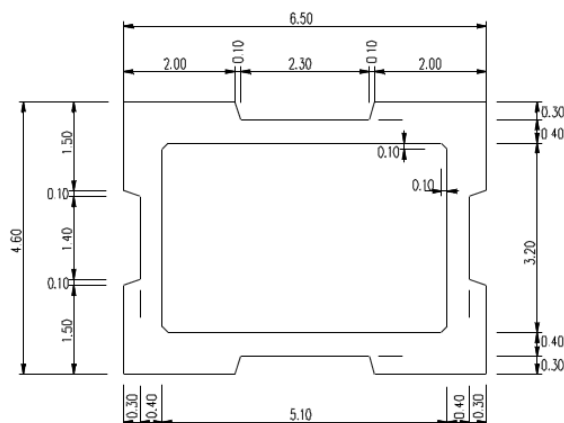


Fig. 5.4 – Secção transversal do pilar P5.

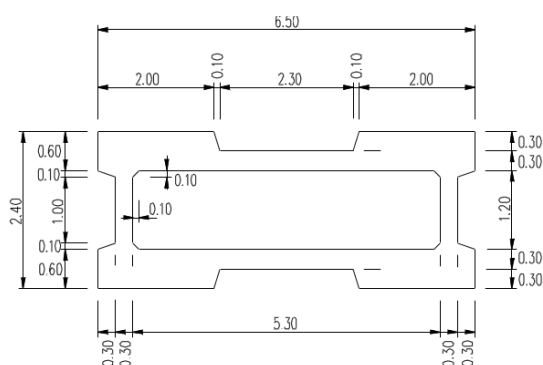


Fig. 5.5 – Secção transversal dos pilares P6 a P14.

O tabuleiro da ponte propriamente dita possui uma secção em viga caixão e tem uma altura de 4,60 m sobre os pilares P1 e P4 e 6,40 m sobre os pilares P2 e P3, como é visível na Fig. 5.6, Fig. 5.7 e Fig. 5.8. Na zona dos encontros a altura do tabuleiro é reduzida a 3,0 m como se observa na Fig. 5.9. O

viaduto de acesso é composto por duas vigas longarinas ligadas através da laje que materializa o tabuleiro, existindo uma zona de transição sobre o pilar P5 representada na Fig. 5.10.

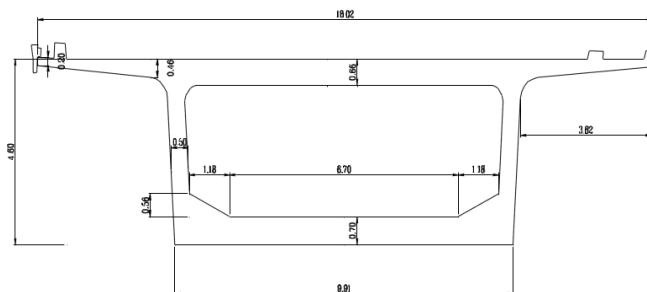


Fig. 5.6 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P1 e P4.

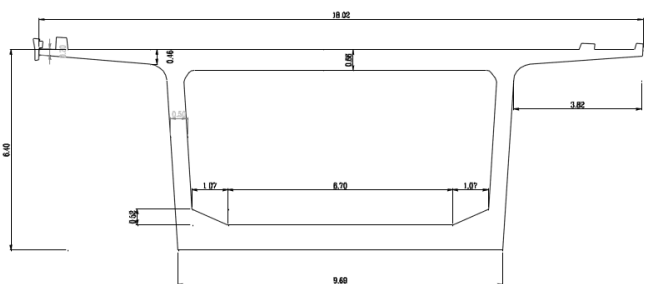


Fig. 5.7 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P2 e P3.

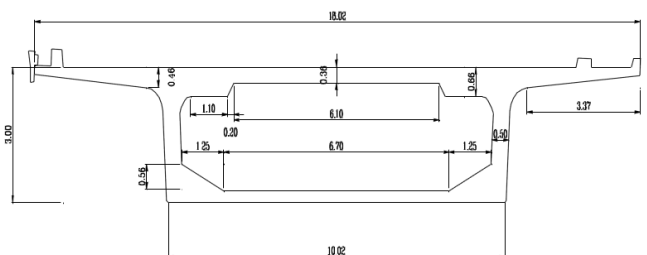


Fig. 5.8 – Corte transversal do tabuleiro na zona do encontro esquerdo e meio vão entre os pilares da ponte.

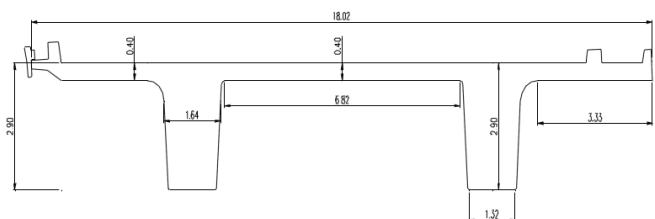
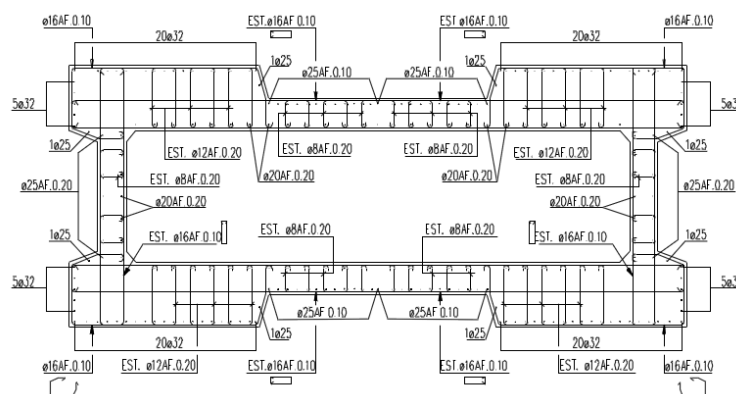
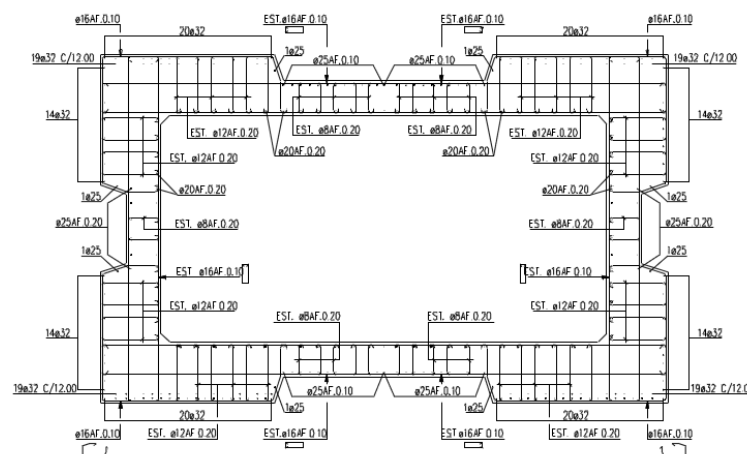


Fig. 5.9 – Corte transversal do tabuleiro na zona corrente do viaduto.



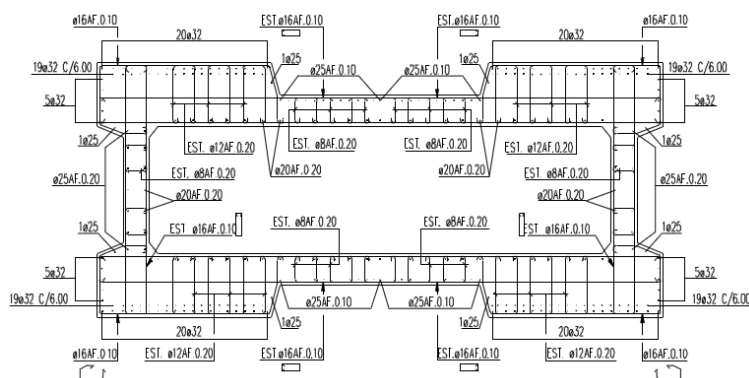


Fig. 5.13 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P6 e P8 a P14.

Tendo em conta que durante a acção do sismo as não linearidades se concentram na base ou zona de encastramento dos pilares, apenas se consideram as armaduras presentes nessa região para a determinação do comportamento não linear das rótulas plásticas de cada pilar. No Quadro 5.3 são apresentadas as armaduras longitudinais para cada grupo de pilares, a área total, A_{total} , e a percentagem de armadura, ρ_s .

Quadro 5.3 – Armadura longitudinal dos pilares.

Pilares	$\Phi 20$	$\Phi 25$	$\Phi 32$	$A_{total} (cm^2)$	$\rho_s (\%)$
P1 a P5	78	70	216	2326	2,16
P7	78	70	156	1843	2,56
P6 e P8 a P14	64	72	180	2002	2,78

A armadura transversal é executada com recurso a estribos $\phi 8//0.20$, $\phi 12//0.20$ e $\phi 16//0.10$ para todos os pilares da estrutura. Contudo, a eficiência do confinamento é diferente para vários pilares visto que depende, não apenas da geometria da secção transversal, mas também da disposição da armadura transversal.

5.3.3. COMPORTAMENTO DO MATERIAL

De acordo com os elementos fornecidos o betão dos pilares da ponte é, segundo a EN 1992-1-1:2004, um betão C35/45, encontrando-se no Quadro 5.4 os parâmetros utilizados para avaliar as características de resistência dos elementos estruturais. São deste modo apresentados os valores médios de resistência do betão e do aço, f_{cm} e f_{sym} , respectivamente, os módulos de elasticidade dos dois materiais (E_{cm} e E_s), a extensão para a qual se atinge a força máxima de compressão, ϵ_0 , e o parâmetro de endurecimento do aço, β . O Eurocódigo 8 admite que, para a determinação do comportamento do material não linear, utilizado no âmbito de análises não lineares, se devem utilizar as características médias dos materiais.

São apresentados também, no Quadro 5.5 e Quadro 5.6 os parâmetros referentes ao betão confinado e não confinado, respectivamente, que estão dependentes da eficiência dos estribos na cintagem do

betão. O cálculo destes valores foi realizado de acordo com o modelo caracterizado em 4.6.1 e de acordo com o procedimento previamente explicado em 5.2.2.

Quadro 5.4 – Características do Betão e do Aço.

Betão não confinado		Aço	
f_{cm} (MPa)	43	f_{sym} (MPa)	547
E_{cm} (GPa)	34	E_s (GPa)	206
ϵ_0	0,002	β	0

Quadro 5.5 – Características do betão confinado.

Pilar	K	K ϵ_0	$\epsilon_{cu,c}$	Z	K f_{cm} (MPa)
P1 a P4	1,177	0,002353	0,042412	19,971	50,60
P5	1,174	0,002349	0,043619	19,384	50,50
P6 a P14	1,157	0,002313	0,034704	24,699	49,74

Quadro 5.6 – Características do betão não confinado.

Betão não confinado	
f_{cm} (MPa)	43
K	1
ϵ_0	0,002
$\epsilon_{cu,c}$	0,0039
Z	523,50

No Quadro 5.7 são então apresentados os parâmetros que traduzem a eficiência do confinamento: a percentagem mecânica de armadura transversal, ω_{wd} , o coeficiente de eficácia do confinamento, α , que depende da forma e do espaçamento longitudinal entre cintas, traduzidos pelos parâmetros α_n e α_s , respectivamente. É também apresentada a área do estribo exterior único considerado para secção equivalente, A_{st}^* , e o diâmetro correspondente, ϕ^* , o espaçamento longitudinal assumido entre cintas, s , e finalmente o esforço axial em cada pilar, N .

Quadro 5.7 – Parâmetros que traduzem a eficiência do confinamento.

Pilar	ω_{wd}	α	α_s	α_n	A_{st}^* (cm ²)	ϕ^* (mm)	s (m)	N(kN)	ν
P1 e P4	0,259	0,631	0,876	0,720	6,33	28,39	0,10	33750	0,151
P2 e P3	0,259	0,631	0,876	0,720	6,33	28,39	0,10	55800	0,250
P5	0,255	0,644	0,874	0,736	6,20	28,09	0,10	19400	0,083
P6 a P14	0,230	0,447	0,802	0,557	4,26	23,30	0,10	12600	0,088

5.3.4. SISTEMA ESTRUTURAL

A análise da estrutura foi executada, como já foi referido, com base num modelo estrutural simples, com elementos de inércia constante e secção rectangular equivalente. Para a definição das características dos elementos estruturais foi utilizada então a inércia média dos tramos de inércia variável do tabuleiro. As propriedades das secções rectangulares equivalentes foram definidas de modo a obter elementos de inércia e área idênticas. São apresentadas no Quadro 5.8 e Quadro 5.9 as dimensões referentes às secções rectangulares equivalentes e o respectivo peso volúmico. De notar que o peso volúmico nos tabuleiros de betão armado pré-esforçado está ligeiramente incrementado porque inclui as acções de cargas permanentes que devem ser contabilizadas para a carga vertical na acção sísmica.

Quadro 5.8 – Propriedades das secções equivalentes dos pilares.

Pilar	h (m)	b (m)	γ (ton/m ³)
P1 a P4	7,967	1,353	2,548
P5	7,941	1,453	2,548
P6 a P14	7,450	0,961	2,548

Quadro 5.9 – Propriedades das secções equivalentes dos tabuleiros.

Tabuleiro	h (m)	b (m)	γ (ton/m ³)
T3	15,490	0,903	2,773
T1 e T5	15,384	0,987	2,773
T2 e T4	15,154	1,049	2,773
T6 a T15	17,235	0,614	2,664

O sistema estrutural escolhido é simples, tratando-se de uma viga contínua representativa do tabuleiro, simplesmente apoiada nos apoios e ligada ao nó superior de várias barras encastradas na base que simulam os pilares. Assume-se que a ligação entre os tabuleiros e os pilares é articulada, não sendo considerada a rigidez de torção. O esquema estrutural é similar ao apresentado na Fig. 5.14 para um modelo mais simples e associado à outra ponte em estudo, a ponte sobre o Rio Louredo.

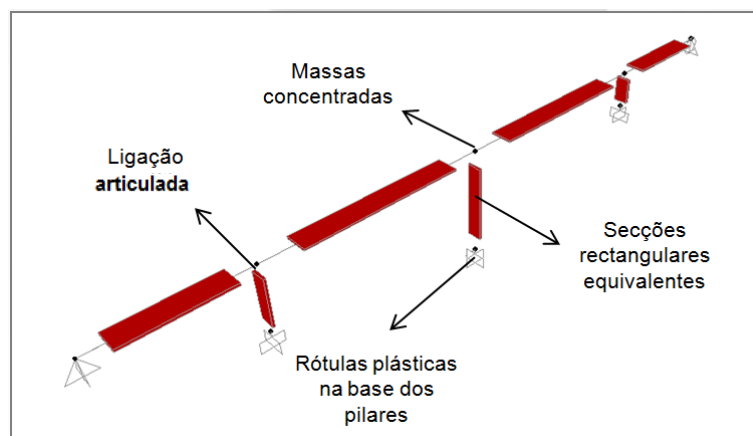


Fig. 5.14 – Esquema do sistema estrutural adoptado para a ponte sobre o Rio Louredo.

A determinação das frequências de vibração da estrutura implica, para além da definição da rigidez estrutural, a discretização dos nós onde se encontram as massas concentradas. Neste caso, por simplificação, opta-se por utilizar apenas nós no topo dos pilares, sendo a massa concentrada determinada com metade do peso dos tramos de pilares e tabuleiros adjacentes ao nó. No Quadro 5.10 são apresentadas as massas para os vários nós da estrutura existentes no topo dos pilares, sendo que a sua designação se encontra em concordância com a dos pilares correspondentes.

Quadro 5.10 – Determinação das massas nodais da estrutura.

Nó	m_{Pilar} (ton)	$m_{\text{Tabuleiro}}$ (ton)	m_{total} (ton)
1	296,63	3120,49	3417,12
2	509,49	5180,06	5689,55
3	508,12	5180,06	5688,17
4	363,92	3099,44	3463,36
5	326,33	1651,42	1977,76
6	125,87	1071,27	1197,14
7	78,44	1071,27	1149,71
8	129,52	1071,27	1200,79
9	248,09	1071,27	1319,36
10	366,67	1071,27	1437,94
11	323,80	1071,27	1395,07
12	271,81	1071,27	1343,08
13	210,70	1071,27	1281,96
14	175,13	1071,27	1246,39

No âmbito da análise linear realizada, o EC8 admite ainda a utilização de uma rigidez equivalente da estrutura que traduza o comportamento dos materiais até à cedência. Segundo o regulamento essa redução de rigidez está subjacente à utilização de uma secção dos pilares de inércia reduzida. Posteriormente neste trabalho é feito um estudo de sensibilidade, avaliando-se a resposta da estrutura para uma determinada acção sísmica, através da variação do módulo de elasticidade que caracteriza o material dos pilares.

5.3.5. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR MATERIAL DAS SECÇÕES DOS PILARES

As curvas momentos-curvaturas são obtidas com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000 e advêm de um processo de integração numérica. A utilização deste software permite, em comparação ao BIAX, a definição de mais pontos na definição da curva, sendo possível representar melhor a fase inicial de perda de rigidez. A utilização dos modelos de fibra do BIAX permite também a validação dos resultados obtidos através do SAP2000. As fibras utilizadas na discretização do modelo têm 5 cm de espessura. Pese embora os resultados das duas abordagens sejam semelhantes, opta-se pela utilização, para a definição das leis trilineares ajustadas, dos resultados provenientes do SAP2000.

As cargas verticais aplicadas aos pilares são apresentadas no Quadro 5.7 e resultam do peso próprio dos materiais que compõem a estrutura e de outras cargas permanentes que actuam sobre o tabuleiro. São representadas na Fig. 5.15, Fig. 5.16, Fig. 5.17, Fig. 5.18 e Fig. 5.19 as curvas momento-curvatura obtidas para todos os pilares da ponte em questão.

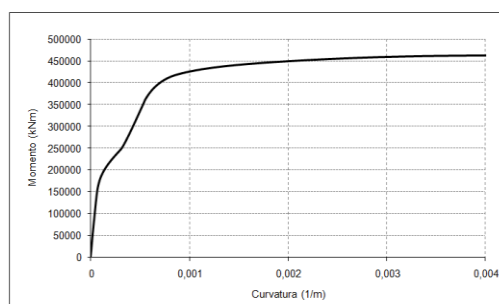


Fig. 5.15 - Curva momento-curvatura dos pilares P1 e P4.

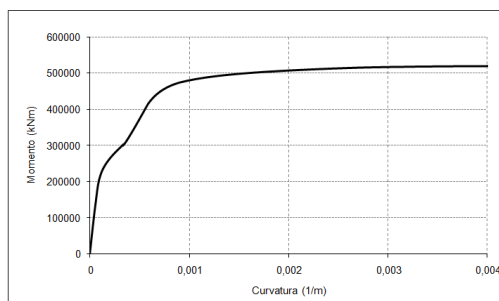


Fig. 5.16 – Curva momento-curvatura dos pilares P2 e P3.

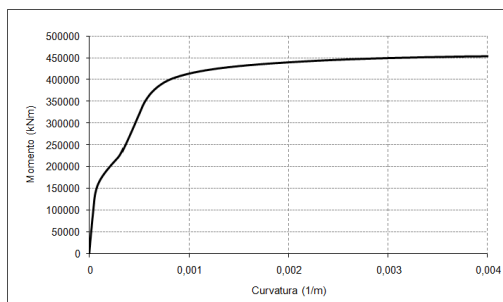


Fig. 5.17 – Curva momento-curvatura do pilar P5.

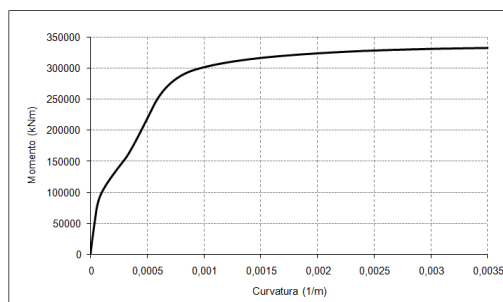


Fig. 5.18 – Curva momento-curvatura dos pilares P6 e P8 a P14.

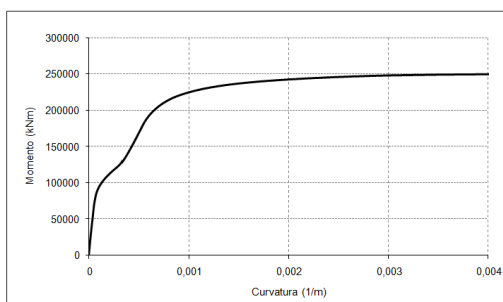


Fig. 5.19 – Curva momento-curvatura do pilar P7.

Com base nas curvas obtidas foram ajustadas leis trilineares que traduzem simplificada o comportamento não linear das rótulas plásticas discretizadas na base dos pilares. Os parâmetros que as caracterizam são definidos no Quadro 5.11, sendo apresentados os valores referentes à inclinação dos seus três tramos (K_0 , K_1 e K_2) e das curvaturas que os definem (ρ_c e ρ_y). São apresentados apenas os valores absolutos porque, sendo a secção simétrica, para curvaturas negativas se assume o mesmo valor mas com sinal negativo.

Quadro 5.11 – Características das leis trilineares

Pilar	K_0 (kN.m ²)	K_1 (kN.m ²)	K_2 (kN.m ²)	ρ_c (1/m)	ρ_y (1/m)
P1 e P4	1956539513	402156699	21177795	0,00009	0,00056
P2 e P3	1956796306	411768681	27457551	0,00011	0,00058
P5	2061478856	415163502	29454961	0,00007	0,00053
P6 e P8 a P14	1120857967	309421004	29006981	0,00008	0,00056
P7	1120448382	205655807	9250238	0,00008	0,00054

Estas leis são utilizadas para definir o comportamento não linear dos pilares, sendo assumida a não linearidade concentrada em rótulas plásticas presentes na base dos pilares. O tamanho das rótulas plásticas foi definido de acordo com a fórmula sugerida no regulamento (EC8) para o seu cálculo e previamente exposta em 4.4. No Quadro 5.12 são apresentadas as dimensões das rótulas plásticas dos pilares e os momentos e curvaturas que definem as leis trilineares. É apresentado também o valor correspondente à rotação de corda última do pilar, θ_u , calculada de acordo com as prescrições regulamentares, e o coeficiente de ductilidade associado à rotação de corda, μ_θ . A curvatura última, φ_u , pode ser determinada com recurso à curva momento-curvatura, correspondendo a uma redução de 20% do momento de pico (Chen e Duan, 2003). Para efeitos de comparação são então apresentados os valores de ductilidade que resultam de uma redução de momento de cedência, M_y , de 20% ($\mu_\theta - 80\%$), obtidos de acordo com a Fig. 5.20.

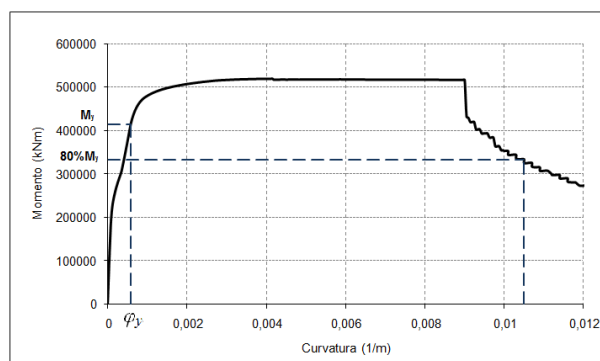


Fig. 5.20 – Curva momento-curvatura dos pilares P2 e P3 com representação do comportamento da secção para curvaturas elevadas.

Os valores apresentados de rotação de corda última, θ_u , e ductilidade, μ_θ , estão subjacentes à utilização de um coeficiente de redução, $\gamma_{R,p}$, que reflecte os defeitos locais na estrutura e incertezas do modelo, de acordo com o EC8. Desta forma é possível relacionar, na fase de análise estrutural, os valores resultantes de ductilidade explorada e os valores de dimensionamento da capacidade de rotação das rótulas plásticas.

Devido à reduzida altura dos pilares P6, P7 e P8 há uma redução dos valores de rotação última da rótula plástica, $\theta_{p,u}$, que resulta do factor de redução $\lambda(\alpha_s)$. Isto deve-se ao facto de a razão do vão de esforço transversal, α_s , destes pilares ser inferior ao valor de 3,0.

São ainda apresentados, no Quadro 5.12: os valores de momento de fendilhação, M_{cr} , o comprimento das rótulas plásticas, L_p , a curvatura de cedência, ϕ_y , e a rotação de corda no ponto de cedência, θ_y .

Quadro 5.12 – Dados utilizados para o cálculo de ductilidade dos pilares.

Pilar	L_p (m)	M_{cr} (kNm)	M_y (kNm)	ϕ_y (1/m)	θ_y (rad)	$\theta_{p,u}$ (rad)	θ_u (rad)	μ_θ	$\mu_\theta - 80\%$
P1	2,4	175374	362604	0,0005552	0,00245	0,01887	0,02132	8,697	7,502
P2	3,95	223133	414552	0,0005789	0,00446	0,03106	0,03552	7,972	7,271
P3	3,96	223133	414552	0,0005789	0,00444	0,03098	0,03543	7,973	7,272
P4	2,89	175374	362604	0,0005552	0,00298	0,02274	0,02572	8,627	7,435
P5	2,46	149489	340209	0,0005319	0,00235	0,01927	0,02162	9,195	7,890
P6	1,62	92922	241969	0,0005646	0,00177	0,01083	0,01260	7,106	7,653
P7	1,1	85324	181416	0,0005434	0,00098	0,00578	0,00676	6,913	6,708
P8	1,66	92922	241969	0,0005646	0,00182	0,01126	0,01308	7,180	7,637
P9	2,96	92922	241969	0,0005646	0,00338	0,02241	0,02579	7,625	7,366
P10	4,26	92922	241969	0,0005646	0,00494	0,03230	0,03725	7,533	7,266
P11	3,79	92922	241969	0,0005646	0,00438	0,02873	0,03311	7,558	7,294
P12	3,22	92922	241969	0,0005646	0,00370	0,02439	0,02808	7,600	7,339
P13	2,55	92922	241969	0,0005646	0,00289	0,01929	0,02218	7,674	7,420
P14	2,16	92922	241969	0,0005646	0,00242	0,01632	0,01874	7,739	7,492

5.3.6. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO

Com base na matriz de massa e matriz de rigidez, sendo assumido um módulo de elasticidade de 34 GPa, são determinadas as frequências e modos de vibração da estrutura. A determinação da matriz de rigidez tem base na utilização do programa de cálculo automático SAP2000. No Quadro 5.13 são apresentadas as características modais, nomeadamente a massa e rigidez modal, M_i e K_i , o factor de participação modal, Γ_i , o factor modal de excitação sísmica, L_i , e a massa efectiva de cada modo, M_i^* . Através da relação entre a massa efectiva modal e a massa total da estrutura (M_i^*/M_{Total}) é possível determinar a importância, em percentagem, de cada modo na resposta total da estrutura.

No Quadro 5.15 é apresentado também o valor da frequência relativa a cada modo. Verifica-se que para esta estrutura a influência de modos superiores é bastante elevada, o que traduz o seu comportamento sísmico irregular. É notório que, para avaliar correctamente a resposta total da estrutura, é necessário incluir os modos mais elevados visto que a massa efectiva correspondente ao primeiro modo é apenas 43,49% da massa total. De modo a que pelo menos 90% da massa total da estrutura seja considerada é necessário considerar os 8 primeiros modos para o cálculo da resposta.

Na Fig. 5.21 estão representados os três modos com maior importância na resposta, sendo possível observar que, dada a importância reduzida do primeiro modo de vibração, o 3º modo terá elevada influência no cálculo da resposta dos pilares mais próximos do apoio direito da ponte.

Quadro 5.13 – Características dos modos de vibração da estrutura.

Modo	f (Hz)	M _i (ton)	K _i (kN/m)	L _i	Γ_i	M _i [*]	M _i [*] / M _{Total}	$\Sigma (M_i^* / M_{Total})$
1	0,82	10837,57	290779	12244,22	1,130	13833,46	43,49 %	43,49 %
2	1,20	11511,65	653880	-77,21	-0,007	0,52	0,00 %	43,49 %
3	1,53	3759,19	349560	4940,34	1,314	6492,63	20,41 %	63,91 %
4	2,09	4382,24	756576	4309,77	0,983	4238,49	13,33 %	77,23 %
5	2,53	4273,66	1080687	981,93	0,230	225,61	0,71 %	77,94 %
6	2,58	3672,83	963375	2392,71	0,651	1558,76	4,90 %	82,84 %
7	3,78	4852,90	2733438	2684,29	0,553	1484,76	4,67 %	87,51 %
8	4,22	2787,19	1956195	2238,13	0,803	1797,23	5,65 %	93,16 %
9	5,48	4799,60	5689617	-858,49	-0,179	153,55	0,48 %	93,64 %
10	7,49	3715,00	8228510	1555,24	0,419	651,08	2,05 %	95,69 %
11	8,39	1703,67	4732713	1298,83	0,762	990,19	3,11 %	98,80 %
12	9,57	5555,11	20105918	756,05	0,136	102,90	0,32 %	99,13 %
13	11,26	5905,94	29584807	727,42	0,123	89,60	0,28 %	99,41 %
14	14,27	1611,89	12963014	551,38	0,342	188,61	0,59 %	100 %

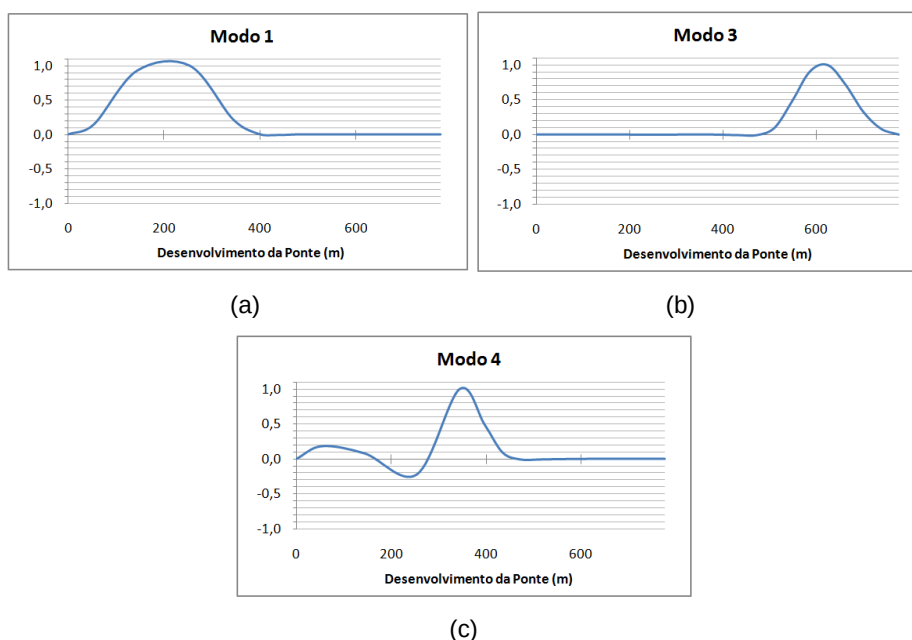


Fig. 5.21 – Representação da configuração dos três modos mais relevantes da estrutura: (a) 1º modo de vibração, em que a massa efectiva corresponde a 43,49% da massa total; (b) 2º modo de vibração, em que a massa efectiva corresponde a 20,41% da massa total; (c) 3º modo de vibração, em que a massa efectiva corresponde a 13,33% da massa total.

No Quadro 5.14 são apresentados os dados de base utilizados para a obtenção da frequência de Rayleigh. O valor obtido foi de 0,88 Hz, sendo ligeiramente superior do que o valor obtido para o 1º modo de vibração. O procedimento utilizado para o seu cálculo foi já anteriormente referido em 4.2.1.

Quadro 5.14 – Dados para o cálculo da frequência de Rayleigh.

Nó	F_i (kN)	δ (cm)
1	33522	9,46
2	55814	38,27
3	55801	40,39
4	33976	14,25
5	19402	3,81
6	11744	0,72
7	11279	0,13
8	11780	2,01
9	12943	7,18
10	14106	12,11
11	13686	13,20
12	13176	10,48
13	12576	6,29
14	12227	2,77

5.3.7. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

Segundo o EC8, esta ponte encontra-se na zona 1.2 para um sismo afastado (acção sísmica Tipo 1) e zona 2.3 para um sismo próximo (acção sísmica Tipo 2). De acordo com o RSA a ponte localiza-se na zona A. É considerado, para a definição do espectro de resposta elástico regulamentar, que a estrutura se encontra sobre um terreno tipo B e tipo I segundo o EC8 e o RSA, respectivamente. Por se tratar de uma estrutura de betão armado é utilizado, tal como proposto em ambos os regulamentos um coeficiente de amortecimento de 5%.

Encontram-se representados na Fig. 5.22 o espectro de resposta elástico segundo o EC8 e o espectro de resposta médio gerado a partir das funções de densidade espectral de potência de aceleração das componentes horizontais para a Zona A (Quadro III-I do Anexo III do RSA).

O EC8 define no entanto outro espectro regulamentar, o espectro de projecto elástico, já afectado pelo coeficiente de comportamento utilizado. Consequentemente, no âmbito da comparação espectral, o espectro do RSA é afectado por um factor que permite definir os valores de dimensionamento das acelerações, visto incluir o coeficiente de majoração da acção sísmica segundo o RSA (1,5), o coeficiente de sismicidade, α , associado à zona A e o coeficiente de comportamento, η . Deste modo é possível comparar directamente os valores de dimensionamento da aceleração espectral de ambos os

regulamentos, o que permite desde logo ter uma noção das eventuais diferenças nos resultados devidas a incompatibilidades entre os dois espectros.

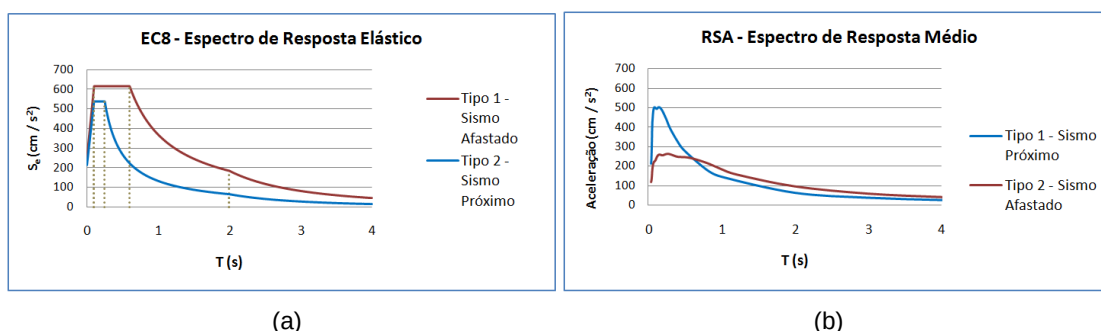


Fig. 5.22 – Representação dos espectros de resposta regulamentares: (a) Espectro de resposta elástico do EC8; (b) Espectro de resposta médio do RSA.

Na Fig. 5.23 encontram-se então representados os valores de dimensionamento da aceleração espectral, dispostos de modo a permitir a comparação dos espectros de ambos os regulamentos, para os dois tipos de acção sísmica previstos em projecto. Verifica-se que, para um sismo afastado, as diferenças são maiores para períodos mais reduzidos e o espectro de dimensionamento do EC8 assume valores de acelerações superiores aos do espectro do RSA. No caso de um sismo próximo, o espectro de dimensionamento do RSA assume valores de acelerações maiores, observando-se diferenças consideráveis até períodos menores que 2 segundos. Os contrastes nos valores obtidos devem-se às diferenças no zonamento do território de Portugal Continental em ambos os regulamentos. O EC8 subdivide a zona A presente no RSA e assume zonas com maiores acelerações espectrais. O facto de o EC8 assumir um zonamento diferente para um sismo afastado também resulta em diferenças consideráveis nos espectros correspondentes.

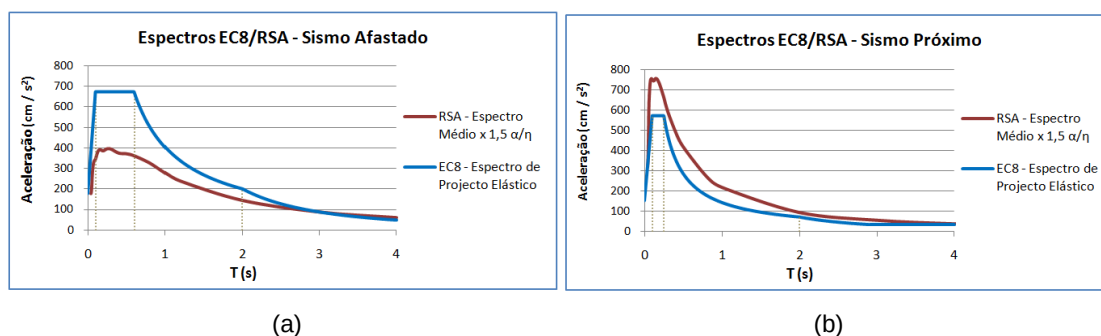


Fig. 5.23 – Comparação dos espectros de dimensionamento ($q=1,0$) de ambos os regulamentos (EC8 e RSA): (a) Acção sísmica Tipo 1 do EC8 e Tipo 2 do RSA (Sismo Afastado); (b) Acção sísmica Tipo 2 do EC8 e Tipo 1 do RSA (Sismo Próximo).

No Quadro 5.15 são apresentados os valores de dimensionamento da aceleração espectral para os vários modos de vibração. É possível também comparar a frequência de Rayleigh com a frequência do 1º modo de vibração e as correspondentes acelerações. Verifica-se que a acção sísmica condicionante, definida segundo o EC8, é neste caso a que está associada a um sismo afastado para todos os modos e

que existe um grande contraste nos valores de aceleração espectral dos dois regulamentos. É então previsível que a resposta obtida com recurso ao EC8 seja superior à que resulta dos espectros fornecidos pelo RSA para um sismo interplacas ou afastado, mas que o contrário suceda no caso de um sismo intraplacas ou próximo.

Quadro 5.15 – Acelerações obtidas para os diferentes espectros regulamentares e tipo de acção sísmica.

Tipo/Modo	f (Hz)	T(s)	$S_d(f)$ (cm/s ²)			
			Sismo Interplacas		Sismo Intraplacas	
			EC8	RSA	EC8	RSA
Rayleigh	0,88	1,13	327,44	251,27	119,26	201,53
Modo 1	0,82	1,21	305,03	235,79	111,10	191,23
Modo 2	1,20	0,83	443,81	317,62	161,65	262,43
Modo 3	1,53	0,65	567,85	351,63	206,82	343,78
Modo 4	2,09	0,48	616,67	371,04	281,81	433,76
Modo 5	2,53	0,40	616,67	374,44	341,06	496,57
Modo 6	2,58	0,39	616,67	375,81	347,36	503,73
Modo 7	3,78	0,26	616,67	394,07	509,02	639,51
Modo 8	4,22	0,24	616,67	392,03	539,04	675,37

No âmbito da realização de análises simplificadas de acordo com o estabelecido no RSA foi também determinado o coeficiente sísmico β , para um tipo de terreno I e uma frequência fundamental de 0,88 Hz, obtendo-se o valor de 0,160.

5.3.8. DADOS PARA ANÁLISE TEMPORAL NÃO LINEAR

Para realizar uma análise não linear dinâmica é necessário definir um conjunto de acelerogramas representativo da acção sísmica considerada. Nesse sentido foram gerados acelerogramas artificiais a partir do SIMQKE, tal como referido já em 5.2.3. De modo a garantir essa correspondência foram utilizadas as regras presentes na Parte 1 do regulamento, sendo assegurado que o espectro de resposta obtido era superior, para um dado intervalo de frequências, a 90% do espectro regulamentar.

Na Fig. 5.24 estão representados os espectros de resposta resultantes dos acelerogramas gerados, para cada acção sísmica, sendo demonstrada a correspondência entre os espectros e a validade dos movimentos de solo considerados.

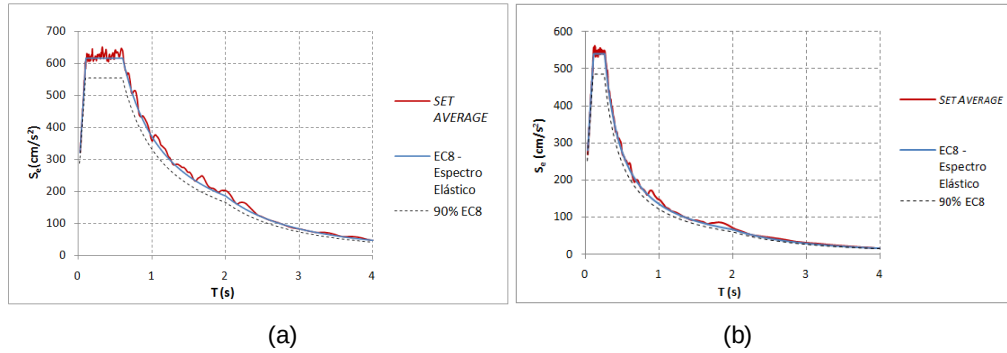


Fig. 5.24 – Correspondência da ação sísmica gerada artificialmente e os espectros de resposta elásticos regulamentares (EC8): (a) Correspondência espectral para um sismo afastado (Tipo 1); (b) Correspondência espectral para um sismo próximo (Tipo 2).

Na Fig. 5.25 e Fig. 5.26 estão representados os acelerogramas artificiais utilizados na análise para uma ação sísmica interplacas e intraplacas, respectivamente. São utilizados três acelerogramas para cada tipo de ação sísmica e consequentemente a resposta final obtida resulta, para cada pilar, da resposta máxima do conjunto. É considerada uma duração de 30 segundos para o sismo afastado e 10 segundos para o sismo próximo.

A definição das leis trilineares em 5.4.5 permite também, como já foi referido em 4.6.2, a caracterização do comportamento cíclico dos pilares, de acordo com o modelo de comportamento hysterético adoptado. O modelo adoptado no âmbito deste trabalho, no programa de cálculo automático SAP2000, foi o modelo hysterético de Takeda, já descrito em 4.6.2.

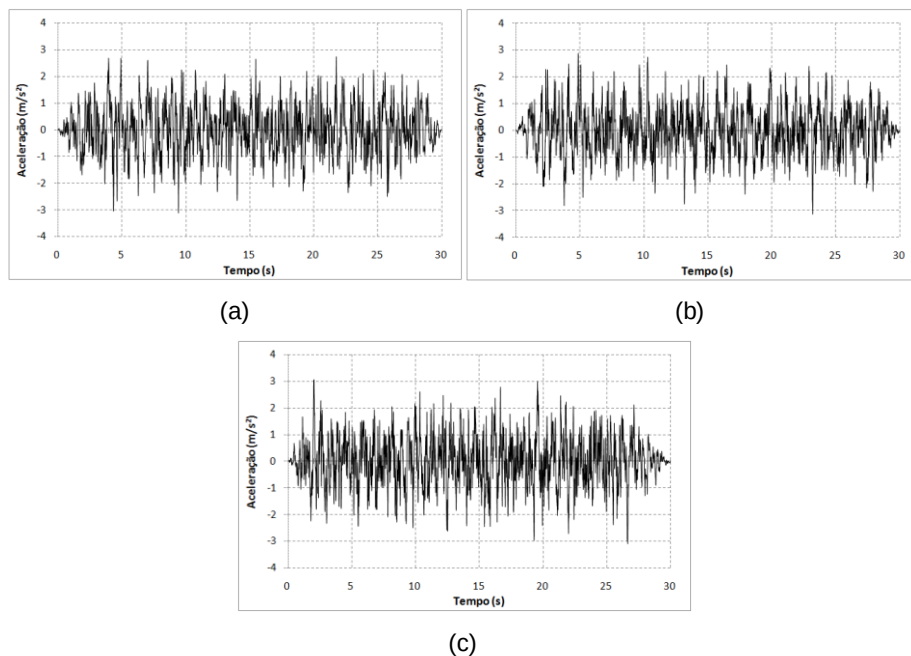


Fig. 5.25- Conjunto de acelerogramas artificiais gerados para uma ação sísmica afastada: (a) Sismo 1; (b) Sismo 2; (c) Sismo 3.

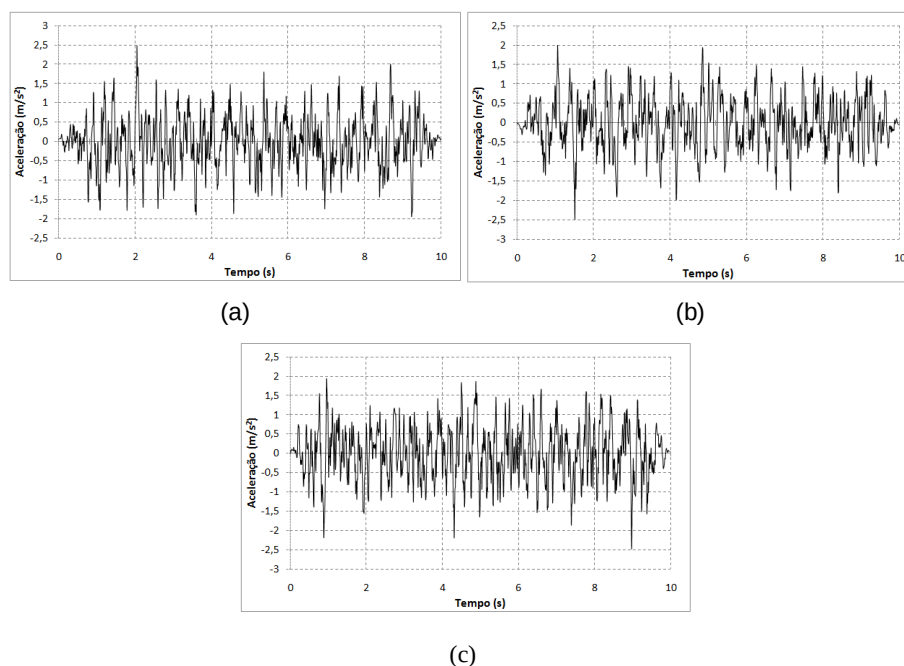


Fig. 5.26 - Conjunto de acelerogramas artificiais obtidos para uma acção sísmica próxima: (a) Sismo 1; (b) Sismo 2; (c) Sismo 3.

Para a obtenção da matriz de amortecimento foi considerada a formulação de Rayleigh, expressa através dos parâmetros apresentados no Quadro 5.16. O factor γ afecta a matriz de massa e o factor λ a matriz de rigidez. A solução final é obtida com base no método de Newmark, sendo apresentados no Quadro 5.17 os parâmetros α e β utilizados, associados a um método implícito e incondicionalmente estável, descrito em 4.6.4.

Quadro 5.16 – Parâmetros de amortecimento.

	f (Hz)	ξ	γ	λ
Modo 1	0,821	0,015	0,0916	0,00238
Modo 2	1,189			

Quadro 5.17 – Parâmetros relativos ao Método de Newmark.

α	β
0,50	0,25

Para a realização de uma análise não linear temporal foi utilizado um valor do coeficiente de amortecimento ξ de 0,015, menor do que o valor utilizado nas restantes análises ($\xi=0,05$), sendo assumido que ao comportamento hysterético dos elementos dúcteis da ponte se deve grande parte do amortecimento estrutural.

5.3.9. RIGIDEZ EFECTIVA

O regulamento admite a utilização, no âmbito da realização de uma análise dinâmica linear, de secções de inércia efectiva associada a uma redução de rigidez através da qual se pretende simular o comportamento dos pilares de betão armado até à cedência. Os métodos de cálculo desta redução de rigidez prescritos no regulamento são apresentados em 4.5.

No âmbito do trabalho realizado são no entanto consideradas três abordagens de cálculo:

- A utilização de um módulo de elasticidade (E_1) de 34 GPa, característico de uma secção não fendilhada – Abordagem 1 ;
- A utilização de módulos de elasticidade (E_2) diferentes para cada pilar que garantem compatibilidade entre uma análise linear e não linear no que diz respeito a deslocamentos e rotações no ponto de cedência – Abordagem 2;
- Finalmente a utilização de módulos de elasticidade (E_3) que garantem coerência no que diz respeito a curvaturas na base dos pilares – Abordagem 3.

De modo a garantir deslocamentos idênticos no ponto de cedência, para a análise linear e não linear, é utilizada a expressão (5.6) para obter os módulos de elasticidade em cada pilar. O deslocamento no topo dos pilares relativo ao ponto de cedência, δ_y , é calculado com base na curvatura de cedência da rótula plástica, ϕ_y , e a curvatura elástica do resto do pilar, de acordo com a fórmula (5.7).

$$\frac{3E_2I}{L^2}\delta_y = M_y \Leftrightarrow E_2 = \frac{M_y L^2}{3\delta_y I} \quad (5.6)$$

$$\delta_y = L\left(\frac{M_y}{EI}(L - L_p) + \phi_y L_p\right) \quad (5.7)$$

O regulamento assume contudo que a redução de rigidez deve ser feita com base na curvatura de cedência, de acordo com a expressão (5.8). No entanto a formulação estabelecida pelo código está associada a uma alteração da inércia dos pilares e não numa modificação do módulo de elasticidade dos materiais constituintes.

$$\frac{M_y}{E_3 I} = \phi_y \Leftrightarrow E_3 = \frac{M_y}{\phi_y I} \quad (5.8)$$

No Quadro 5.18 são apresentados os valores resultantes para os módulos de elasticidade efectivos a utilizar na análise linear. Na última coluna é ainda apresentado o valor do módulo de elasticidade, E (GPa)–EC8, que resulta da utilização da fórmula (4.28), como previsto no EC8, para o cálculo da curvatura de cedência dos pilares. Todos os outros valores são obtidos com recurso aos valores resultantes do diagrama momento-curvatura. É evidente a proximidade entre os valores do módulo de elasticidade para a abordagem 3, E_3 , e os que resultam da adopção da fórmula presente no regulamento para o cálculo da curvatura de cedência.

Quadro 5.18 – Valores dos módulos de elasticidade utilizados nas várias abordagens.

Pilar	E_1 (GPa)	E_2 (GPa)	E_3 (GPa)	E (GPa) – EC8
P1	34	18,50	11,34	11,84
P2		19,98	12,44	13,54
P3		19,94	12,44	13,54
P4		18,65	11,34	11,84
P5		17,65	10,54	10,55
P6		19,04	13,00	13,80
P7		16,13	10,13	10,35
P8		19,07	13,00	13,80
P9		19,67	13,00	13,80
P10		19,89	13,00	13,80
P11		19,83	13,00	13,80
P12		19,73	13,00	13,80
P13		19,55	13,00	13,80
P14		19,39	13,00	13,80

No Quadro 5.19 são apresentadas as frequências e respectivas acelerações espectrais considerando as diferentes abordagens de cálculo.

Quadro 5.19 – Frequências e respectivas acelerações espectrais ($q=1,0$) para as diferentes abordagens consideradas.

Modo	EC8 – Sismo Tipo 1					
	Abordagem 1		Abordagem 2		Abordagem 3	
	f (Hz)	S_d (f) (cm/s ²)	f (Hz)	S_d (f) (cm/s ²)	f (Hz)	S_d (f) (cm/s ²)
Modo 1	0,82	305,03	0,66	244,03	0,54	201,24
Modo 2	1,20	443,81	1,03	379,26	0,90	331,88
Modo 3	1,53	567,85	1,24	459,81	1,06	391,90
Modo 4	2,09	616,67	1,73	616,67	1,52	562,86
Modo 5	2,53	616,67	2,12	616,67	1,89	616,67
Modo 6	2,58	616,67	2,20	616,67	2,01	616,67
Modo 7	3,78	616,67	3,34	616,67	3,09	616,67
Modo 8	4,22	616,67	3,60	616,67	3,27	616,67

Verifica-se que a redução do módulo de elasticidade implica uma redução do valor das frequências modais. Por conseguinte, há um aumento do período que conduz, para um dado intervalo de frequências, a uma redução dos valores de dimensionamento da aceleração espectral. Isso é visível para os primeiros três modos de vibração, observando-se uma redução considerável nos valores de aceleração, S_d . De notar que estas alterações afectam os valores de dimensionamento associados aos dois modos com maior importância na resposta.

5.4. PONTE SOBRE O RIO LOUREDO

Esta obra serve a auto-estrada A7, no seu sublanço Basto – Ribeira da Pena. Possui um tabuleiro de 380 m de extensão, executado em viga contínua em caixão, com quatro tramos apoiados em três pilares. Os pilares, com secção rectangular oca e constante ao longo do fuste, atingem uma altura máxima que ronda os 60 m. A ponte é constituída por duas superestruturas paralelas em betão armado e pré-esforçado.

5.4.1. GEOMETRIA

A estrutura é então formada por quatro tramos de tabuleiro apoiados em três pilares: P1, P2 e P3. O tabuleiro apresenta uma configuração simétrica, pelo que os tramos exteriores possuem 70 m de extensão e os interiores 120 m. Na Fig. 5.27 são apresentadas as dimensões das pilares e dos tramos de tabuleiros que constituem a ponte.

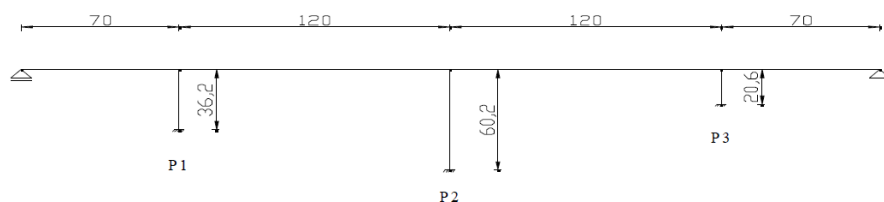


Fig. 5.27 – Esquema estrutural da ponte.

No Quadro 5.20 são apresentadas as alturas dos três pilares que constituem a estrutura. Estes apresentam uma secção oca comum com 6,5 m de altura e 5 m de largura e uma espessura mínima das paredes de 0,50 m, sendo isso demonstrado na Fig. 5.28.

Quadro 5.20 – Alturas dos pilares.

Pilar	P1	P2	P3
L (m)	36,2	60,2	20,6

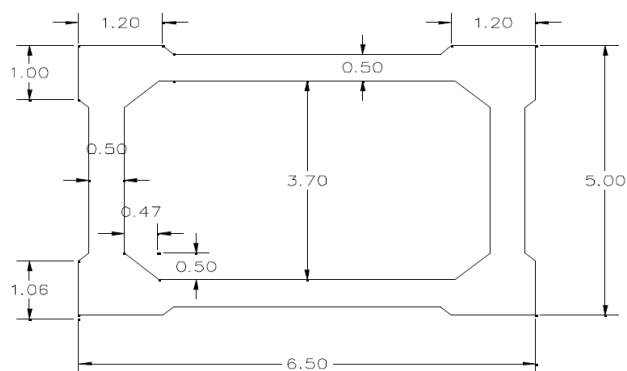


Fig. 5.28 – Corte transversal dos pilares.

A altura da secção transversal do tabuleiro varia entre 3,0 m e 7,40 m, conforme se trate da secção na zona do meio e vãos extremos ou da zona dos encontros, respectivamente. Na Fig. 5.29 e Fig. 5.30 são apresentados os dois tipos de secção transversal.

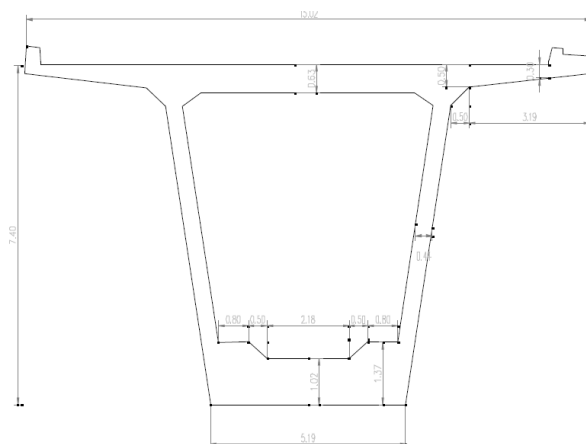


Fig. 5.29 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos apoios sobre os pilares.

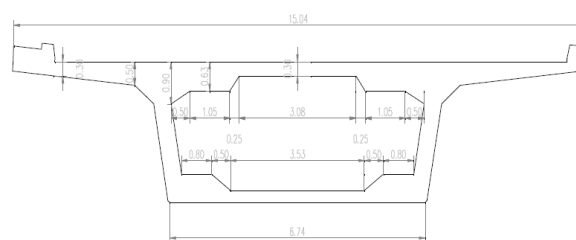


Fig. 5.30 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos encontros e na secção média dos vãos maiores.

5.4.2. DISPOSIÇÃO DE ARMADURA NOS PILARES

Na Fig. 5.31 é apresentada a disposição de armadura longitudinal e transversal no pilar tipo da ponte. No Quadro 5.21 encontra-se contabilizada a armadura longitudinal. É possível verificar ainda que a armadura transversal engloba estribos $\phi 8//0.10$, $\phi 12//0.10$ e $\phi 16//0.20$.

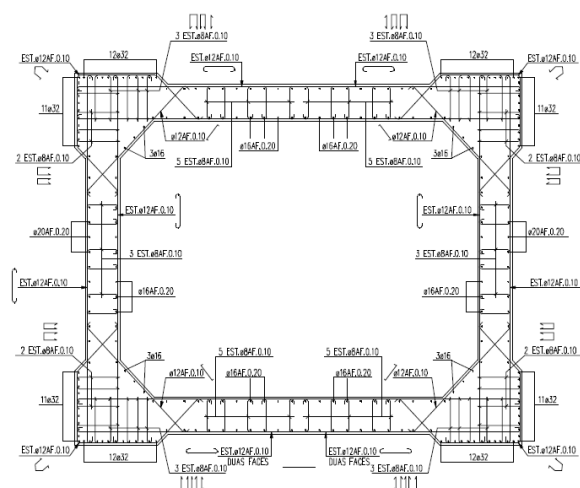


Fig. 5.31 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1, P2 e P3.

Quadro 5.21 – Armadura longitudinal do pilar.

Pilares	Φ16	Φ20	Φ32	A _{total} (cm ²)	ρ _s (%)
P1 a P3	80	68	32	1114	0,95

5.4.3. COMPORTAMENTO DO MATERIAL

As características dos materiais estão definidas em 5.3.3 porque são idênticas para as duas pontes. Assim sendo, os parâmetros que caracterizam o betão e o aço estão dispostos no Quadro 5.4 e os que definem o betão não confinado são apresentados no Quadro 5.6.

No Quadro 5.22 são apresentados os parâmetros referentes ao betão confinado e no Quadro 5.23 surgem os parâmetros que traduzem a eficiência do confinamento para os três pilares da estrutura. A obtenção destes valores resulta da utilização do procedimento referido em 5.2.2 e do modelo explicado em 4.6.1.

Quadro 5.22 – Características do betão confinado.

Pilar	K	K ϵ_0	$\epsilon_{cu,c}$	Z	K f _{c0} (MPa)
P1 a P3	1,057	0,002353	0,017261	52,82	45,47

Quadro 5.23 – Parâmetros que traduzem a eficiência do confinamento.

Pilar	ω_{wd}	α	α_s	α_n	A_{st}^* (cm ²)	ϕ^* (mm)	s (m)	N (kN)	ν
P1 e P3	0,118	0,712	0,870	0,818	2,06	16,20	0,10	38510	0,157
P2	0,118	0,712	0,870	0,818	2,06	16,20	0,10	52210	0,213

5.4.4. SISTEMA ESTRUTURAL

O modelo estrutural utilizado é, à semelhança do modelo da ponte sobre o Rio Arade e representado na Fig. 5.14, um modelo muito simples, constituído por uma viga de 4 tramos apoiada sobre 3 pilares encastrados na base. A ligação dos pilares ao tabuleiro é articulada. Os elementos que simulam o comportamento do tabuleiro têm uma inércia média e não traduzem o aumento da sua altura na proximidade dos apoios. As dimensões equivalentes dos pilares estão dispostas no Quadro 5.24. No Quadro 5.25 são apresentadas as características dos tramos dos vários tabuleiros da estrutura.

Quadro 5.24 – Propriedades das secções equivalentes dos pilares.

Pilar	h (m)	b (m)	γ (ton/m ³)
P1 a P3	8,087	1,449	2,548

Quadro 5.25 – Propriedades das secções equivalentes dos tabuleiros.

Tabuleiro	h (m)	b (m)	γ (ton/m ³)
T1 a T4	11,858	1,093	2,845

No Quadro 5.26 surgem as massas aplicadas nos nós, que correspondem ao somatório de metade das massas do pilar e dos tabuleiros que os intersectam. Estas massas definem uma matriz de massa simples de dimensão 3x3 e através da qual são definidas, com recurso também à matriz de rigidez, as frequências de vibração da estrutura.

Quadro 5.26 – Determinação das massas nodais da estrutura.

Nó	m_{Pilar} (ton)	$m_{\text{Tabuleiro}}$ (ton)	m_{total} (ton)
1	540,51	3501,67	4042,19
2	898,87	4423,16	5322,03
3	307,59	3501,67	3809,26

5.4.5. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR MATERIAL DAS SECÇÕES DOS PILARES

As curvas momento-curvatura que traduzem a não linearidade concentrada nos pilares são obtidas com recurso ao software SAP2000 e resultam de um processo de integração numérica. Apesar disso, foi assumido também um modelo de fibras no BIAx, que originou resultados idênticos. As cargas verticais consideradas na avaliação das curvas são as presentes no Quadro 5.23.

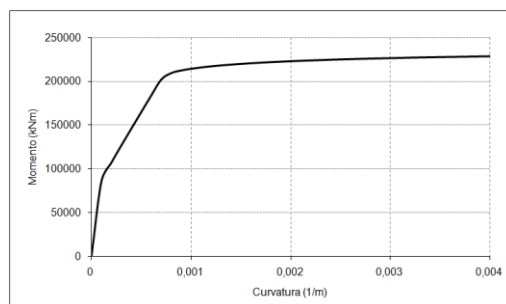


Fig. 5.32 - Curva momento-curvatura dos pilares P1 e P3.

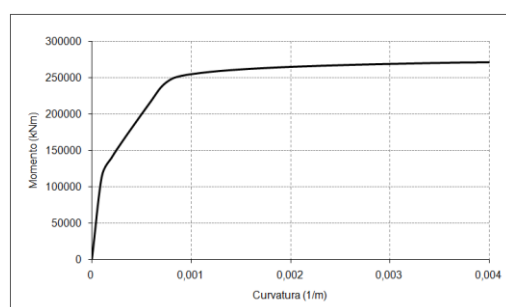


Fig. 5.33 - Curva momento-curvatura do pilar P2.

Os parâmetros que caracterizam as leis trilineares deduzidas a partir das curvas momento-curvatura são apresentados no Quadro 5.27. Estas leis traduzem o comportamento não linear da estrutura sendo discretizadas rótulas plásticas na base dos pilares.

Quadro 5.27 – Características das leis trilineares.

Pilar	K_0 (kN.m ²)	K_1 (kN.m ²)	K_2 (kN.m ²)	ρ_c (1/m)	ρ_y (1/m)
P1 e P3	2171580000	270567891	3244280	0,00001	0,00068
P2	2171580000	222224035	3430201	0,00004	0,00069

No Quadro 5.28 são apresentados os mesmos parâmetros já expostos no Quadro 5.23 para a Ponte sobre o Rio Arade e viaduto de acesso. Ao contrário do que sucede para essa ponte, neste caso não existe uma redução de ductilidade resultante do efeito do esforço transversal.

Quadro 5.28 – Dados utilizados para o cálculo de ductilidade dos pilares.

Pilar	L_p (m)	M_{cr} (kNm)	M_y (kNm)	ϕ_y (1/m)	θ_y (rad)	$\theta_{p,u}$ (rad)	θ_u (rad)	μ_θ	$\mu_\theta - 80\%$
P1	3,86	25231	205830	0,0006791	0,00372	0,02333	0,02705	7,27	8,84
P2	6,26	223133	414552	0,0006941	0,00625	0,03783	0,04407	7,06	8,64
P3	2,30	25231	205830	0,0006791	0,00219	0,01387	0,01605	7,34	8,95

5.4.6. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO

A simplificação subjacente à estrutura modelada leva à consideração de apenas três modos de vibração na análise estrutural. São apresentados no Quadro 5.29 os parâmetros que caracterizam os vários modos e a sua importância na resposta. Os parâmetros apresentados são os mesmos que já foram referidos em 5.3.6.

Quadro 5.29 – Características dos modos de vibração da estrutura.

Modo	f (Hz)	M_i (ton)	K_i (kN/m)	L_i	Γ_i	M_i^*	M_i^*/M_{Total}	$\Sigma (M_i^*/M_{Total})$
1	0,56	5638,40	69236,49	6623,03	1,175	7779,60	59,06 %	59,06 %
2	1,14	4279,46	218592,95	2768,63	0,647	1791,18	13,60 %	72,65 %
3	2,32	3822,02	813605,65	3710,74	0,971	3602,70	27,35 %	100,00 %

É possível verificar que todos os modos têm uma importância considerável, embora o primeiro seja o mais relevante. Apesar disso a importância do segundo e terceiro modo permite assumir desde já que a obtenção de uma resposta satisfatória na análise sísmica está dependente da consideração de mais modos de vibração. No entanto isso está também subjacente à configuração dos vários modos, representada na Fig. 5.34.

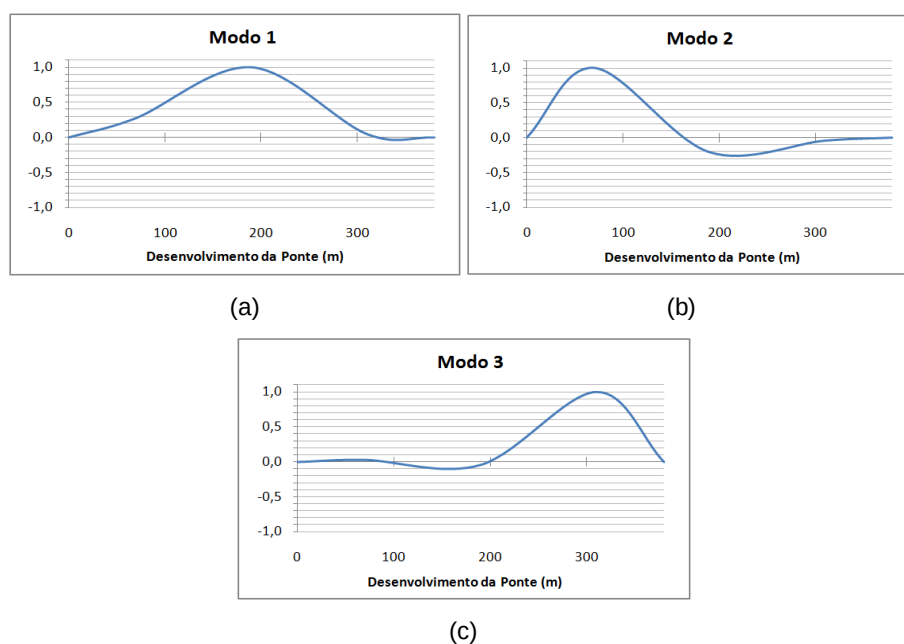


Fig. 5.34 – Representação da configuração dos três modos da estrutura: (a) 1º modo de vibração, em que a massa efectiva corresponde a 59,06% da massa total; (b) 2º modo de vibração, em que a massa efectiva corresponde a 13,60% da massa total; (c) 3º modo de vibração em que a massa efectiva corresponde a 27,35% da massa total.

No Quadro 5.30 são apresentados os dados necessários para a obtenção da frequência de Rayleigh, no âmbito da execução das análises simplificadas. O valor obtido foi de 0,58 Hz, sendo deste modo ligeiramente superior do que a frequência do 1º modo da estrutura (0,56 Hz).

Quadro 5.30 – Dados utilizados para a obtenção da frequência de Rayleigh.

Nó	F_i (kN)	δ (cm)
1	39654	38,43
2	52209	91,07
3	37369	8,53

5.4.7. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

Esta obra localiza-se no norte de Portugal, numa zona sísmica 1.6 e 2.5 para uma acção sísmica afastada e próxima, respectivamente. Segundo o RSA a ponte encontra-se na zona D. É assumido, para a definição do espectro de resposta que serve de base às análises efectuadas, que a estrutura se encontra sobre um terreno tipo B e tipo I segundo o EC8 e o RSA, respectivamente. São apresentados, na Fig. 5.35, o espectro de resposta elástico (EC8) e o espectro de resposta médio (RSA) para a zona em questão.

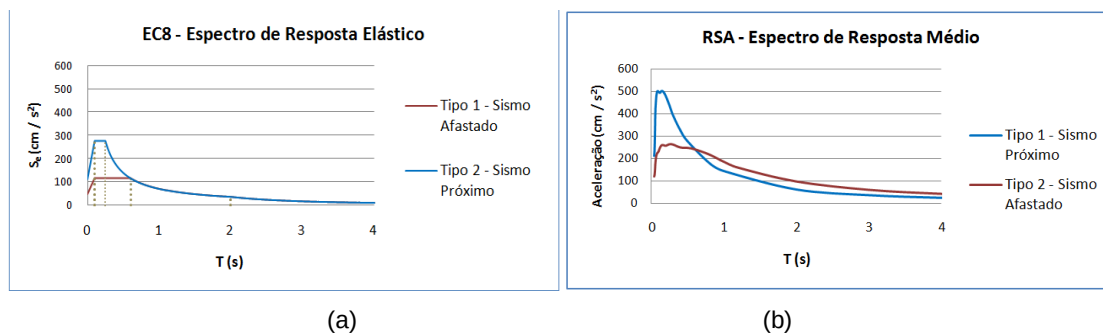


Fig. 5.35 – Representação dos espectros de acelerações regulamentares: (a) Espectro de projecto elástico do EC8; (b) Espectro de resposta médio de dimensionamento do RSA.

Na Fig. 5.36 é possível comparar os espectros, já numa perspectiva de dimensionamento estrutural visto estarem sobrepostos o espectro de projecto elástico do EC8 e o espectro médio de resposta do RSA já afectado pelo coeficiente de majoração 1,5, pelo coeficiente de sismicidade da zona e pelo coeficiente de comportamento que se assume unitário para os dois casos.

À primeira vista é possível observar grandes semelhanças entre os valores de dimensionamento das acelerações. No entanto é possível verificar desde logo que o EC8 tende a diminuir a resposta para períodos médios/altos no caso de uma acção sísmica afastada, em relação ao RSA. Para uma acção sísmica afastada, o EC8 assume no entanto valores de aceleração superiores para frequências elevadas.

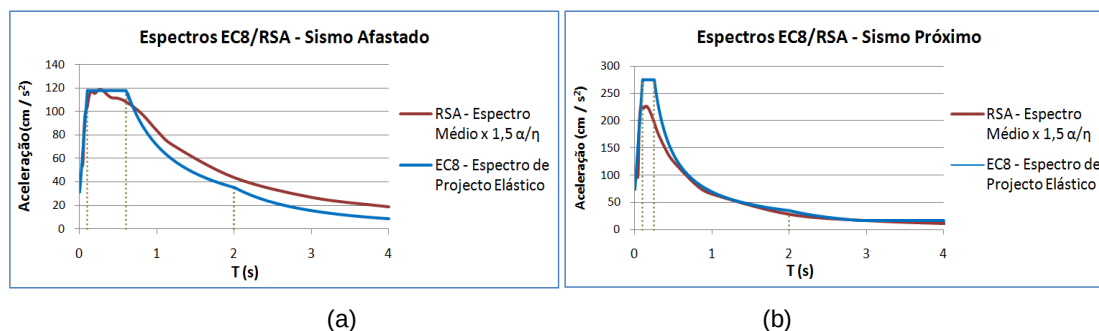


Fig. 5.36 – Comparação dos espectros de dimensionamento ($q=1,0$) de ambos os regulamentos (EC8 e RSA): (a) Acção sísmica Tipo 1 do EC8 e Tipo 2 do RSA (Sismo Afastado); (b) Acção sísmica Tipo 2 do EC8 e Tipo 1 do RSA (Sismo Próximo).

Para um sismo afastado o factor $a_g \cdot S$ é menor do que $0,98 \text{ m/s}^2$ sendo possível assumir simplificadamente, no dimensionamento estrutural, um coeficiente de comportamento unitário, supondo-se um comportamento dúctil limitado, tal como previsto no AN. No entanto, para uma acção sísmica próxima, o valor de $a_g \cdot S$ é maior do que $0,98 \text{ m/s}^2$, sendo então possível assumir um coeficiente de comportamento superior à unidade que traduza o comportamento dúctil da estrutura.

Como consequência das semelhanças e diferenças nos espectros é possível verificar no Quadro 5.31 que, devido aos valores baixos das frequências dos dois primeiros modos, o RSA fornece valores de aceleração ligeiramente superiores para um sismo afastado. No entanto, para um sismo intraplacas o EC8 conduz a uma resposta ligeiramente superior. Foi também determinado o coeficiente sísmico β , segundo as prescrições do RSA, para um tipo de terreno I e uma frequência fundamental de 0,58 Hz, obtendo-se o valor de 0,039.

Quadro 5.31 – Acelerações obtidas para os diferentes espectros regulamentares e tipo de acção sísmica.

Tipo/Modo	f (Hz)	T(s)	$S_d(T) \text{ (cm/s}^2\text{)}$			
			Sismo Interplacas		Sismo Intraplacas	
			EC8	RSA	EC8	RSA
Rayleigh	0,58	1.72	40,82	52,54	39,54	37,89
Modo 1	0,56	1.79	39,53	50,57	38,30	35,78
Modo 2	1,14	0.88	80,62	91,97	78,11	75,06
Modo 3	2,32	0.43	118,13	111,76	159,45	140,70

5.4.8. DADOS PARA ANÁLISE TEMPORAL NÃO LINEAR

No âmbito da realização de uma análise temporal não linear foi obtido um conjunto de acelerogramas de acordo com as prescrições regulamentares que dizem respeito à correspondência espectral. O processo de obtenção foi semelhante ao já descrito em 5.2.3. Para o processo de correspondência espectral foram utilizados os requisitos que constam da Parte 1 do EC8, tal como em 5.3.8. Na Fig. 5.37 estão representados os espectros de resposta regulamentares e o espectro resultante do conjunto de acelerogramas adoptado, sendo possível avaliar o grau de correspondência entre os espectros.

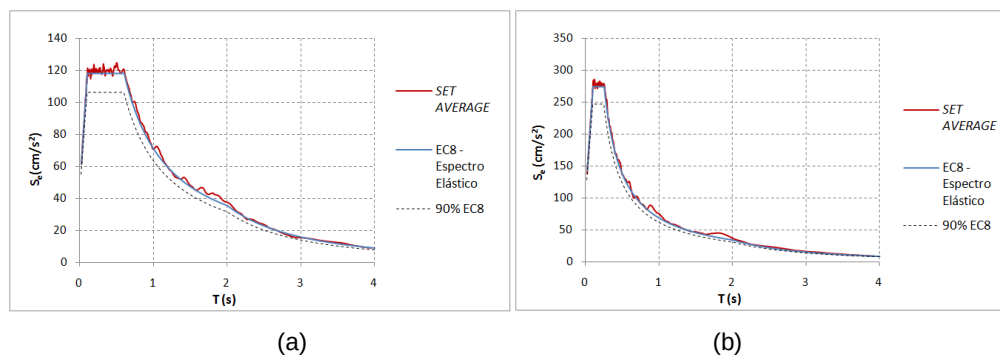


Fig. 5.37 – Correspondência da acção sísmica gerada artificialmente e os espectros de resposta elásticos regulamentares (EC8): (a) Correspondência espectral para um sismo afastado (Acção sísmica Tipo 1); (b) Correspondência espectral para um sismo próximo (Acção sísmica Tipo 2).

Na Fig. 5.38 e Fig. 5.39 estão representados os conjuntos de acelerogramas utilizados na análise, referentes aos dois tipos de acção sísmica.

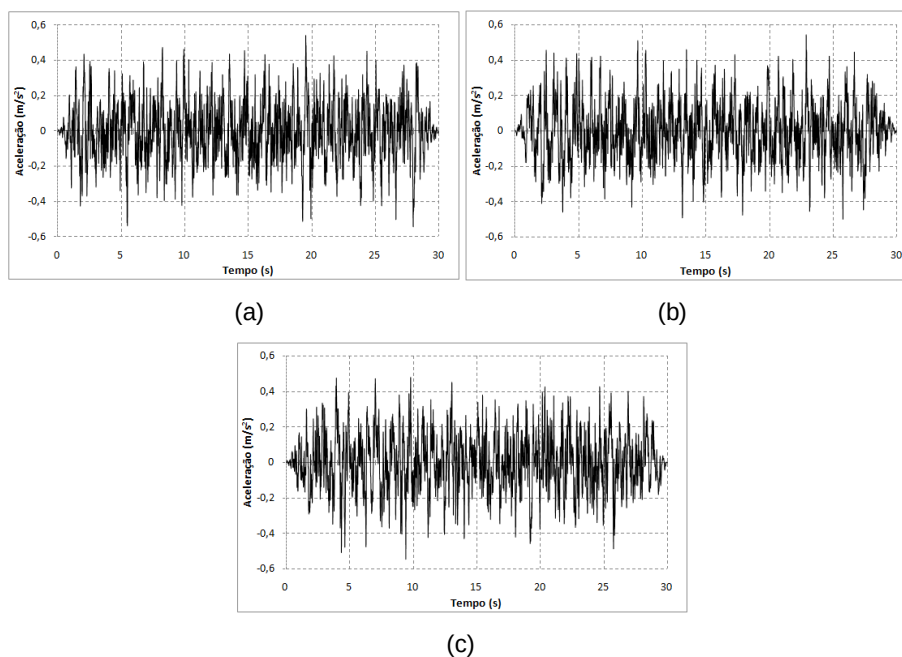


Fig. 5.38 - Conjunto de acelerogramas artificiais gerados para uma acção sísmica afastada: (a) Sismo 1; (b) Sismo 2; (c) Sismo 3.

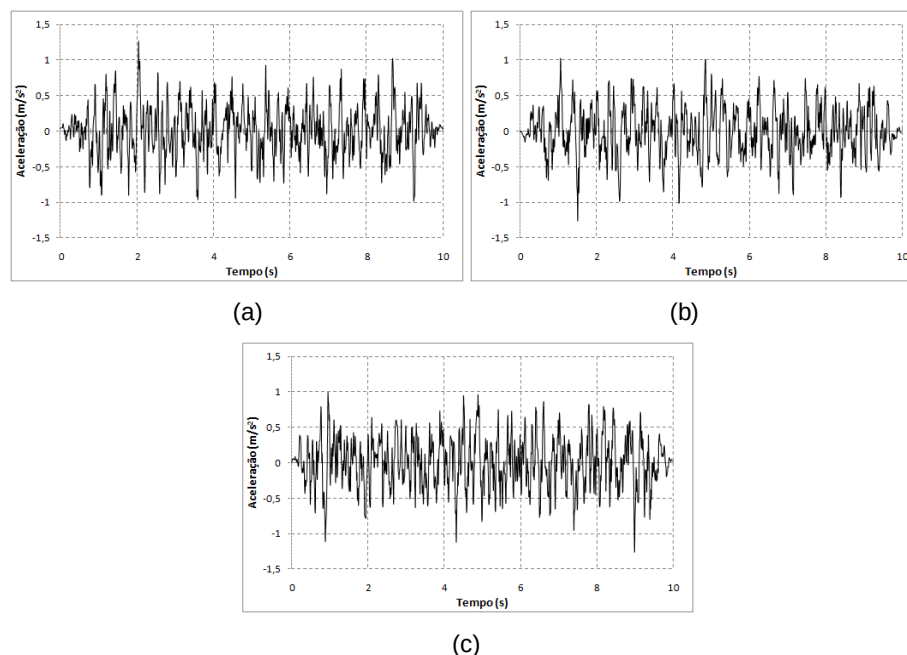


Fig. 5.39 - Conjunto de acelerogramas artificiais obtidos para uma acção sísmica próxima: (a) Sismo 1; (b) Sismo 2; (c) Sismo 3.

Os parâmetros que definem a matriz de rigidez segundo a formulação de Rayleigh são apresentados no Quadro 5.32. Os parâmetros relativos ao método de Newmark são idênticos aos previamente apresentados, no Quadro 5.17.

Quadro 5.32 – Parâmetros de amortecimento.

	f (Hz)	ξ	γ	λ
Modo 1	0,56	0,015	0,0709	0,00281
Modo 2	1,14			

5.4.9. RIGIDEZ EFECTIVA

No âmbito de uma análise dinâmica linear, realizada com base na rigidez estrutural efectiva, subjacente ao comportamento dos elementos dúcteis até à cedência, são apresentados no Quadro 5.33 os módulos de elasticidade associados a várias hipóteses de cálculo.

O seu cálculo resulta do processo anteriormente descrito em 5.3.9. Verifica-se neste caso que a redução do módulo de elasticidade é considerável pelo que é natural uma grande discrepância nos resultados das várias análises.

No Quadro 5.34 são apresentadas as frequências e respectivas acelerações espectrais para as várias abordagens de cálculo. É possível identificar grandes diferenças nos valores da aceleração espectral de dimensionamento, sobretudo no primeiro e no terceiro modo de vibração, em que os valores relativos à abordagem 1 são reduzidos a mais de metade para uma abordagem 3.

Quadro 5.33 – Valores dos módulos de elasticidade utilizados nas várias abordagens.

Pilar	E_1 (GPa)	E_2 (GPa)	E_3 (GPa)	E (GPa) – EC8
P1	34	10,45	4,74	6,72
P2		11,73	5,26	7,62
P3		10,12	4,74	6,72

Quadro 5.34 – Frequências e respectivas acelerações espectrais para as diferentes abordagens consideradas.

Modo	EC8 – Sismo Tipo 2					
	Abordagem 1		Abordagem 2		Abordagem 3	
	f (Hz)	S_d (f) (cm/s ²)	f (Hz)	S_d (f) (cm/s ²)	f (Hz)	S_d (f) (cm/s ²)
Modo 1	0,56	38,30	0,39	21,37	0,31	16,00
Modo 2	1,14	78,11	0,85	58,34	0,75	51,21
Modo 3	2,32	159,45	1,40	95,83	1,10	75,74

6

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1. INTRODUÇÃO

As metodologias de análise sísmica referidas ao longo deste trabalho são aplicadas a duas pontes, com o objectivo de avaliar e criticar as diferenças nos resultados. Numa fase inicial são comparados os resultados de análises lineares realizadas com base no RSA e EC8. Posteriormente, são utilizadas metodologias de análise não linear “pushover” e é realizada uma análise dinâmica não linear. Por último, são ainda estudadas as consequências da utilização de uma rigidez estrutural efectiva em análises lineares, que traduzem o comportamento dos elementos dúcteis até à cedência.

Através deste estudo é possível verificar a adequabilidade de métodos com diferentes níveis de complexidade no dimensionamento e análise sísmica de pontes. As análises comparativas foram ainda realizadas com um nível de acção sísmica superior, de modo a evidenciar a sensibilidade das soluções aos diferentes níveis de incursões não lineares.

O processo de cálculo da resposta máxima teve por base a utilização de folhas de cálculo automatizadas. Para cada ponte é determinada a matriz flexibilidade, que permite a obtenção directa da matriz de rigidez. A definição da matriz de massa na folha de cálculo possibilita ainda o cálculo dos modos de vibração da estrutura através da resolução de um problema de valores e vectores próprios. Também a determinação dos espectros de resposta regulamentares foi automatizada, pelo que, embora sejam referenciados apenas os resultados relativos a determinadas formas espectrais, a folha de cálculo permite ainda o cálculo dos resultados de análises lineares e “pushover” para diferentes tipos de terreno, coeficientes de amortecimento e classes de importância. Contudo, no âmbito da realização de uma análise não linear temporal e devido ao tempo de cálculo necessário, são obtidos resultados para espectros de resposta específicos. A determinação dos resultados de análises não lineares, “pushover” e *Time-History*, tiveram base na utilização do programa de cálculo automático SAP2000.

6.2. PONTE SOBRE O RIO ARADE E VIADUTO DE ACESSO

6.2.1. ANÁLISES LINEARES

Os resultados apresentados em seguida advêm de uma análise elástica, sendo considerado um coeficiente de comportamento unitário. Para definir a rigidez estrutural é utilizado um módulo de elasticidade de 34 GPa relativo uma secção não fendilhada. No entanto, visto estar localizada numa zona de elevada sismicidade, seria lógica a utilização, pelo projectista, de um coeficiente de comportamento superior à unidade, com o objectivo de explorar a ductilidade das zonas da estrutura onde há maior dissipação de energia durante um evento sísmico.

No âmbito da comparação de resultados de diferentes regulamentos é assumido também um coeficiente de comportamento unitário embora se verifique posteriormente que, devido à perda de rigidez que ocorre até à cedência, os valores de esforços de alguns pilares, obtidos nesta análise, sejam consideravelmente superiores aos obtidos com recurso a uma análise não linear.

Admite-se o uso, como já foi referido anteriormente, para a realização das várias análises, de um tipo de terreno B segundo o EC8 e tipo I segundo o RSA, de modo a garantir concordância no que diz respeito ao tipo de solo utilizado. Os espectros de resposta são determinados com base num amortecimento viscoso de 5%.

6.2.1.1. Análises Simplificadas

São inicialmente apresentados os resultados provenientes de uma análise linear simplificada. É utilizado o método do pilar flexível, proposto no EC8, para a obtenção da resposta estrutural, fazendo-se uso não apenas do espectro regulamentar presente no EC8, mas também do espectro de resposta médio do RSA. Apresentam-se ainda os resultados de uma análise simplificada efectuada segundo os trâmites do RSA, sendo assumida a utilização do coeficiente sísmico β .

Este tipo de análise é, à partida, inadequada para a determinação da resposta nesta ponte, devido à excentricidade evidente do centro de rigidez da estrutura em relação ao centro de massa do tabuleiro. São no entanto apresentados os resultados obtidos, de modo a que seja possível demonstrar a inadequabilidade do método para estruturas irregulares e no âmbito de uma comparação metodológica. É ainda possível quantificar a diferença obtida nos resultados deste método com os que advêm do uso de outras metodologias mais complexas, mas também mais precisas.

Verifica-se pela observação da Fig. 6.1 que o método MMF (Método do Modo Fundamental) com base no espectro do EC8 origina uma resposta maior em comparação com a resposta obtida através do espectro de resposta do RSA. O contrário sucede para um sismo próximo, estando esta diferença associada aos contrastes existentes no zonamento do território de Portugal Continental. A utilização do coeficiente sísmico β , de acordo com o prescrito no RSA, permite obter resultados superiores para um sismo próximo mas está associada a uma resposta menor para um sismo afastado.

É possível verificar ainda que a resposta máxima dos pilares do meio e próximos do apoio direito da estrutura é muito reduzida. Alterações pequenas na resposta dos pilares do meio, de altura menor, conduzem a um elevado aumento nos esforços. Por conseguinte, a eventual consideração de outros modos de vibração, cujas configurações conduzem a um incremento dos deslocamentos no topo desses pilares, leva a um aumento considerável dos seus esforços.

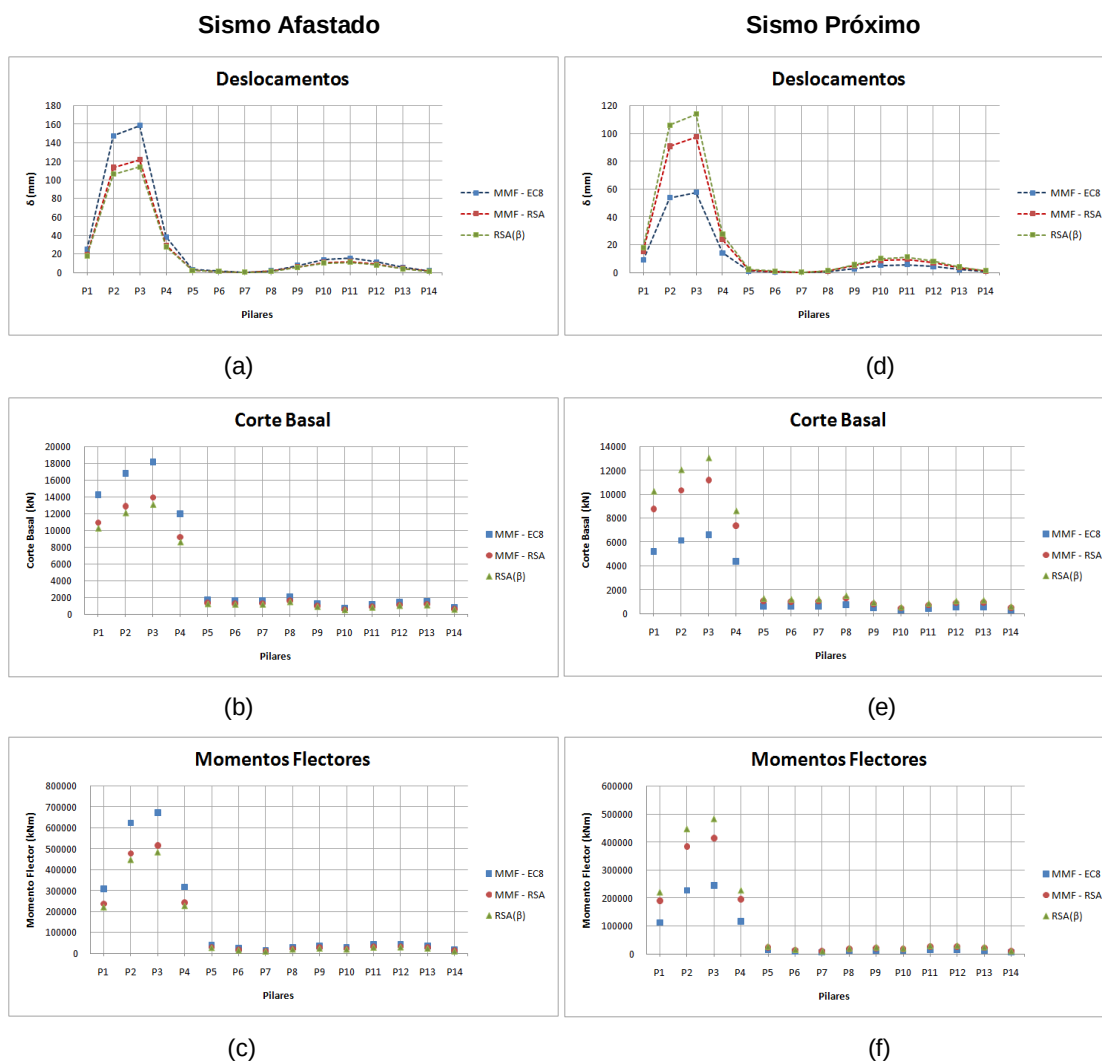


Fig. 6.1 – Resultados de análises lineares simplificadas com recurso ao EC8 e RSA: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d), (e) e (f) Resultados para um sismo próximo.

6.2.1.2. Análise Dinâmica Linear

Os resultados apresentados para a análise dinâmica linear são obtidos com recurso a uma combinação quadrática completa (CQC) dos esforços relativos a cada sistema modal equivalente, devido à proximidade das frequências de vibração da estrutura. Os cálculos obtidos resultam da consideração de todos os modos de vibração, embora tal não seja necessário, devido à menor importância dos modos superiores. Pela observação da Fig. 6.2 verifica-se que o RSA fornece, à semelhança do que sucede para a metodologia simplificada, uma resposta máxima maior para um sismo próximo e menor para um sismo afastado. É notório também que essa diferença resulta praticamente de um escalamento dos resultados pelo que os valores de deslocamentos no topo dos pilares, resultantes de diferentes espectros regulamentares, são praticamente proporcionais.

Há que mencionar ainda que as diferenças nos resultados se devem, tal como foi mencionado anteriormente, a contrastes no zonamento, principalmente no sul do território nacional. Consequentemente, o EC8 tende a conduzir a uma resposta máxima superior para um sismo afastado

nesta zona e a uma resposta inferior para um sismo próximo, podendo isto também ser justificado pela introdução, no EC8, de um zonamento único para a acção sísmica Tipo 2.

A Fig. 6.2 permite ainda constatar que, apesar de existirem apenas ligeiras variações nos deslocamentos do topo dos pilares do meio, os valores do esforço transverso na base apresentam diferenças consideráveis. Estas diferenças devem-se sobretudo à pequena altura dos pilares que os tornam muito sensíveis a deslocamentos reduzidos. É também notória a variabilidade dos valores de esforços obtidos para os vários pilares, que justifica a utilização de secções com diferente geometria e disposição de armaduras.

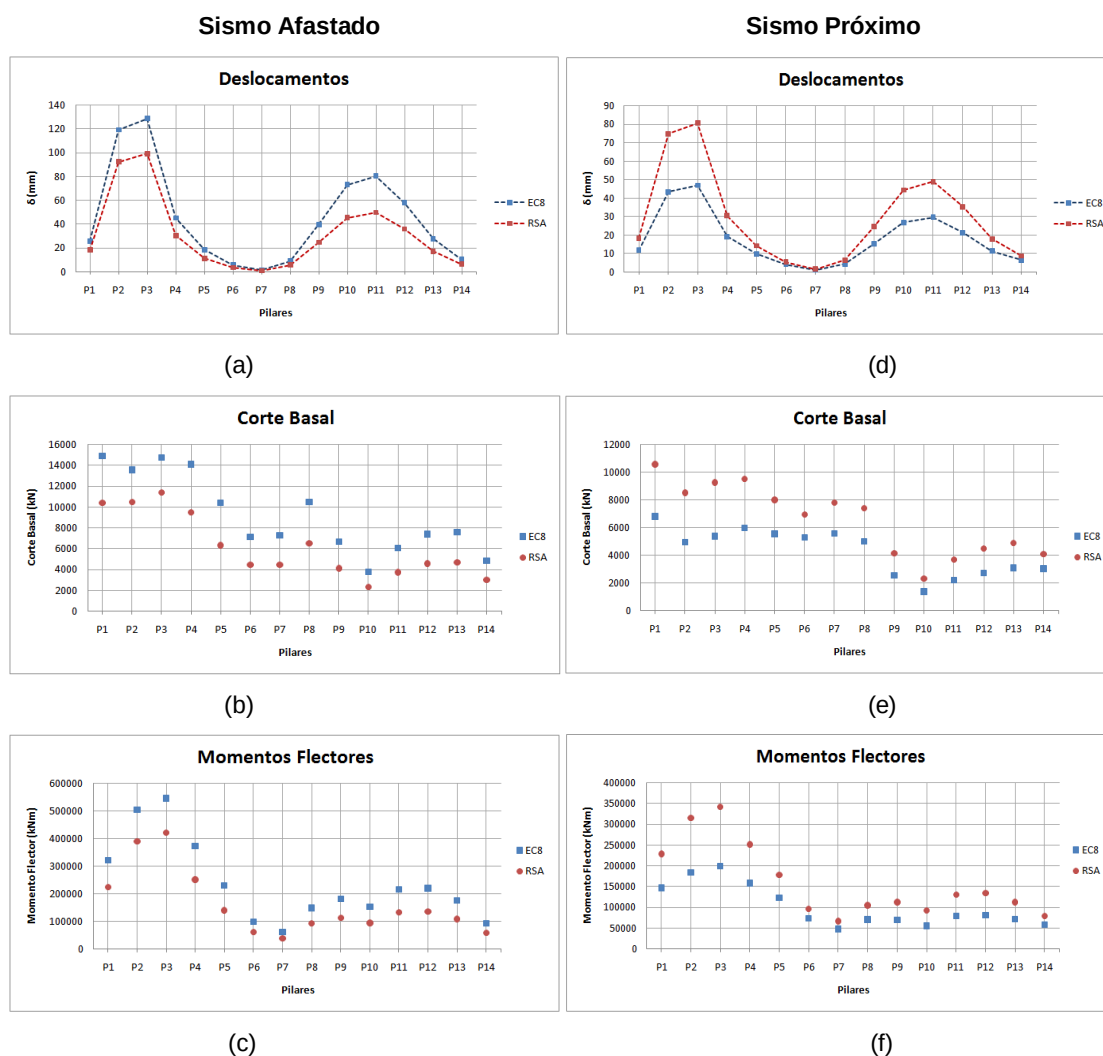


Fig. 6.2 - Resultados de análises dinâmicas lineares com recurso ao EC8 e RSA: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transverso e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d),(e) e (f) Resultados para um sismo próximo.

A comparação entre os resultados desta análise e os provenientes das análises simplificadas realizadas em 6.2.1.1 permite verificar a inadequabilidade destas últimas na determinação da resposta máxima da estrutura. Apresenta-se na Fig. 6.3 a comparação dos resultados obtidos para ambas as metodologias de análise, para uma acção sísmica Tipo 1 do EC8. Verifica-se que a resposta máxima dos pilares e

P3, obtida com recurso ao MMF, é superior à que advém da combinação modal. No entanto, para os restantes pilares sucede o inverso, havendo um incremento considerável nos valores de corte basal dos pilares P6 a P8, que têm uma altura reduzida. Existem também contrastes evidentes nos valores dos esforços dos pilares P9 a P14 que se devem à influência de modos superiores na resposta.

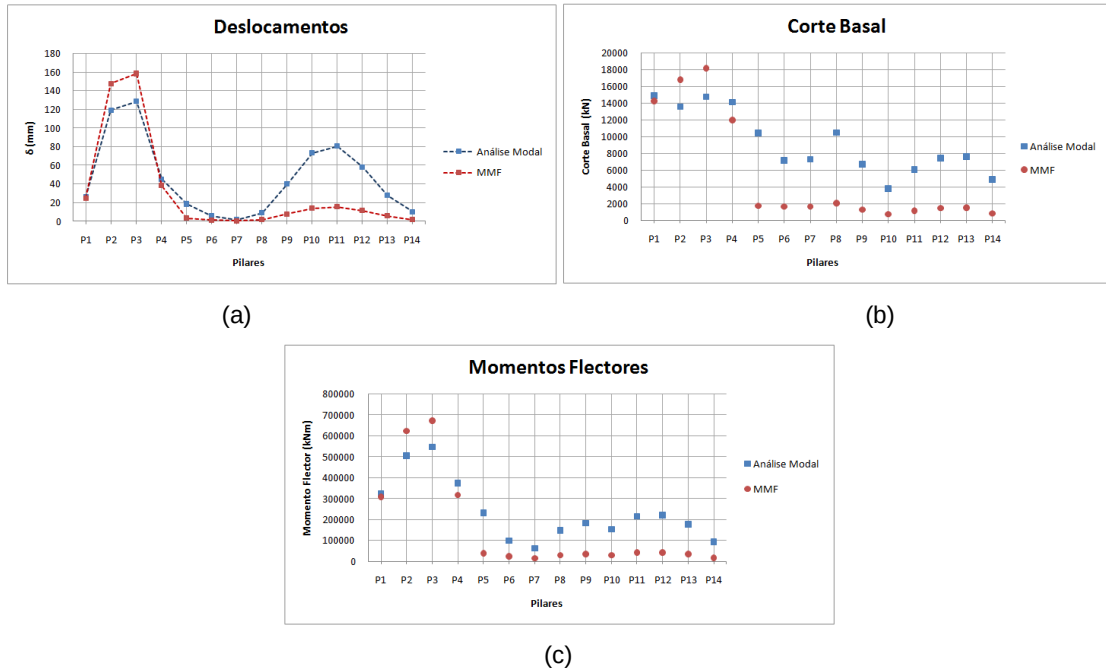


Fig. 6.3 – Resultados de uma análise modal e simplificada para um sismo afastado, com recurso ao espectro de resposta do EC8: (a) Deslocamento máximo no topo dos pilares; (b) e (c) Esforço transverso e momentos flectores, respectivamente, na base dos pilares.

Na Fig. 6.4 encontra-se representada graficamente a evolução do corte basal total da estrutura consoante o número de modos considerados em ambos os tipos de combinação (SRSS e CQC). Foram combinados directamente os valores de corte basal total da estrutura relativos a cada modo, determinados com base no espectro de resposta do EC8.

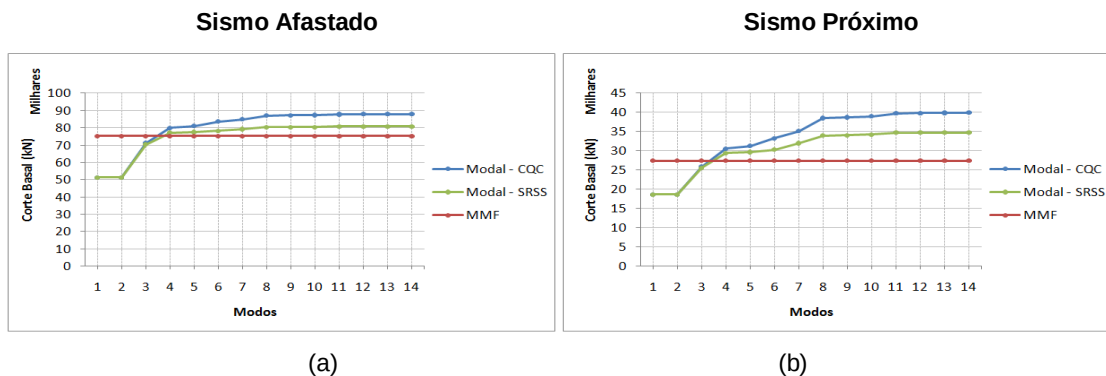


Fig. 6.4 – Corte Basal total da estrutura de acordo com o número de modos utilizados na análise e a metodologia de análise linear utilizada: (a) Sismo Tipo 1 segundo o EC8; (b) Sismo Tipo 2 segundo o EC8.

Verifica-se que a utilização do MMF origina valores superiores em relação à análise modal se apenas forem considerados os três primeiros modos. A consideração dos restantes modos, em especial do 3º e 4º modo, conduz a um aumento considerável do corte basal total, o que traduz a importância associada a estes modos de vibração.

Na Fig. 6.5 são apresentados os valores do corte basal no pilar P7 que corresponde ao pilar crítico da estrutura, devido à sua reduzida altura. É possível verificar então que a inclusão na resposta de modos de vibração superiores aumenta consideravelmente os esforços na base deste pilar. Observa-se ainda um elevado incremento de esforços com a inclusão do 11º modo de vibração na resposta, sendo esse aumento justificado pela sua configuração modal.

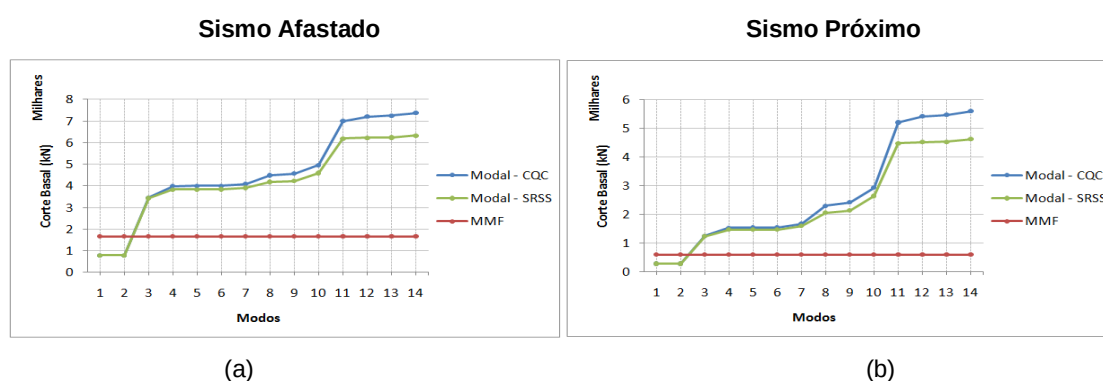


Fig. 6.5 - Corte Basal no pilar P7 de acordo com o número de modos utilizados na análise e a metodologia de análise linear utilizada: (a) Sismo Tipo 1 segundo o EC8; (b) Sismo Tipo 2 segundo o EC8.

É também possível constatar na Fig. 6.4 e Fig. 6.5 as diferenças subjacentes à utilização de métodos diferentes de combinação de respostas. Verifica-se assim que o uso da combinação SRSS conduz a resultados inferiores aos obtidos com recurso à combinação CQC. Isto deve-se à proximidade dos valores das frequências superiores, que origina uma discrepância nos resultados, justificando a utilização de uma combinação CQC em detrimento da combinação SRSS para obtenção da resposta máxima da estrutura.

6.2.2. ANÁLISES NÃO LINEARES

Para a execução deste tipo de análises são respeitadas as prescrições presentes no EC8, nomeadamente a Parte 1 e a Parte 2. A utilização dos espectros regulamentares presentes no RSA é posta de parte neste tipo de análises, pelo que o principal objectivo passa pela comparação dos resultados obtidos com diferentes métodos de análise não linear.

6.2.2.1. Análise Não Linear Estática

No âmbito da realização de uma análise não linear estática é necessário definir inicialmente as curvas “pushover” para vários padrões de forças, associadas a sistemas de 1 GL equivalentes. No Quadro 6.1 e Quadro 6.2 são apresentadas as características dos sistemas equivalentes de 1 GL para uma acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2, segundo o EC8 e de acordo com o referido em 4.3.1.1.

Quadro 6.1 – Características dos sistemas equivalentes de 1 GL considerados para uma acção sísmica Tipo 1.

	Padrão de Forças	F_y^* (kN)	d_m^* (m)	E_m^*	d_y^* (m)	S_e (cm/s ²)	m^* (ton)	Γ
	Constante	41411	0,1088	5323,95	0,0934	318,75	31807,4	1,00
Modos Relevantes	Modo 1	71965	0,1248	2092,95	0,1016	277,94	12244,2	1,13
	Modo 3	28884	0,0535	847,84	0,0484	616,67	4940,3	1,31
	Modo 4	32257	0,0468	726,75	0,0396	616,67	4309,8	0,98
	Modo 5	21458	0,0180	162,61	0,0179	616,67	981,9	0,23
	Modo 6	24255	0,0340	401,41	0,0286	616,67	2392,7	0,65
	Modo 7	47604	0,0219	449,49	0,0212	616,67	2684,3	0,55
	Modo 8	34579	0,0226	371,32	0,0196	616,67	2238,1	0,80
	Modo 9	31158	0,0098	131,02	0,0092	608,50	858,5	0,18
	Modo 10	50015	0,0120	249,58	0,0119	616,67	1555,2	0,42
	Modo 11	33832	0,0123	204,42	0,0100	616,67	1298,8	0,76
	Modo 14	21371	0,0035	42,15	0,0030	450,22	551,4	0,34

Quadro 6.2 - Características dos sistemas equivalentes de 1 GL considerados para uma acção sísmica Tipo 2.

	Padrão de Forças	F_y^* (kN)	d_m^* (m)	E_m^*	d_y^* (m)	S_e (cm/s ²)	m^* (ton)	Γ
	Constante	34610	0,0423	731,58	0,0423	108,82	31807,4	1,00
Modos Relevantes	Modo 1	15537	0,0363	281,62	0,0362	126,90	12244,2	1,13
	Modo 3	11976	0,0190	113,63	0,0190	242,44	4940,3	1,31
	Modo 4	13447	0,0147	99,13	0,0147	312,38	4309,8	0,98
	Modo 5	6830	0,0057	22,05	0,0050	539,04	981,9	0,23
	Modo 6	9889	0,0111	55,03	0,0111	414,70	2392,7	0,65
	Modo 7	16650	0,0074	61,55	0,0073	539,04	2684,3	0,55
	Modo 8	13874	0,0074	51,32	0,0074	539,04	2238,1	0,80
	Modo 10	16370	0,0039	34,77	0,0036	539,04	1555,2	0,42
	Modo 11	15258	0,0038	29,15	0,0037	539,04	1298,8	0,76

As curvas “pushover” obtidas relacionam o corte basal total da estrutura com o deslocamento do nó de controlo, com diferente posição conforme o padrão de forças assumido. O nó de controlo adoptado corresponde ao nó do topo dos pilares com a deformação máxima na configuração correspondente, excepto para o padrão de forças “Constante” em que foi utilizado o nó mais próximo do centro de massa da estrutura.

Na Fig. 6.6 estão representadas as curvas “pushover” relativas a uma distribuição de forças proporcional ao 1º modo da estrutura (“Modo 1”) e a um padrão de forças compatível com uma deformação idêntica em todos os nós da estrutura (“Constante”). Estas são as duas configurações dos vectores de forças propostos pelo EC8, que recomenda a sua utilização para estruturas regulares cuja resposta é essencialmente dominada pelo primeiro modo de vibração.

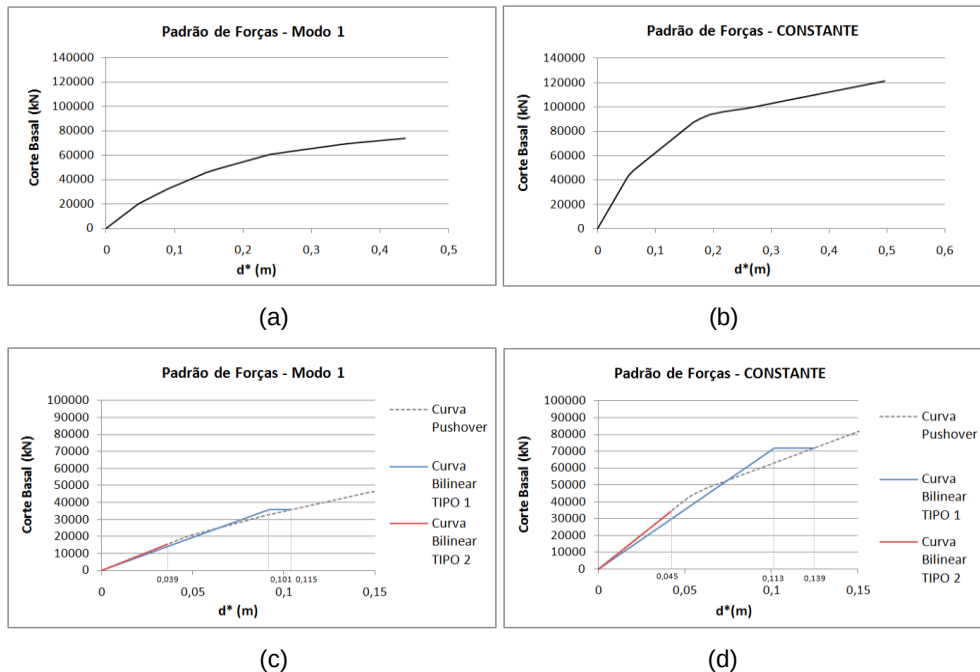


Fig. 6.6 – Representação das curvas “pushover” e idealizações bilineares correspondentes aos dois tipos de acção sísmica considerados: (a) e (c) Distribuição de forças proporcional ao 1º modo de vibração; (b) e (d) Padrão de forças associado a uma configuração de deformada constante.

Pela análise da figura é possível constatar um certo grau de perda de rigidez para uma acção sísmica Tipo 1, para os dois padrões de força. No entanto é notório que para uma acção sísmica Tipo 2 não há perda de rigidez alguma, devido à inexistência de um patamar plástico na lei bilinear. Todavia, apesar da diferença entre os valores de d_t^* e d_y^* , os pilares da estrutura, para ambos os tipos de acção sísmica assumidos em projecto, não atingem a cedência, como será observado posteriormente.

Na Fig. 6.7 estão representados os espectros no formato ADRS, que relacionam a aceleração e o deslocamento espectral para cada tipo de acção sísmica. São apresentadas também as leis bilineares idealizadas que resultam de um processo iterativo, através do qual se pretende uma correspondência de áreas com a curva “pushover” real.

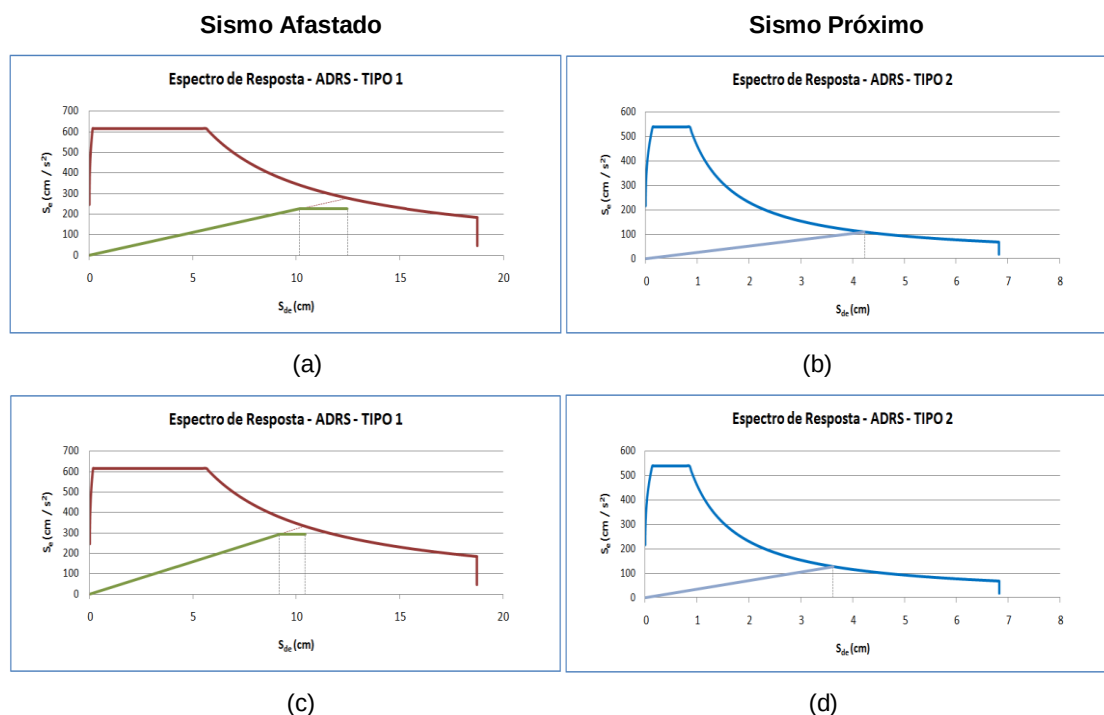


Fig. 6.7 – Espectros de resposta no formato ADRS para os dois tipos de acção sísmica, segundo o EC8: (a) e (b) Padrão de forças “Constante”; (c) e (d) Distribuição de forças “Modo 1”.

Na Fig. 6.8 são apresentados os resultados das análises “pushover” realizadas. É possível verificar, pela análise dos resultados, que da utilização do padrão de forças “Modo 1” resultam deslocamentos e esforços muito reduzidos para os pilares P5 a P14. No entanto, a utilização de um padrão de forças “Constante” permite obter deslocamentos e esforços superiores nessa zona da estrutura. Dos padrões de força sugeridos pelo regulamento este último permite obter melhores resultados neste caso porque está associado a um aumento da resposta dos últimos pilares da estrutura, compatível com a consideração de outros modos de vibração.

No entanto, nenhum dos padrões de força propostos pelo regulamento inclui integralmente a participação de outros modos de vibração relevantes na resposta, sendo para isso utilizado um processo de combinação das respostas dos vários sistemas equivalentes de 1 GL relativos a esses modos (MPA). Por conseguinte é notória a diferença entre os resultados obtidos através de uma análise MPA e os que advêm das metodologias propostas pelo EC8 (“Modo 1” e “Constante”).

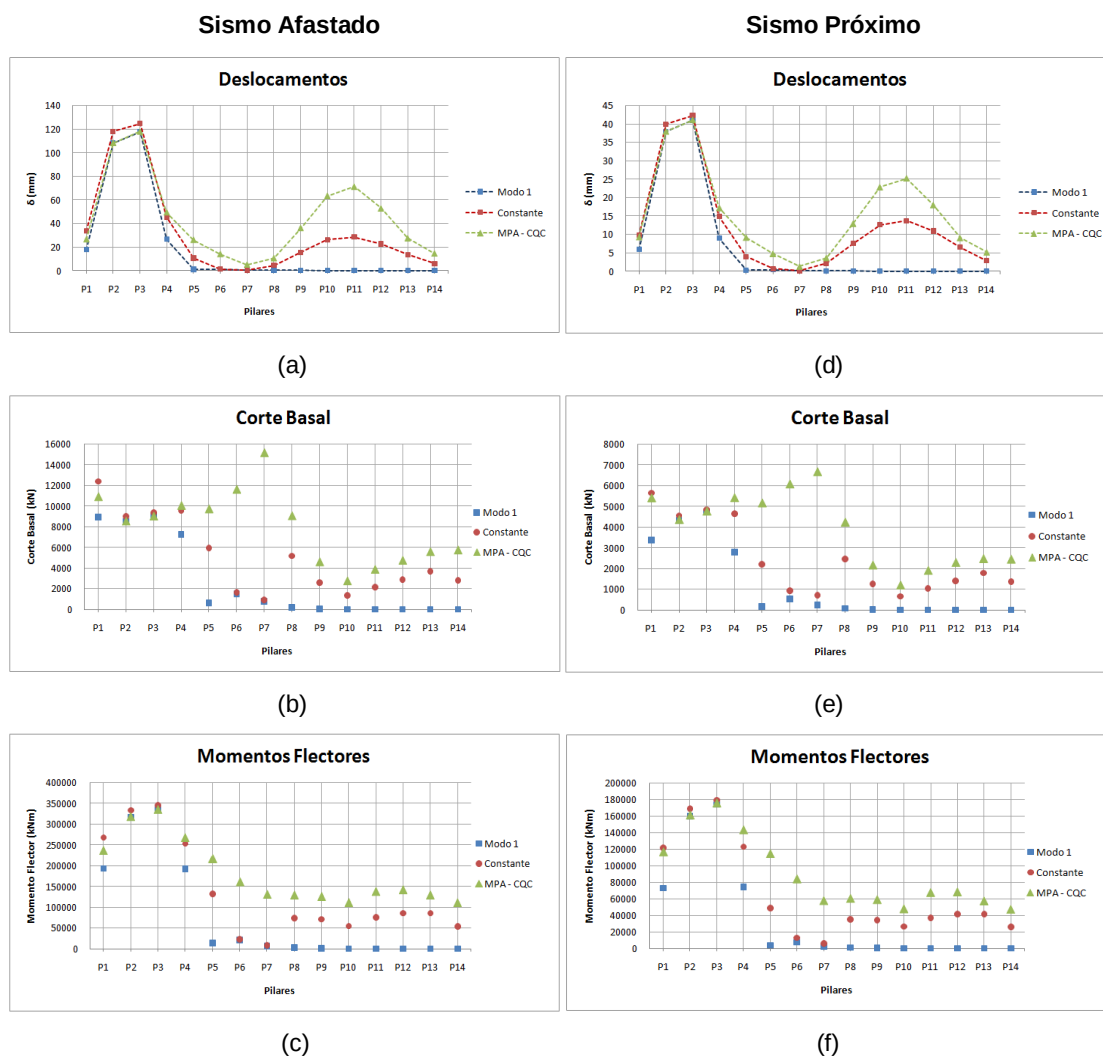


Fig. 6.8 - Resultados de análises não lineares estáticas: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d), (e) e (f) Resultados para um sismo próximo.

De notar que o processo de combinação apenas incide sobre os deslocamentos do topo dos pilares, sendo os esforços calculados com base no deslocamento máximo obtido para cada nó. Deste modo é evitada a incoerência associada a uma combinação de esforços elásticos e não elásticos que gera resultados não compatíveis com os deslocamentos resultantes do processo de combinação. Sendo assim, e visto que são conhecidos os deslocamentos no topo dos pilares e momentos na base para as várias fases definidas nas leis trilineares, a curvatura e o momento podem ser obtidos directamente a partir dos valores de deslocamentos que resultam do processo de combinação. Por conseguinte o valor de corte basal resulta directamente do momento flector resultante, bastando para isso a divisão deste valor pela altura do pilar em questão.

É possível constatar também que as diferenças ligeiras nos deslocamentos do topo dos pilares com altura mais reduzida (pilares P6 a P8) que resultam do uso de diferentes metodologias, geram discrepâncias consideráveis nos valores dos esforços obtidos, à semelhança do que sucede para as análises lineares. Nos pilares P1 a P4 não existem diferenças notáveis na utilização de métodos

diferentes. Contudo, a influência de modos de vibração superiores na resposta da estrutura leva a grandes diferenças nos deslocamentos dos pilares P9 a P14.

Nesta fase do estudo é notória a importância dos modos de vibração superiores na análise sísmica da estrutura. É ainda perceptível que a utilização de um padrão de forças proporcional às massas nodais (“Constante”) apresenta uma maior compatibilidade com a resposta que resulta da combinação modal (MPA) do que a que se obtém de um padrão de forças proporcional à configuração do 1º modo de vibração (“Modo 1”).

6.2.2.2. Análise Temporal Não Linear

Finalmente são apresentados os resultados que advêm de uma análise dinâmica não linear. Para isso, com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000, é calculada a resposta da ponte para os dois tipos de acção sísmica previstos em projecto. Especial atenção é dada ao comportamento hysterético das regiões onde se admite um comportamento não linear devido à presença de rótulas plásticas. É apresentada na Fig. 6.9 a evolução no tempo da resposta do pilar P7, que corresponde ao pilar crítico, para uma acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2.

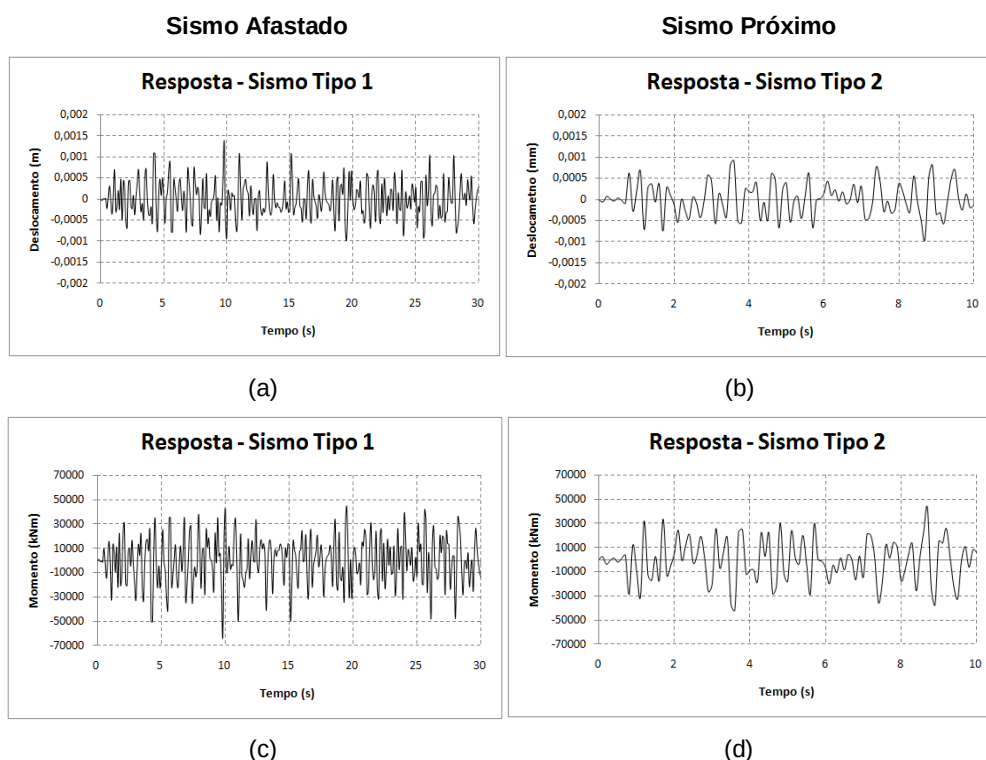


Fig. 6.9 – Representação da resposta do pilar P7 (Sismo 1): (a) e (b) Deslocamentos no topo do pilar para a acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respectivamente; (c) e (d) Momentos na rótula plástica.

O comportamento não linear da rótula plástica é demonstrado através da Fig. 6.10, que representa a curva momento-curvatura do pilar P3. Este pilar é, devido às suas características de resistência e à resposta apresentada, aquele que desenvolve maior rotação plástica. Contudo, apesar da perda de rigidez inerente ao processo de fendilhação, que caracteriza o comportamento até à cedência, é possível verificar que não é atingido o patamar de cedência para a acção sísmica condicionante. No

entanto, existe dissipação de energia devido à formação da rótula plástica, traduzida pela área do diagrama. Para a acção sísmica Tipo 2 é possível constatar que a dissipação de energia é praticamente nula.

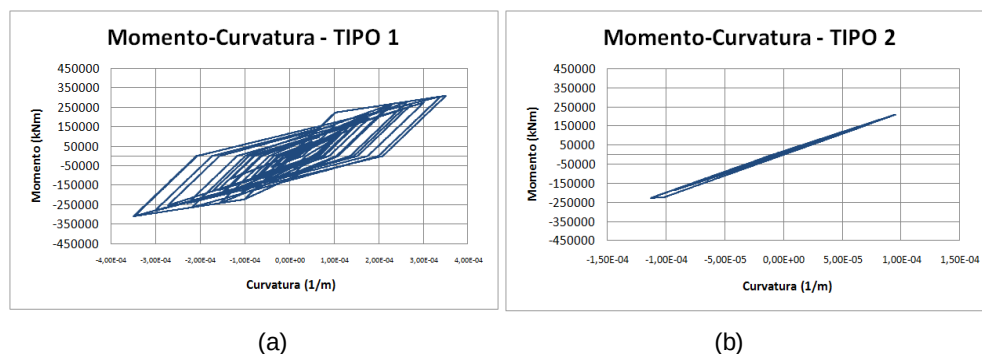


Fig. 6.10 - Diagrama momento-curvatura do pilar P3: (a) Sismo afastado (Sismo 1); (b) Sismo próximo (Sismo 1).

Para a determinação dos deslocamentos no topo dos pilares e esforços na base foram considerados os valores máximos das respostas dos três acelerogramas gerados artificialmente. Na Fig. 6.11 são apresentados os resultados das análises não lineares efectuadas, possibilitando a comparação das respostas.

É possível então constatar que, para um sismo afastado, a resposta máxima obtida do *Time-History* apresenta muitas semelhanças à resposta que resulta da utilização do método de combinação MPA. As maiores disparidades no valor dos esforços surgem para os pilares mais curtos (pilar P6 e pilar P7), devido a diferenças ligeiras no valor dos deslocamentos no topo dos pilares. Constata-se deste modo que da utilização do método MPA advêm maiores esforços para esses pilares, o que pode ser justificado pela alteração dos padrões de força ao longo do processo de cedência sequencial dos pilares.

Para um sismo próximo verificam-se diferenças maiores entre as respostas máximas. Logo à partida é possível verificar que a utilização de uma análise *Time-History* conduz a uma resposta maior para praticamente todos os pilares, com excepção dos pilares P7 e P14, em que a resposta máxima obtida através do método MPA é superior. Isto é justificado pelo grau de dissipação de energia associado a esta acção sísmica. Como se verifica através da Fig. 6.10, existe uma dissipação de energia considerável para uma acção sísmica afastada, que aproxima a resposta obtida do *Time-History* e a resposta da análise MPA. No entanto, para a acção sísmica Tipo 2 o grau de histerese é muito reduzido, resultando num menor amortecimento e por conseguinte, numa resposta máxima superior.

No entanto é possível verificar que o método de análise estática não linear que conduz a uma resposta máxima mais parecida com a obtida pelo *Time-History* é o método de combinação MPA. Consequentemente, a utilização desta metodologia no âmbito de uma análise não linear estática parece ser mais adequada quando a resposta estrutural é consideravelmente influenciada por modos de vibração superiores.

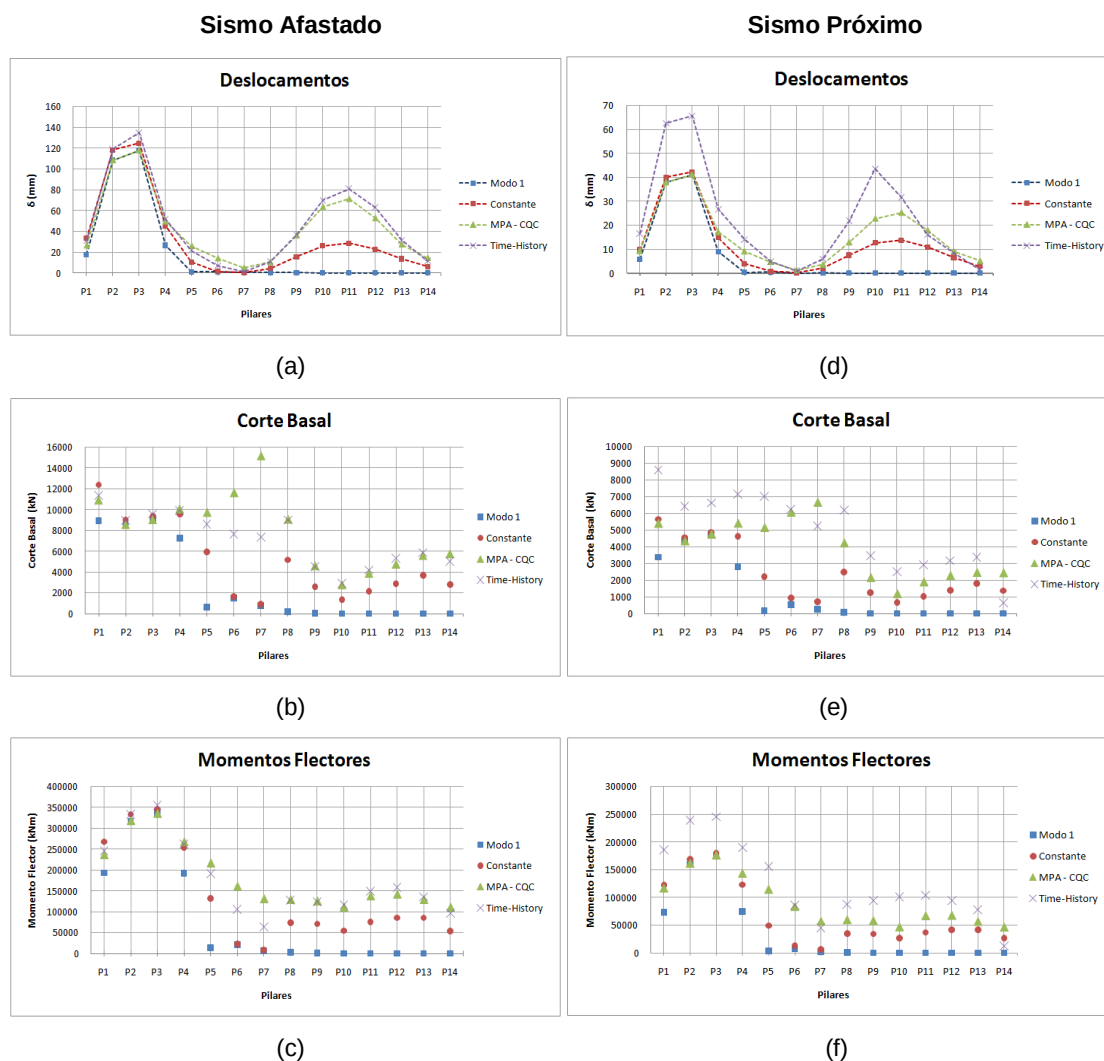


Fig. 6.11 - Resultados de análises não lineares: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transverso e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d), (e) e (f) Resultados para um sismo próximo.

6.2.3. ANÁLISE COM ACÇÃO SÍSMICA ESCALADA

Para a acção sísmica de projecto verifica-se que não é explorada a fase de cedência dos pilares e consequentemente, a capacidade de rotação das rótulas plásticas na fase pós-cedência. O estudo que se segue implica a multiplicação do espectro de resposta regulamentar relativo à acção sísmica Tipo 1 por um factor de valor 4. Foi admitido este valor de modo a garantir que para as análise “pushover” MPA os pilares se encontram todos na fase de cedência e que o coeficiente de ductilidade do pilar onde é mais explorada a fase de cedência (pilar P7) está relativamente próximo da ductilidade máxima admissível segundo o EC8. Deste modo é possível identificar as diferenças que surgem nos resultados dos vários métodos utilizados, quando o nível de ductilidade explorado é elevado.

No Quadro 6.3 é possível verificar os coeficientes de ductilidade dos vários pilares, relativos a esta nova acção sísmica escalada, para as várias abordagens utilizadas no âmbito de uma análise não linear. São focados os valores de ductilidade explorada para o método MPA (combinação CQC), verificando-se que, para este nível de acção sísmica, o coeficiente de ductilidade máximo tem o valor de 5,7 e está

associado ao pilar P7. O valor mínimo corresponde ao pilar P10 e tem o valor de 1,5. Contudo, os valores de ductilidade explorada para o *Time-History* são bastante menores do que os que resultam dos métodos de combinação modal “pushover”, o que está subjacente a uma resposta máxima consideravelmente menor, justificada pelo amortecimento da estrutura devido ao seu comportamento histerético.

Quadro 6.3 – Ductilidade explorada (deslocamentos e rotações) para diferentes tipos de análise não linear e capacidade máxima de rotação das rótulas plásticas segundo o EC8.

Tipo de análise		μ_e													
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
Pushover	Constante	5,7	4,3	4,2	3,9	1,8	1,0*	1,0	1,0*	1,0*	1,0*	1,0*	1,0*	1,0*	1,0*
	Modo 1	3,9	3,6	3,6	2,4	1,0*	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	MPA - CQC	4,4	3,6	3,6	3,6	2,9	3,4	5,4	2,6	2,0	1,5	2,2	2,5	2,7	1,9
	MPA - SRSS	4,4	3,6	3,6	3,6	2,9	3,5	5,7	2,7	2,0	1,5	2,2	2,6	2,7	1,9
<i>Time-History</i>		2,2	2,2	2,5	2,0	1,4	1,1	1,0*	1,3	1,3	1,1	1,6	1,8	1,8	1,1
EC8 - Máxima		8,7	8,0	8,0	8,6	9,2	7,1	6,9	7,2	7,6	7,5	7,6	7,6	7,7	7,7

(*) Fase Fendilhação - 2º tramo da lei trilinear, correspondente a uma secção fendilhada, mas sem ter sido atingida a cedência.

Na Fig. 6.12 está representado o diagrama momento-curvatura do pilar P3, para o sismo escalado. É possível constatar que é explorada a fase de cedência, devido à existência do patamar correspondente.

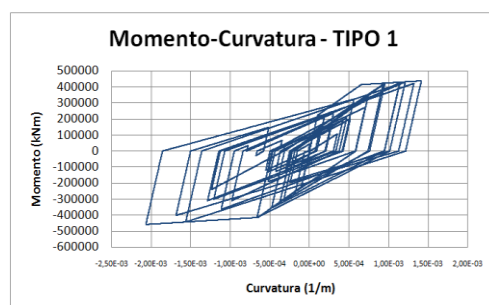


Fig. 6.12 - Diagrama momento-curvatura do pilar P3 (Sismo 1) para um sismo afastado escalado (x4).

São apresentados na Fig. 6.13 os resultados das várias metodologias de análise não linear utilizadas para um sismo afastado escalado. Verifica-se que existem grandes discrepâncias nos deslocamentos obtidos com recurso a uma análise MPA e uma análise temporal não linear (*Time-History*). No entanto, visto que a fase de cedência é explorada em praticamente todos os pilares da estrutura, com exceção dos pilares P6 e P7 na análise *Time-History*, não existem grandes diferenças ao nível dos esforços obtidos.

Devido ao facto de não ser atingido o patamar de cedência na análise *Time-History* nos pilares P6 e P7, verifica-se que os esforços obtidos através deste método de análise, para a acção sísmica escalada, são consideravelmente inferiores aos que resultam da análise MPA.

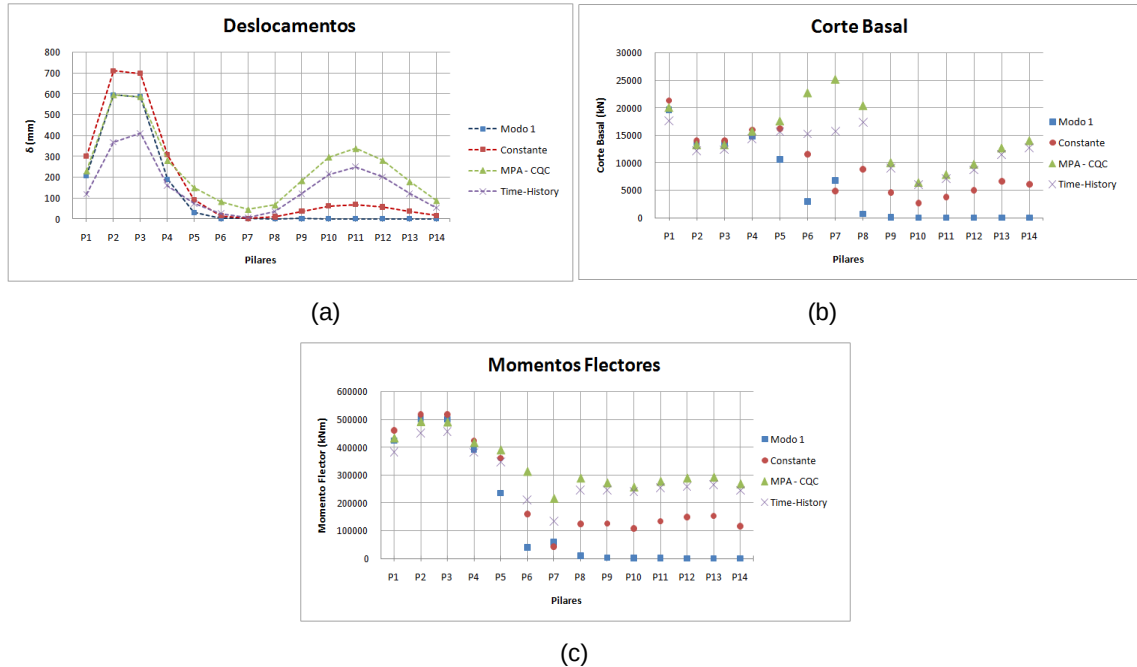


Fig. 6.13 - Resultados de análises não lineares para uma acção sísmica 4 vezes superior e um sismo afastado: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transverso e momento flector na base dos pilares, respectivamente.

As discrepâncias no valor dos deslocamentos obtidos devem-se sobretudo ao amortecimento que resulta do comportamento histerético dos elementos dúcteis. Procura-se então igualar a resposta obtida com recurso aos métodos de análise estática através do aumento do amortecimento viscoso. Na Fig. 6.14 e Fig. 6.15 são apresentadas as respostas para um amortecimento viscoso, ξ , de 10% e 15%, respectivamente. Constata-se que, da consideração de um amortecimento viscoso próximo de 15%, há concordância nas respostas obtidas com a análise *Time-History* e MPA.

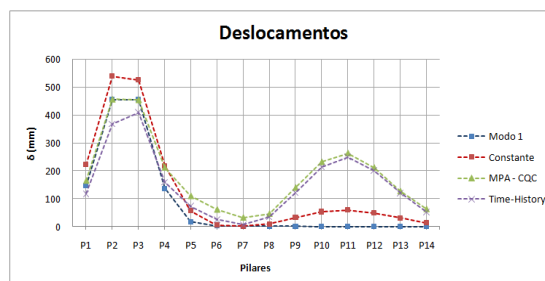


Fig. 6.14 - Alteração da resposta obtida com os métodos "pushover" devido à utilização de um amortecimento viscoso de 10%.

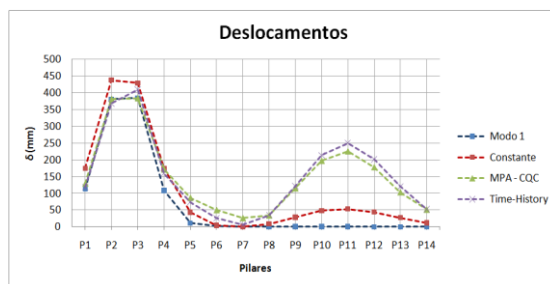


Fig. 6.15 - Alteração da resposta obtida com os métodos “pushover” devido à utilização de um amortecimento viscoso de 15%.

É possível então, através deste estudo verificar que, quando o nível de ductilidade explorada aumenta, surgem discrepâncias entre a resposta máxima obtida com recurso a uma análise MPA e a que advém de uma análise temporal não linear. O eventual aumento do amortecimento viscoso que define o espectro de resposta utilizado na metodologia “pushover” traduz-se numa aproximação das respostas, simulando o amortecimento que resulta do comportamento histerético das rótulas plásticas.

6.2.4. HIPÓTESES DE CÁLCULO: ANÁLISE LINEAR

Nesta fase do estudo foram realizadas análises dinâmicas lineares considerando-se diferentes módulos de elasticidade do material que constitui os pilares. Estas alterações na rigidez estrutural permitem considerar a perda de rigidez que caracteriza o comportamento desses elementos até à cedência. No entanto, essa modificação pode ser feita de modo a haver coerência entre uma análise dinâmica linear e uma análise estática não linear no que diz respeito a rotações de corda (*chord rotation*) e deslocamentos (Abordagem 2) ou curvaturas na base dos pilares (Abordagem 3). É incluída também a abordagem inicial (Abordagem 1) em que é utilizado um módulo de elasticidade de 34 GPa, característico de uma secção não fendilhada.

Na Fig. 6.16 são então apresentados os resultados das diferentes abordagens para a acção sísmica Tipo 1 (acção sísmica condicionante) do EC8. É possível constatar, pela análise da Fig. 6.16 (c), que para as análises não lineares representadas, não é atingido o nível de cedência em nenhum pilar. Verifica-se ainda que existe uma aproximação significativa dos valores de esforços das análises não lineares com os valores obtidos através da abordagem 3, o que é previsível, porque se pretende a correspondência dos valores de curvaturas, o que conduz a uma proximidade no valor dos esforços.

O uso da abordagem 2 permite obter resultados superiores, tanto ao nível dos deslocamentos, como ao nível dos esforços. Devido ao facto de não ser atingido o ponto de cedência em nenhum pilar, no caso desta acção sísmica, os valores de deslocamentos máximos no topo dos pilares para esta abordagem tendem a ser superiores aos valores obtidos com recurso a uma análise MPA ou *Time-History*.

A utilização de uma abordagem 1, que tem base no uso de um módulo de elasticidade de 34 GPa, mostra-se desadequada porque, apesar de garantir uma deformada satisfatória, tende a fornecer esforços superiores. Contudo é possível constatar que para o pilar P6 e P7 os esforços obtidos são muito similares para as três abordagens estando também muito próximos dos valores que resultam da análise *Time-History*.

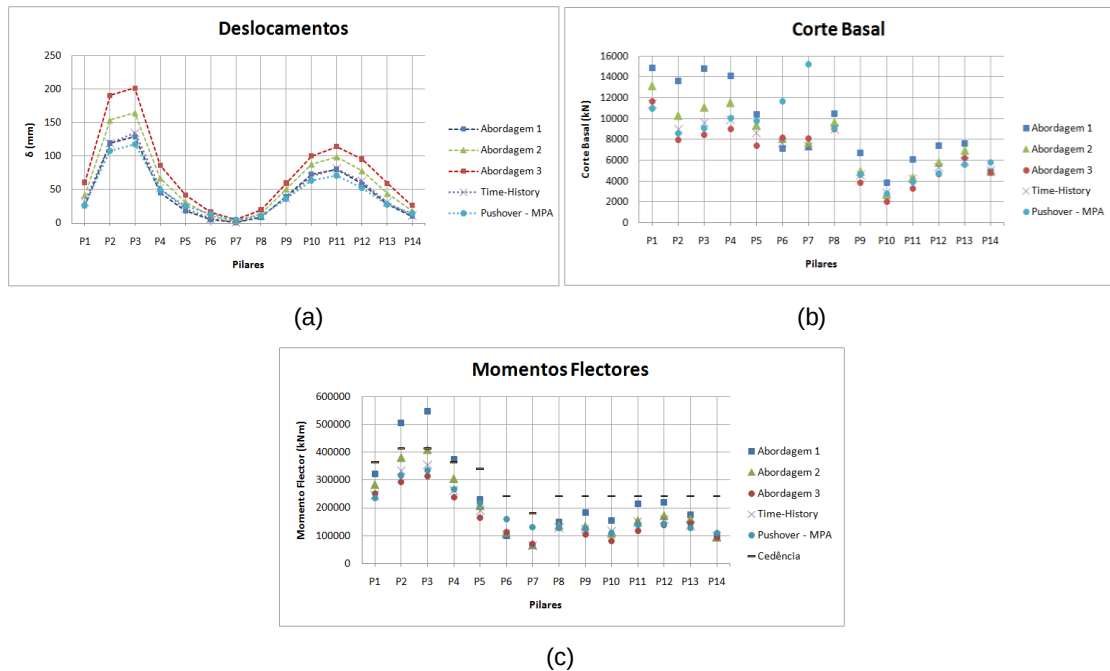


Fig. 6.16 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=1,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo afastado: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transverso e momento flector na base dos pilares, respectivamente.

De acordo com o EC8, devido à irregularidade estrutural subjacente à relação entre o momento resistente, M_{Rd} , e o momento actuante, M_{Ed} , e à reduzida altura de alguns pilares, o coeficiente de comportamento sujeito a redução, q_r , resulta num valor próximo da unidade. Apesar disso são apresentados na Fig. 6.17 os valores de esforços obtidos para um coeficiente de comportamento $q=2,0$. Verifica-se deste modo que a utilização de um coeficiente global conduz a valores de esforços consideravelmente inferiores aos que resultam das análises não lineares, pese embora a relação directa entre estes últimos e as características das secções dos pilares.

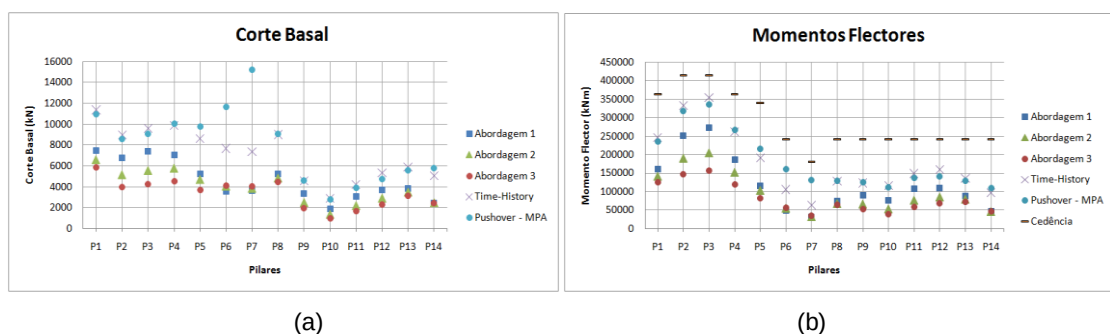


Fig. 6.17 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=2,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo afastado: (a) e (b) Esforço transverso e momento flector na base dos pilares, respectivamente.

Segue-se um estudo semelhante, mas considerando a acção sísmica escalada, tal como sucede em 6.2.3. Através desta análise propõe-se a avaliação das diferenças entre as várias abordagens para um

comportamento pós-cedência dos pilares da estrutura. É então possível verificar, através da Fig. 6.18, que o uso de uma abordagem 2 permite uma aproximação entre a resposta obtida através do método MPA e de uma análise modal linear, ao nível dos deslocamentos no topo dos pilares. Contudo, no que diz respeito aos esforços na base dos pilares, a utilização de um coeficiente de comportamento unitário é completamente inadequada, visto estar associada a esforços elásticos.

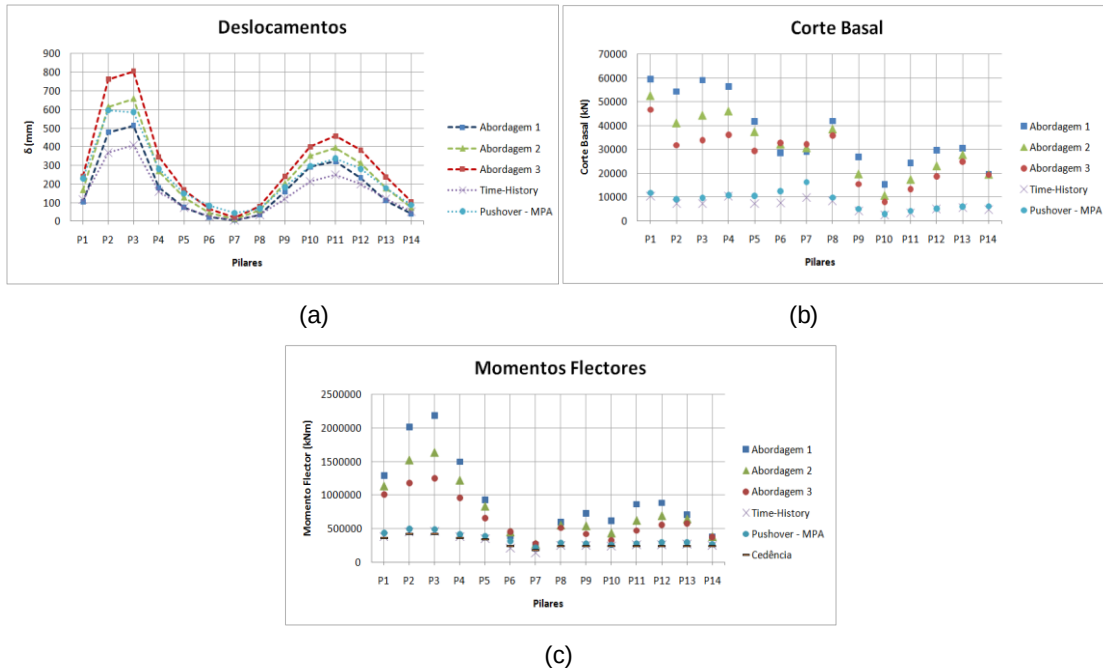


Fig. 6.18 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=1,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo afastado escalado ($\times 4$): (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transverso e momento flector na base dos pilares, respectivamente.

Na Fig. 6.19 são apresentados os valores de esforços para um coeficiente de comportamento $q=2,0$. Verifica-se que a diminuição de esforços aproxima os valores relativos aos pilares críticos (pilar P6 e P7), resultantes de uma análise modal e MPA, sobretudo para a abordagem 3.

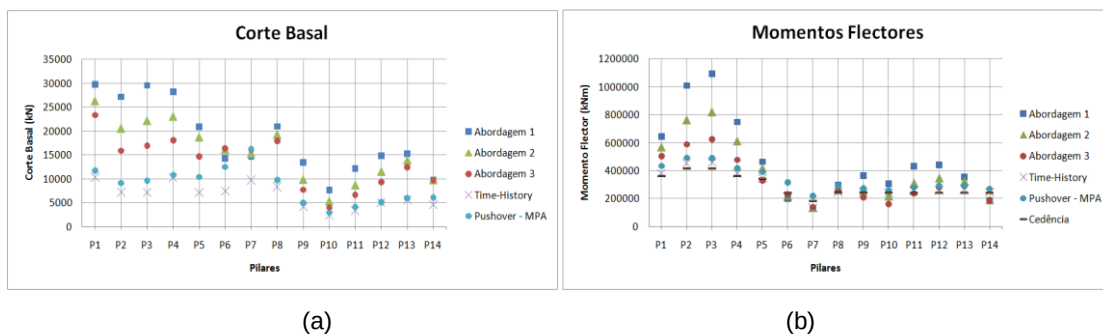


Fig. 6.19 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=2,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo afastado escalado ($\times 4$): (a) e (b) Esforço transverso e momento flector na base dos pilares, respectivamente.

6.3. PONTE SOBRE O RIO LOUREDO

6.3.1. ANÁLISES LINEARES

Tal como em 6.2.1 os resultados apresentados deste tipo de análise sísmica advêm da consideração de um comportamento elástico, sendo utilizado igualmente o módulo de elasticidade característico de uma secção não fendilhada.

Como é possível constatar posteriormente, para os dois tipos de acção sísmica de projecto, não é explorada a fase de cedência em nenhum pilar da estrutura pelo que, no âmbito da comparação dos resultados de métodos lineares e não lineares de análise, é válida a suposição de um coeficiente de comportamento unitário.

6.3.1.1. Análises Simplificadas

A utilização de metodologias simplificadas para o cálculo dos seus esforços é também à partida posta de parte por prescrições regulamentares, devido à localização do centro de rigidez da estrutura e do centro de massa do tabuleiro da ponte. No entanto, tendo em vista a comparação das várias metodologias de cálculo são apresentados os valores que resultam destas análises, sendo também possível avaliar a validade da sua utilização no âmbito de um pré-dimensionamento estrutural.

Através da análise da Fig. 6.20 é possível verificar que, para um sismo afastado, o RSA conduz à obtenção de uma resposta superior. Para uma acção sísmica próxima a similaridade dos valores de aceleração espectral para a frequência de Rayleigh traduz-se em respostas praticamente idênticas quando é utilizado o MMF com base nos espectros dos dois regulamentos.

A utilização do coeficiente sísmico β , de acordo com o previsto no RSA, conduz a uma resposta superior para os dois tipos de acção sísmica. É possível ainda verificar que o pilar P3 está sujeito a esforços semelhantes aos absorvidos pelo pilar P1 e P2, embora possua um deslocamento consideravelmente menor. Isto deve-se ao facto de se tratar do pilar de menor altura, sendo deste modo mais sensível a variações de deslocamento do que os outros pilares.

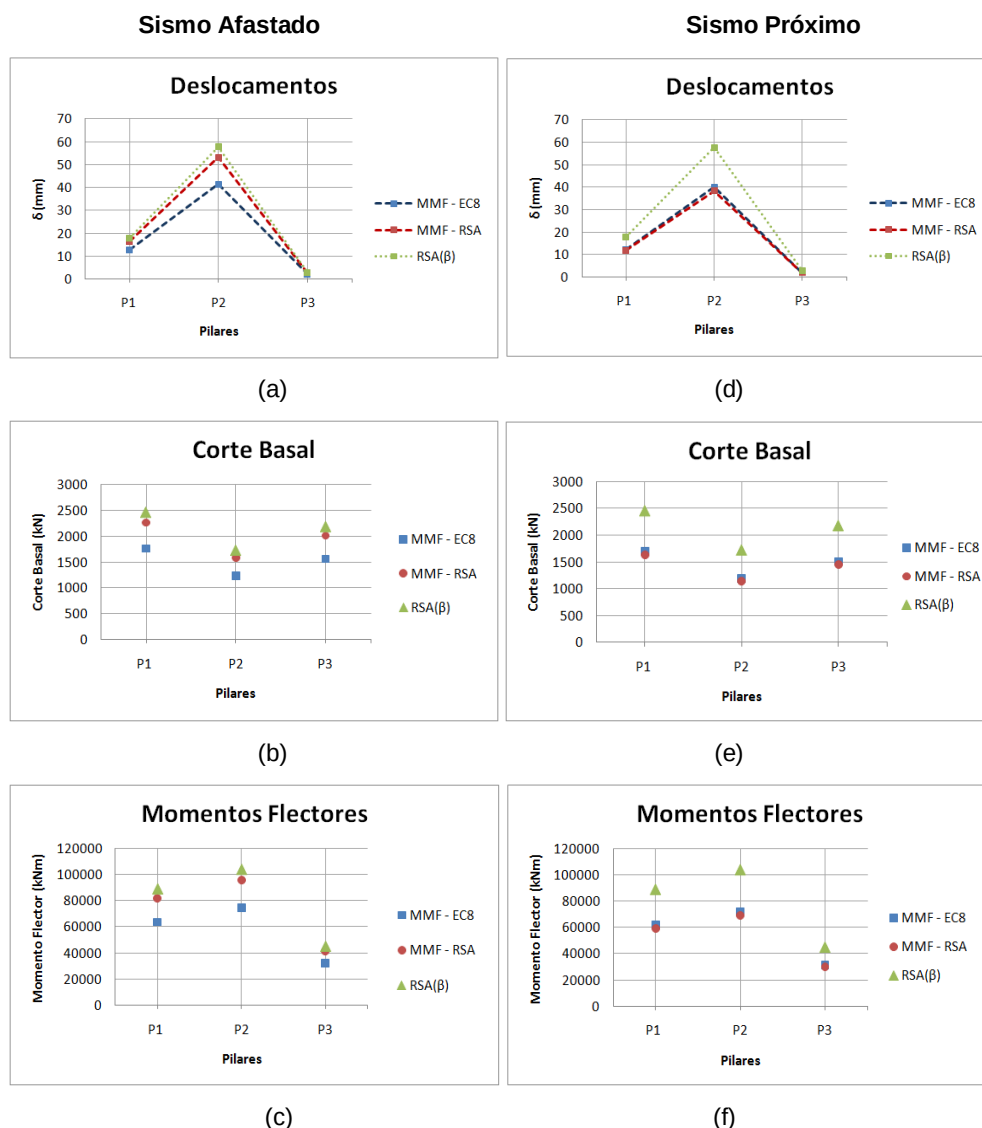


Fig. 6.20 – Resultados de análises lineares simplificadas com recurso ao EC8 e RSA: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transverso e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d),(e) e (f) Resultados para um sismo próximo.

6.3.1.2. Análise Dinâmica Linear

Os valores obtidos e apresentados na Fig. 6.21 resultam de uma combinação CQC da resposta dos três modos de vibração. É possível verificar que a consideração dos restantes modos de vibração na resposta aproxima os valores de esforços nos vários pilares, para uma acção sísmica afastada. Constata-se também que o RSA está associado a deslocamentos maiores no topo dos pilares P1 e P2, apesar da resposta do pilar P3 ser praticamente idêntica à obtida com recurso ao espectro do EC8.

Para uma acção sísmica próxima verifica-se que a resposta obtida com recurso aos espectros dos dois regulamentos é praticamente idêntica, embora ligeiramente superior se for utilizado o espectro regulamentar do EC8. No entanto, essa diferença é muito pouco significativa, devendo-se a semelhança à compatibilidade entre os espectros regulamentares do RSA e EC8.

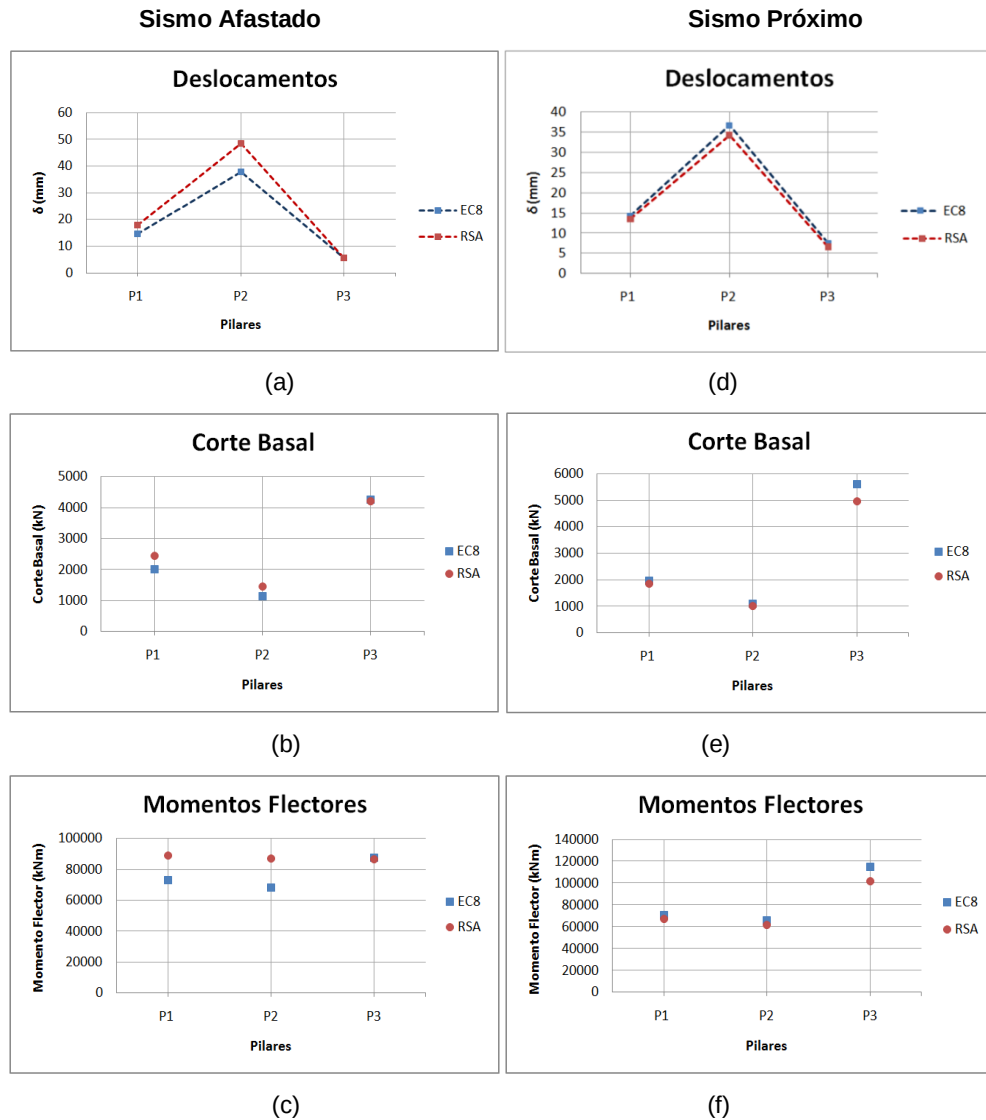


Fig. 6.21 - Resultados de análises dinâmicas lineares com recurso ao EC8 e RSA: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d),(e) e (f) Resultados para um sismo próximo.

Na Fig. 6.22 são apresentados os resultados do MMF e da análise modal para uma acção sísmica afastada, sendo utilizado o espectro do EC8. O facto de a frequência de Rayleigh estar ligada a uma frequência maior, quando comparada com a frequência do primeiro modo da estrutura, induz um maior deslocamento no pilar P2, porque o seu cálculo resulta da utilização de um valor de aceleração espectral superior. No entanto, é possível verificar que os deslocamentos no topo dos pilares P1 e P3 são maiores para uma análise modal, resultando isto da importância e configuração dos outros dois modos de vibração da estrutura.

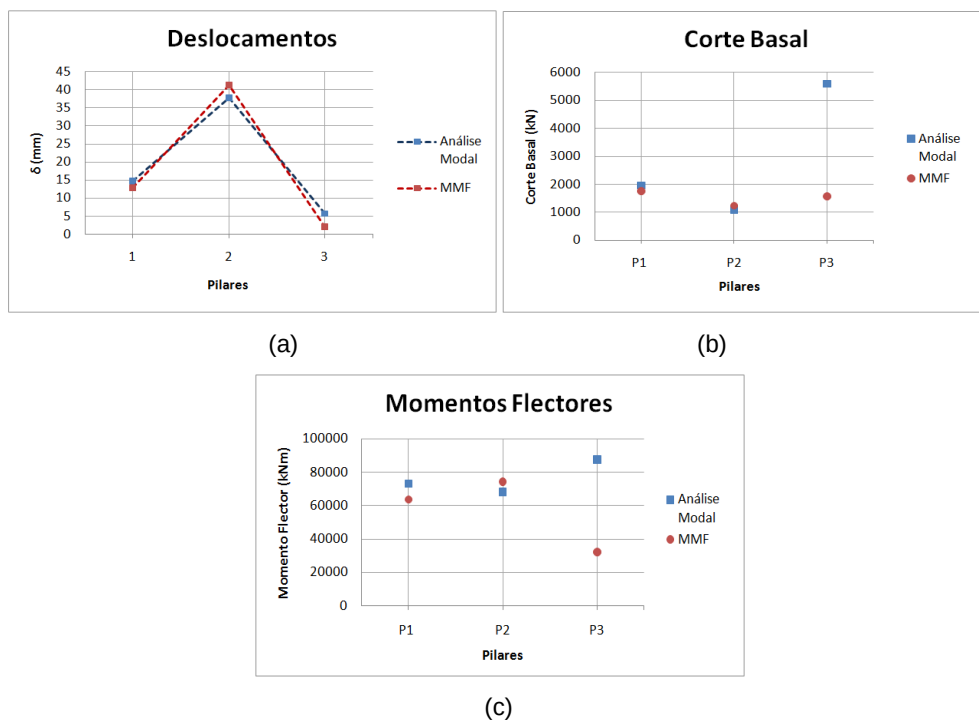


Fig. 6.22 – Resultados de uma análise modal e simplificada para um sismo afastado, com recurso ao espectro de resposta do EC8: (a) Deslocamento máximo no topo dos pilares; (b) e (c) Esforço transversal e momentos flectores, respectivamente, na base dos pilares.

Constata-se também que a diferença no deslocamento do topo do pilar P3 para os dois tipos de análise conduz a diferenças consideráveis no esforço transversal e momento flector desse pilar. Isto está subjacente à sua reduzida dimensão em altura, que torna este elemento sensível a ligeiras alterações no deslocamento do topo do pilar. Apesar desta diferença mais notória é visível a proximidade de resultados para os restantes pilares.

Na Fig. 6.23 é apresentada a evolução do corte basal total devido à consideração gradual dos vários modos na combinação CQC do corte basal. No âmbito deste estudo são apresentados também os valores que resultam de uma combinação SRSS. É possível verificar que a utilização do MMF conduz a um valor de corte basal total maior, se apenas os dois primeiros modos forem considerados na resposta combinada. Isto sucede para os dois tipos de acção sísmica. No entanto, a consideração do terceiro modo de vibração conduz a um incremento considerável do valor de corte basal total, sendo perceptível que esse aumento é sensivelmente maior para um sismo próximo. Isso deve-se sobretudo à relação entre as acelerações espectrais relativas às várias frequências, pelo que para um sismo próximo o valor de aceleração espectral para a frequência do 3º modo, juntamente com a sua importância, conduz ao aumento observado.

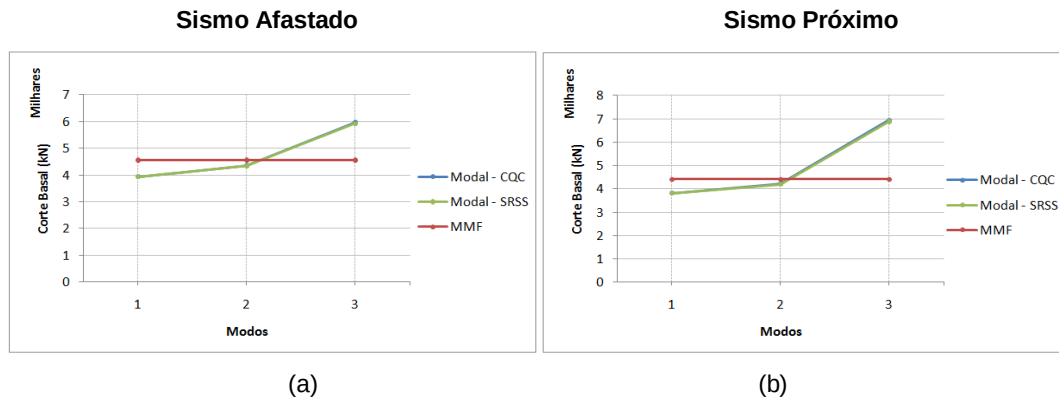


Fig. 6.23 – Corte Basal total da estrutura de acordo com o número de modos utilizados na análise e a metodologia de análise linear utilizada: (a) Sismo Tipo 1 segundo o EC8; (b) Sismo Tipo 2 segundo o EC8.

Na Fig. 6.24 são apresentados os valores do corte basal no pilar P3, para os dois tipos de acção sísmica, visto tratar-se do pilar mais sensível a variações de resposta. É possível constatar que a configuração do segundo modo não afecta a resposta deste pilar e que o valor de corte basal obtido através do MMF se mantém ligeiramente superior, se apenas dois modos forem considerados na combinação de esforços. No entanto, a inclusão do 3º modo de vibração no processo de combinação modal origina um incremento considerável no corte basal do pilar P3. Isto deve-se sobretudo à configuração do 3º modo de vibração que provoca um aumento do deslocamento neste pilar, e ao valor de aceleração espectral de projecto utilizado na análise.

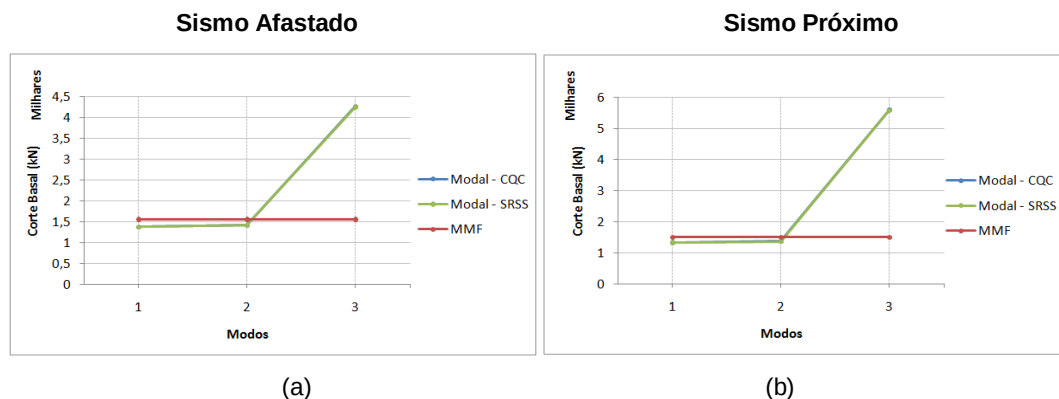


Fig. 6.24 - Corte Basal no pilar P3 de acordo com o número de modos utilizados na análise e a metodologia de análise linear utilizada: (a) Sismo Tipo 1 segundo o EC8; (b) Sismo Tipo 2 segundo o EC8.

É ainda possível, tal como foi feito em 6.2.1.1, comparar os resultados que advêm da utilização de duas metodologias de combinação de resposta. Os resultados obtidos permitem validar a utilização do método de combinação de resposta mais simples, a combinação SRSS. Isto é justificado pelo facto de a separação das frequências fundamentais da estrutura ser suficiente para que os resultados que advêm da utilização de dois tipos de combinação, SRSS e CQC, se sobreponham.

6.3.2. ANÁLISES NÃO LINEARES

Os resultados das análises não lineares efectuadas são apresentados de seguida. Tal como em 6.2.2.1, são utilizadas as prescrições regulamentares presentes no EC8. No âmbito de uma comparação metodológica são avaliadas as diferenças que resultam da utilização de diferentes métodos de análise não linear, e, numa fase posterior, os contrastes que advêm do uso de análises lineares afectadas por um coeficiente global de redução de forças.

6.3.2.1. Análise Não Linear Estática

No Quadro 6.4 e Quadro 6.5 são apresentadas as características referentes aos vários sistemas de 1 GL equivalente, que resultam do cálculo de várias curvas “pushover” com recurso a diferentes padrões de força. No âmbito de uma combinação dos esforços calculados para os sistemas de 1 GL modais, são apresentadas as características dos sistemas associados ao 2º e 3º modos de vibração.

Quadro 6.4 – Características dos sistemas equivalentes de 1 GL considerados para uma acção sísmica Tipo 1.

Modos Relevantes	Padrão de Forças	F_y^* (kN)	d_m^* (m)	E_m^*	d_y^* (m)	S_e (cm/s ²)	m^* (ton)	Γ
	Constante	4310	0,0348	82,88	0,0311	36,58	13173,5	1,00
	Modo 1	2723	0,0291	39,42	0,0274	43,68	6623,0	1,17
	Modo 2	1714	0,0147	15,29	0,0105	86,41	2768,6	0,65
	Modo 3	3316	0,0111	21,05	0,0087	114,39	3710,7	0,97

Quadro 6.5 - Características dos sistemas equivalentes de 1 GL considerados para uma acção sísmica Tipo 2.

Modos Relevantes	Padrão de Forças	F_y^* (kN)	d_m^* (m)	E_m^*	d_y^* (m)	S_e (cm/s ²)	m^* (ton)	Γ
	Constante	4188	0,0336	77,78	0,0300	35,56	13173,5	1,00
	Modo 1	2645	0,0282	39,42	0,0265	42,40	6623,0	1,17
	Modo 2	1689	0,0142	15,29	0,0103	84,14	2768,6	0,65
	Modo 3	3220	0,0107	21,05	0,0083	111,83	3710,7	0,97

Na Fig. 6.25 estão representadas, para os dois padrões de força recomendados pelo regulamento, as curvas “pushover” e as correspondentes idealizações bilineares. É possível verificar que, tanto para uma acção sísmica Tipo 1 como para a acção sísmica Tipo 2 existe perda de rigidez, evidente pela existência de um patamar plástico na lei bilinear. Este patamar é ligeiramente mais evidente para o padrão de forças “Constante”.

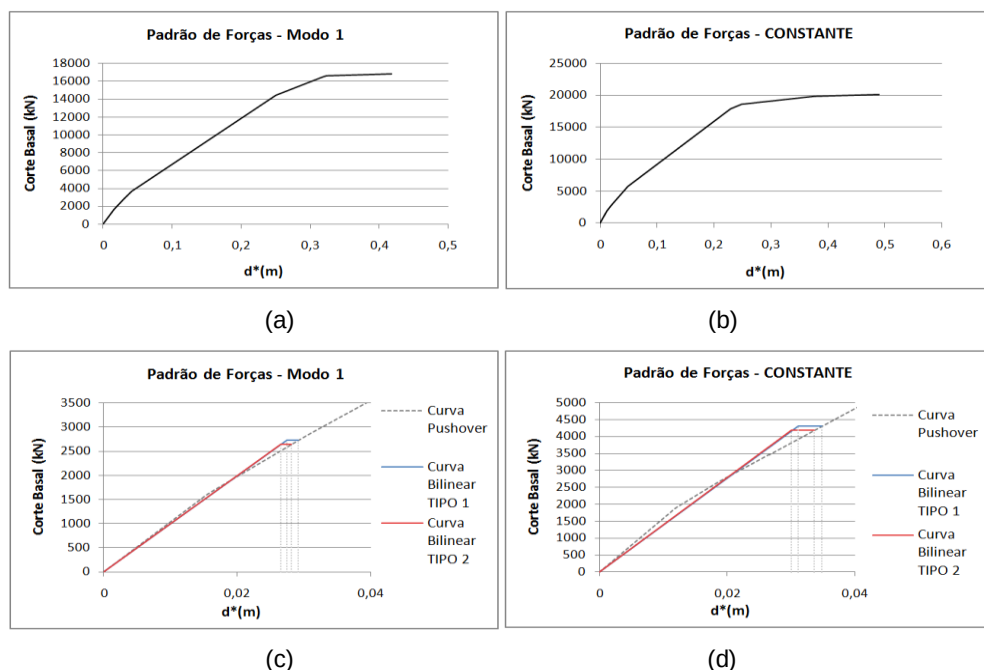


Fig. 6.25 – Representação das curvas “pushover” e idealizações bilineares correspondentes aos dois tipos de acção sísmica considerados: (a) e (c) Distribuição de forças proporcional ao 1º modo de vibração; (b) e (d) Padrão de forças associado a uma configuração de deformada constante.

O espectros de resposta no formato ADRS são apresentados, juntamente com a lei bilinear definida para cada padrão de forças, na Fig. 6.26.

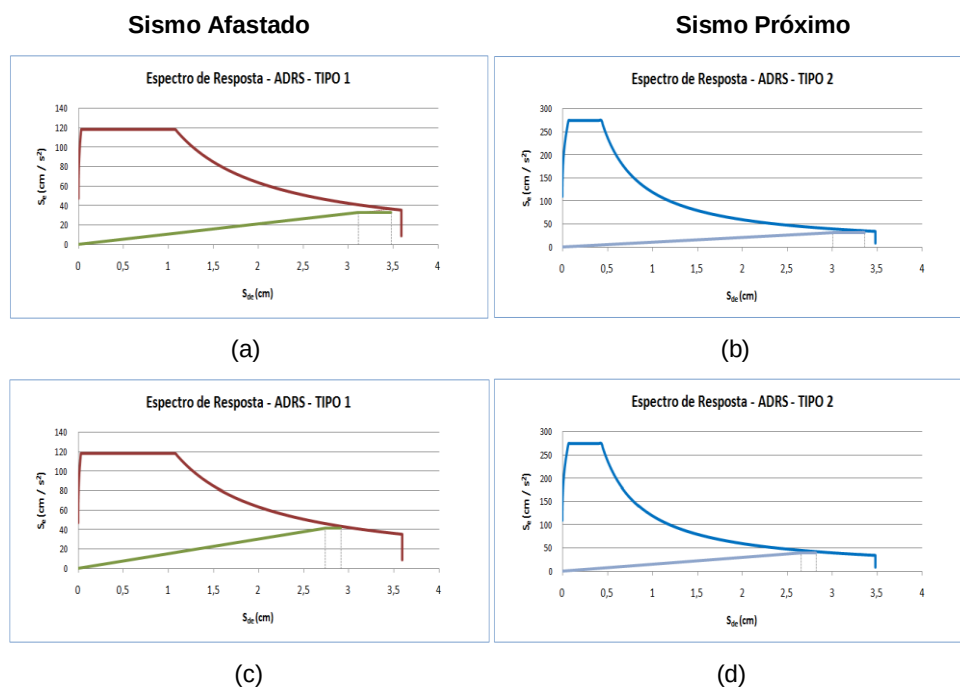


Fig. 6.26 – Espectros de resposta no formato ADRS para os dois tipos de acção sísmica, segundo o EC8: (a) e (b) Padrão de forças “Constante”; (c) e (d) Padrão de forças “Modo 1”.

Os resultados das análises “pushover” são apresentados na Fig. 6.27. É possível constatar que os deslocamentos e esforços obtidos para o pilar P2 são praticamente idênticos para todos os casos. Isso deve-se à reduzida influência do 2º e 3º modos de vibração na resposta máxima deste pilar. Para o pilar P1 há uma ligeira diferença nos resultados obtidos com recurso a diferentes métodos, pelo que da utilização de um padrão de forças “Constante” resulta uma resposta máxima sensivelmente maior para este pilar. No entanto, para o pilar P3 a dispersão de resultados é evidente, devendo-se sobretudo à sua reduzida altura, que o torna sensível a pequenos deslocamentos no topo.

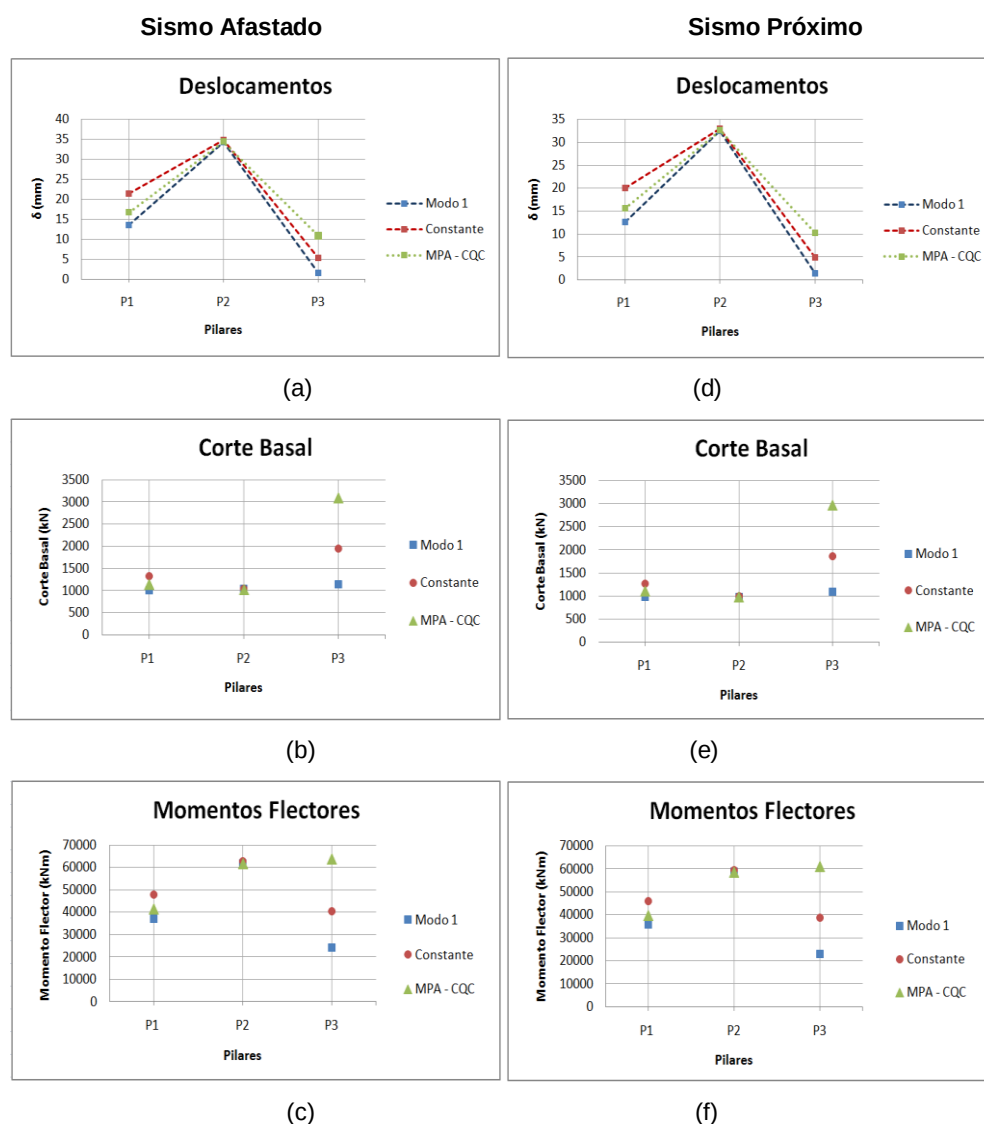


Fig. 6.27 - Resultados de análises não lineares estáticas: (a),(b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transverso e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d),(e) e (f) Resultados para um sismo próximo.

A utilização do processo de combinação (MPA) dos três modos de vibração da estrutura origina uma resposta maior do pilar P3, pese embora no pilar P1 a resposta obtida com recurso ao padrão de forças “Constante” seja superior. Contudo, é a resposta do pilar P3, por se tratar do pilar crítico, que caracteriza a irregularidade estrutural e justifica a inadequabilidade das metodologias propostas pelo

regulamento, mais apropriadas para o cálculo da resposta máxima em estruturas cujo modo fundamental prevalece na resposta.

6.3.2.2. Análise Temporal Não Linear

A última fase do estudo desta ponte envolve uma análise dinâmica não linear, com base em acelerogramas artificiais cuja forma e valores garantem concordância com os espectros de resposta elásticos regulamentares. Depois de efectuada a análise, com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000, foram obtidos os deslocamentos no topo dos pilares e os esforços de flexão na rótula plástica. Na Fig. 6.28 surge representada a resposta do pilar P2, de altura maior, para os dois tipos de acção sísmica e ao nível dos deslocamentos e esforços de flexão. Deste modo é possível comprovar a concordância entre a resposta e os esforços obtidos.

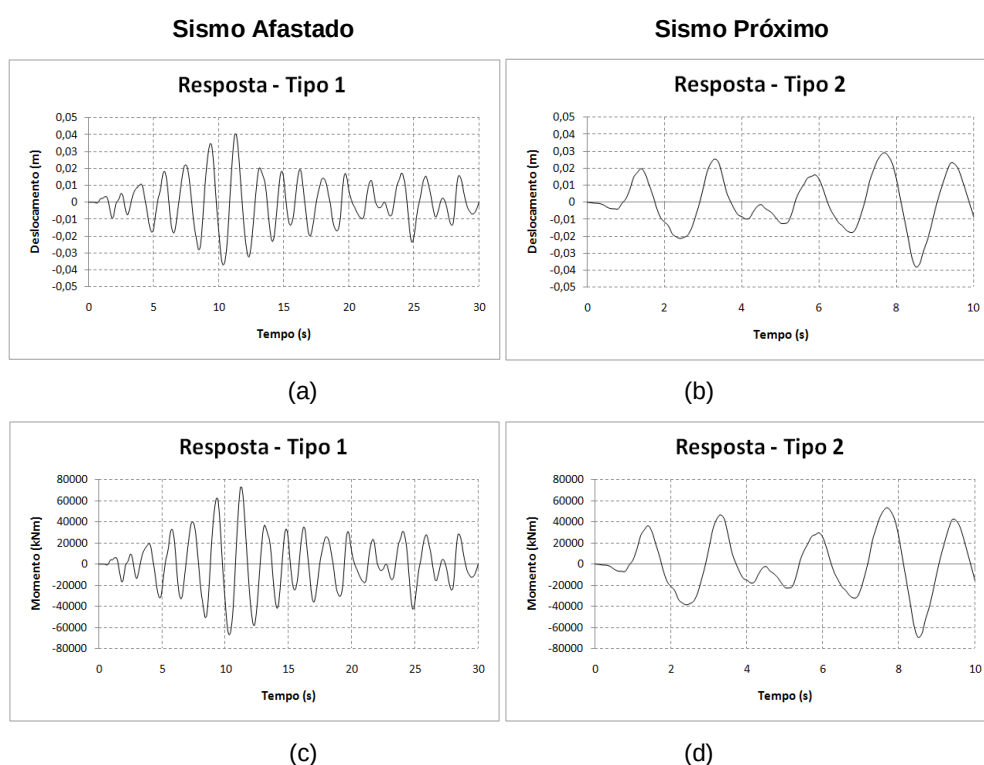


Fig. 6.28 – Representação da resposta para o pilar P2 (Sismo 1): (a) e (b) Deslocamentos no topo do pilar para a acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respectivamente; (c) e (d) Momentos na rótula plástica para a acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2, respectivamente.

Para a acção sísmica de projecto não é no entanto, para qualquer resposta obtida, explorada a fase de cedência em nenhum dos três pilares da estrutura. Na Fig. 6.29 está representado o diagrama momento-curvatura para o pilar P1 e para os dois tipos de acção sísmica. A rotação plástica observada está associada à perda de rigidez, inerente ao surgimento da rótula plástica, verificando-se ainda a inexistência de um patamar de cedência. Contudo é notório o comportamento histerético, devido à área do gráfico. No entanto, é possível constatar através da Fig. 6.30 que no pilar P2 o comportamento permanece perfeitamente elástico, pelo que não existe dissipação de energia.

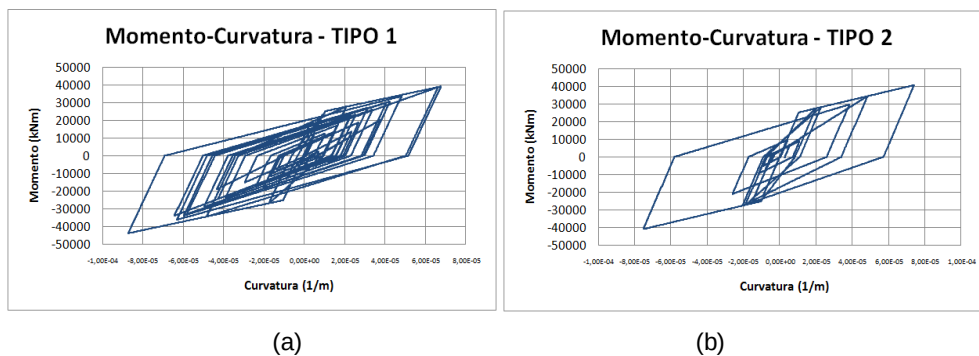


Fig. 6.29 – Diagrama momento-curvatura do pilar P1: (a) Sismo afastado (Sismo 2); (b) Sismo próximo (sismo 2).

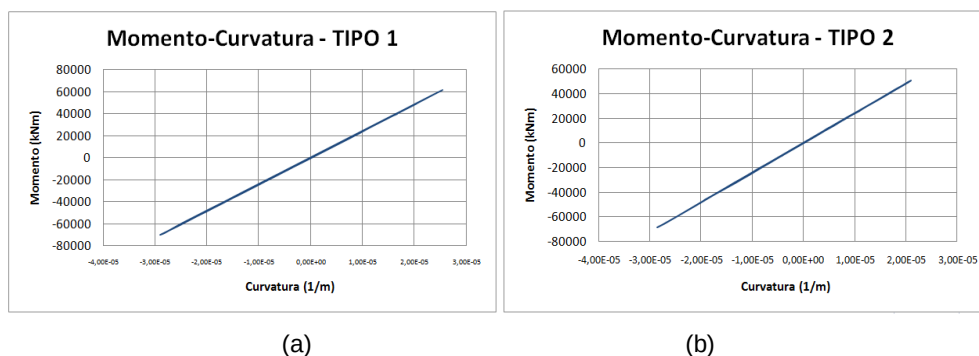


Fig. 6.30 - Diagrama momento-curvatura do pilar P2: (a) Sismo afastado (Sismo 2); (b) Sismo próximo (sismo 2).

Na Fig. 6.31 são apresentados os resultados obtidos das várias metodologias de análise não linear utilizadas. É possível verificar que a análise *Time-History* conduz a uma resposta consideravelmente superior do pilar P2 para os dois tipos de acção sísmica, e em especial para a acção sísmica Tipo 2. Isto deve-se, tal como já foi referido, ao facto de não existir dissipação de energia neste pilar, que resulta num amortecimento muito reduzido e numa resposta maior.

Contudo, no pilar P1 existe dissipação de energia e como consequência as respostas máximas obtidas são muito similares, pelo que a maior dispersão nos resultados se verifica para o pilar P3. Neste elemento constata-se que a resposta máxima obtida com recurso ao método MPA é superior à resposta proveniente da análise *Time-History*.

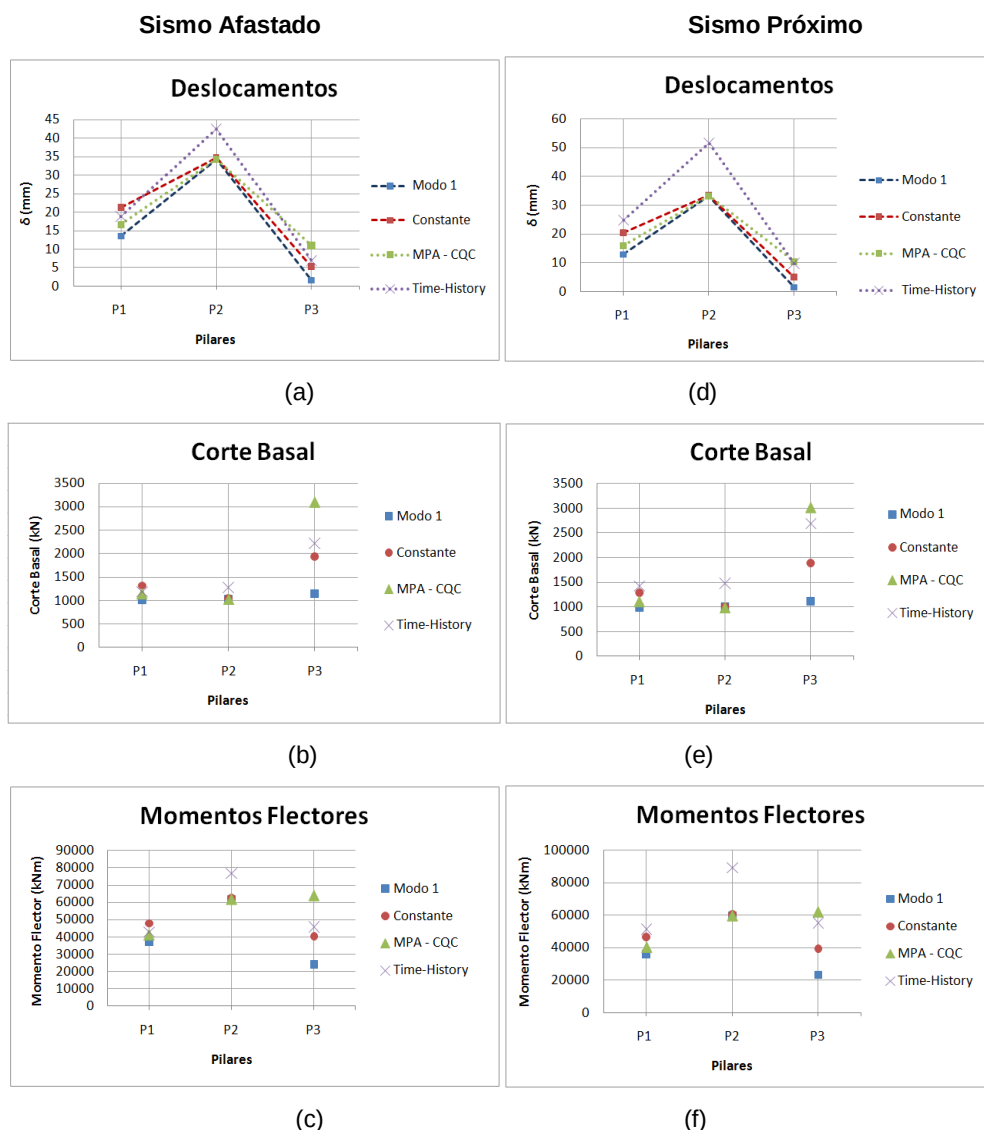


Fig. 6.31 - Resultados de análises não lineares: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transverso e momento flector na base dos pilares, respectivamente, para um sismo afastado; (d),(e) e (f) Resultados para um sismo próximo.

6.3.3. ANÁLISE COM ACÇÃO SÍSMICA ESCALADA

Para possibilitar o estudo do comportamento da estrutura quando sujeita a acções que induzem um comportamento plástico pós-cedência, foi utilizado um factor multiplicador de 12 na acção sísmica Tipo 2. A escolha do valor do multiplicador foi feita de modo a garantir que para a análise “pushover” MPA a fase de cedência era explorada em todos os pilares, procurando-se ainda aproximar o maior valor de ductilidade (pilar P3) ao máximo permitido segundo o EC8.

No Quadro 6.6 são apresentados os valores de ductilidade explorada para as várias análises não lineares efectuadas. É possível verificar que, para esta acção sísmica escalada, se explora a fase de cedência em todos os pilares, para todas as análises “pushover” realizadas, embora para a análise *Time-History* não se atinja o patamar de cedência no pilar P2.

Quadro 6.6 – Ductilidade explorada (deslocamentos e rotações) para diferentes tipos de análise “pushover” e capacidade máxima de rotação das rótulas plásticas segundo o EC8.

Tipo de análise		μ_{θ}		
		P1	P2	P3
Pushover	Constante	1,9	1,1	3,1
	Modo 1	1,9	1,3	2,2
	MPA – CQC	2,3	1,3	4,7
	MPA – SRSS	2,3	1,3	4,8
<i>Time-History</i>		1,3	1,0*	2,2
EC8 - Máxima		7,3	7,1	7,3

(*) Fase Fendilhação - 2º tramo da lei trilinear, correspondente a uma secção fendilhada, mas sem ter sido atingida a cedência.

Surge representado, na Fig. 6.32, o diagrama momento-curvatura dos pilares P1 e P2 para um sismo próximo escalado. É possível constatar a existência de um patamar de cedência no gráfico relativo ao pilar P1, ainda que reduzido, visto estar associado a um coeficiente de ductilidade, μ_{θ} , de 1,3. No diagrama relativo ao pilar P2 é visível o comportamento histerético, traduzido pela área do gráfico, ainda que não seja explorado o patamar de cedência.

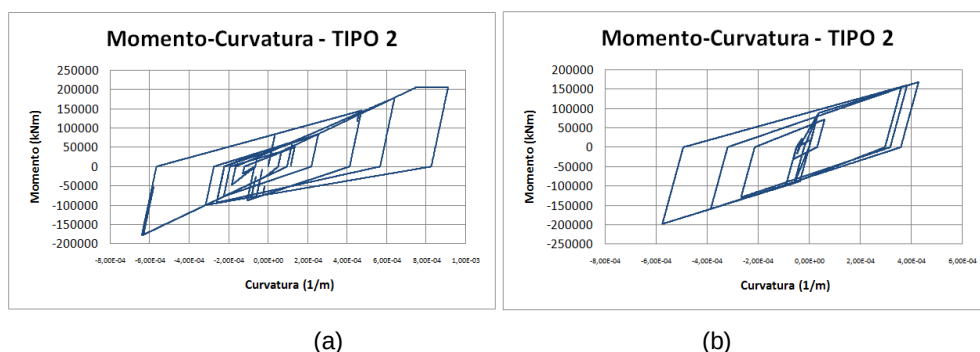


Fig. 6.32 - Diagrama momento-curvatura para a acção sísmica próxima escalada: (a) Pilar P1 (Sismo 2) ; (b) Pilar P2 (Sismo 2).

Na Fig. 6.33 estão representadas as respostas que resultam da utilização das várias metodologias de análise não linear, para o sismo escalado. Verifica-se que, para todos os pilares da estrutura, a resposta obtida com recurso a diferentes métodos “pushover” é superior à que advém de uma análise *Time-History*, ao nível dos deslocamentos. No entanto, e visto que a cedência é atingida para os pilares P1 e P3, em todas as respostas obtidas se verificam valores idênticos de esforços. Apenas para o pilar P2 se observa uma ligeira diferença, que se deve ao facto de não ter sido atingido explorada a cedência na análise *Time-History*.

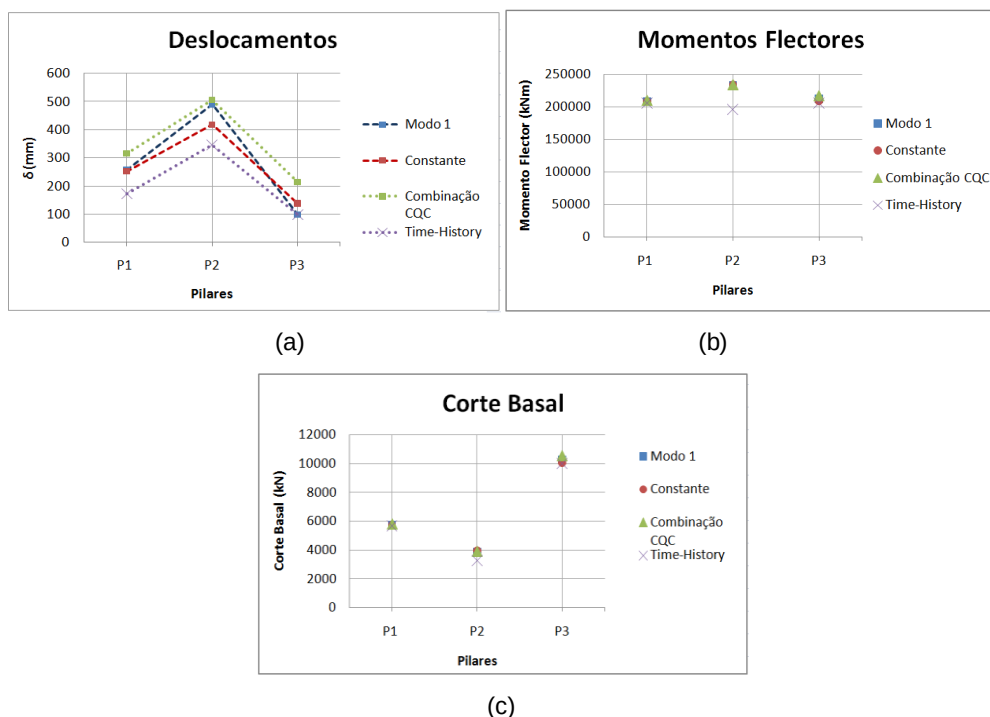


Fig. 6.33 - Resultados de análises não lineares para um sismo próximo escalado ($\times 12$): (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transverso e momento flector na base dos pilares, respectivamente.

Com o objectivo de aproximar as respostas resultantes das análises “pushover” segue-se a apresentação dos resultados associados a um incremento do amortecimento viscoso na definição do espectro regulamentar. Na Fig. 6.34, Fig. 6.35 e Fig. 6.36 são apresentados os valores de deslocamento no topo dos pilares para as várias análises efectuadas. É possível verificar que, mesmo sendo assumido um amortecimento viscoso $\xi=20\%$, a resposta obtida com recurso ao método MPA se mantém superior à que resulta do *Time-History*.

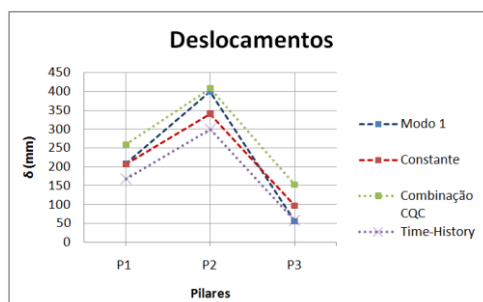


Fig. 6.34 – Alteração da resposta obtida com os métodos “pushover” devido à utilização de um amortecimento viscoso de 10%.

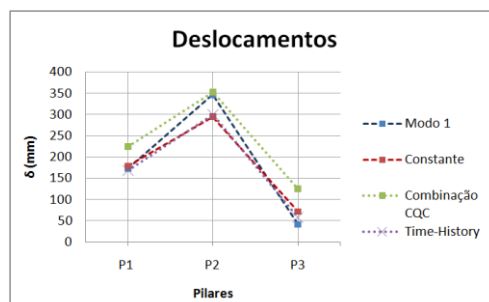


Fig. 6.35 – Alteração da resposta obtida com recurso aos métodos “pushover” devido à utilização de um amortecimento viscoso de 15%.

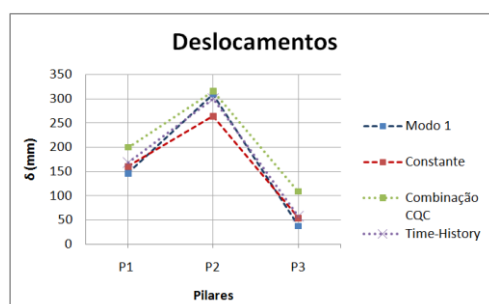


Fig. 6.36 – Alteração da resposta obtida com recurso aos métodos “pushover” devido à utilização de um amortecimento viscoso de 20%.

Comparativamente ao caso estudado em 6.2.3 é possível constatar que o valor de amortecimento viscoso necessário para aproximar as respostas é superior para este caso, embora o nível de cedência atingido, traduzido pelo coeficiente de ductilidade, seja sensivelmente menor.

6.3.4. HIPÓTESES DE CÁLCULO: ANÁLISE LINEAR

Finalmente são comparadas as respostas que resultam de análises não lineares e lineares. Contudo, a avaliação da resposta de acordo com uma análise dinâmica linear é realizada com base em três abordagens distintas, como referido em 5.4.9.

São apresentadas então, na Fig. 6.37, as respostas obtidas para as várias abordagens consideradas, sendo assumido no entanto um coeficiente de comportamento unitário em concordância com um comportamento elástico. É possível constatar que, das três abordagens utilizadas, a abordagem 1 é a que fornece resultados mais coerentes com a resposta não linear (MPA) ao nível dos deslocamentos. No que diz respeito aos esforços, verifica-se que para o pilar P2, onde não surge a rótula plástica, a resposta obtida com a abordagem 1 é a que fornece melhores resultados, como seria de esperar ($E=34$ GPa). No entanto, para os restantes pilares verifica-se que a utilização dessa abordagem resulta em esforços maiores, sendo consideravelmente superiores no pilar P3. A utilização de uma abordagem 2 permite obter valores de esforços aproximados aos que advêm de análises não lineares para os pilares P1 ou P3. Contudo, verifica-se que da utilização de uma abordagem 3 resultam valores de esforços muito reduzidos.

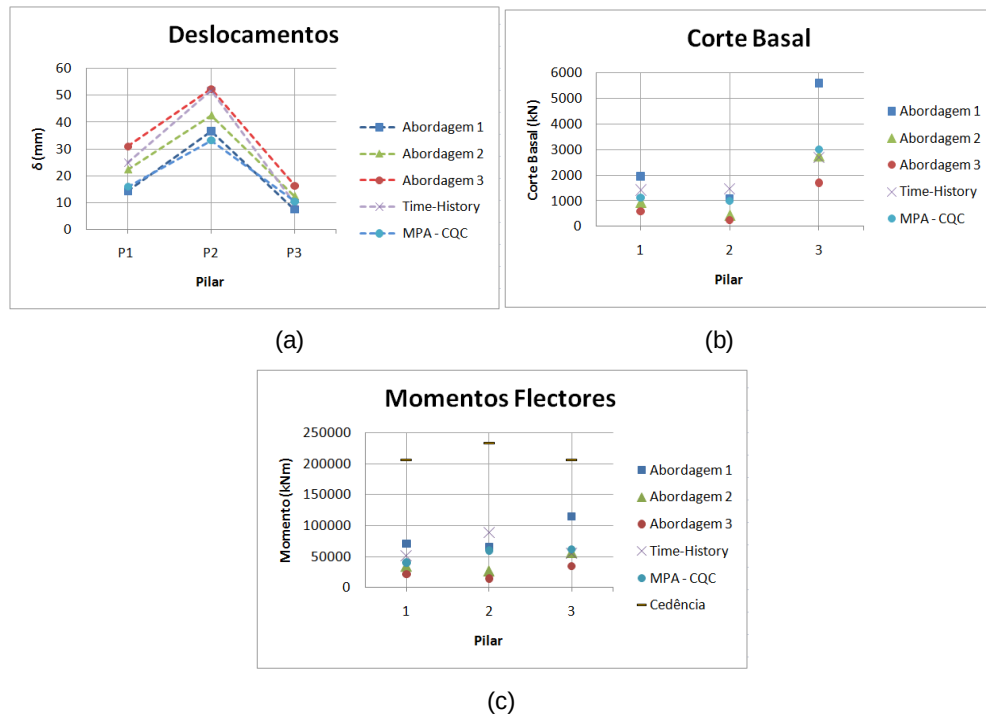


Fig. 6.37 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=1,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo próximo: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.

Os resultados que advêm da utilização de um coeficiente de comportamento $q=2,0$ são apresentados na Fig. 6.38, sendo possível uma aproximação da resposta máxima obtida com recurso à abordagem 1 à que resulta das análises não lineares.

Verifica-se ainda que a utilização de um coeficiente de comportamento superior à unidade provoca, para a abordagem 2 e 3, um incremento dos deslocamentos no topo dos pilares. Isto deve-se à limitação do valor de aceleração proveniente do espectro elástico de projecto para períodos elevados, presente nas expressões (3.20) e (3.21). O reduzido valor da frequência do 1º modo para estas duas abordagens, que resulta da redução de rigidez, está associado, também devido à baixa sismicidade da zona, a esta limitação. Por conseguinte, não existe compensação da redução de rigidez estrutural pela diminuição proporcional da aceleração espectral, o que conduz a um aumento considerável da resposta para a abordagem 2 e 3.

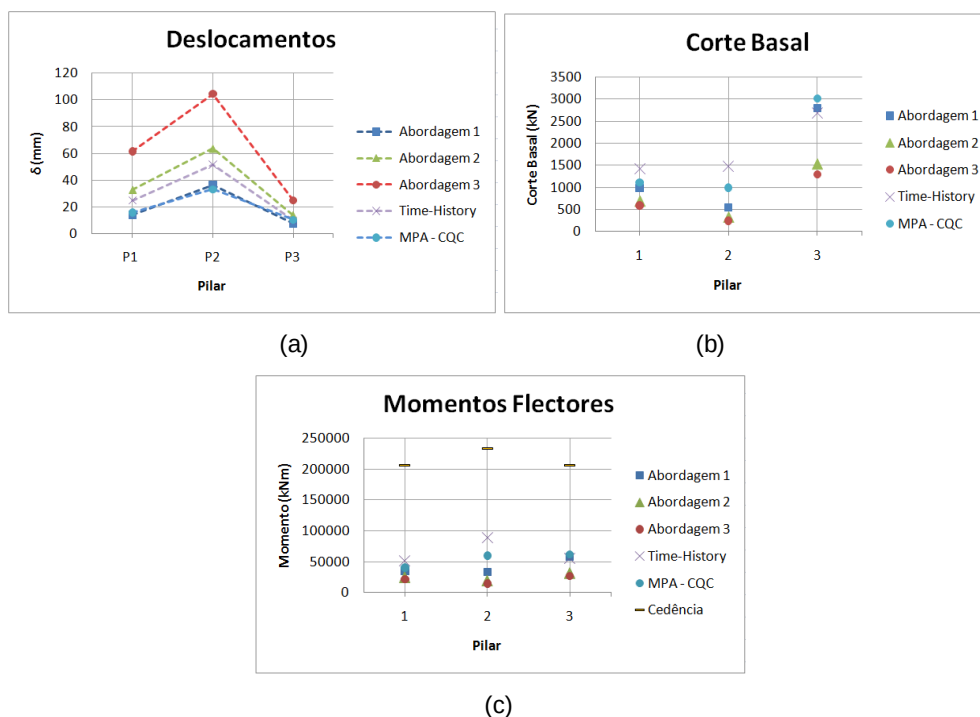


Fig. 6.38 - Resultados de análises dinâmicas ($q=2,0$) lineares assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo próximo: (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.

Segue-se o mesmo estudo, mas para uma acção sísmica Tipo 2 escalada ($\times 12$). Na Fig. 6.39 são apresentados os resultados que advêm da utilização das três abordagens numa análise linear e os que resultam de análises não lineares. É possível verificar que a utilização de uma abordagem 1 conduz a valores de esforços muito superiores para os três pilares da estrutura, o que é normal visto que a resposta está associada a um comportamento elástico. É evidente também que os valores de esforços obtidos para as restantes abordagens também sejam superiores. No entanto, verifica-se que no caso do pilar P2, visto não ter atingido a cedência, os valores de esforços obtidos com recurso a uma abordagem 3 são muito similares aos que resultam das análises não lineares. Também a utilização de uma abordagem 2 conduz a um deslocamento idêntico no topo do pilar P2 ao que resulta de uma análise MPA, devido ao facto de este pilar estar muito próximo da cedência.

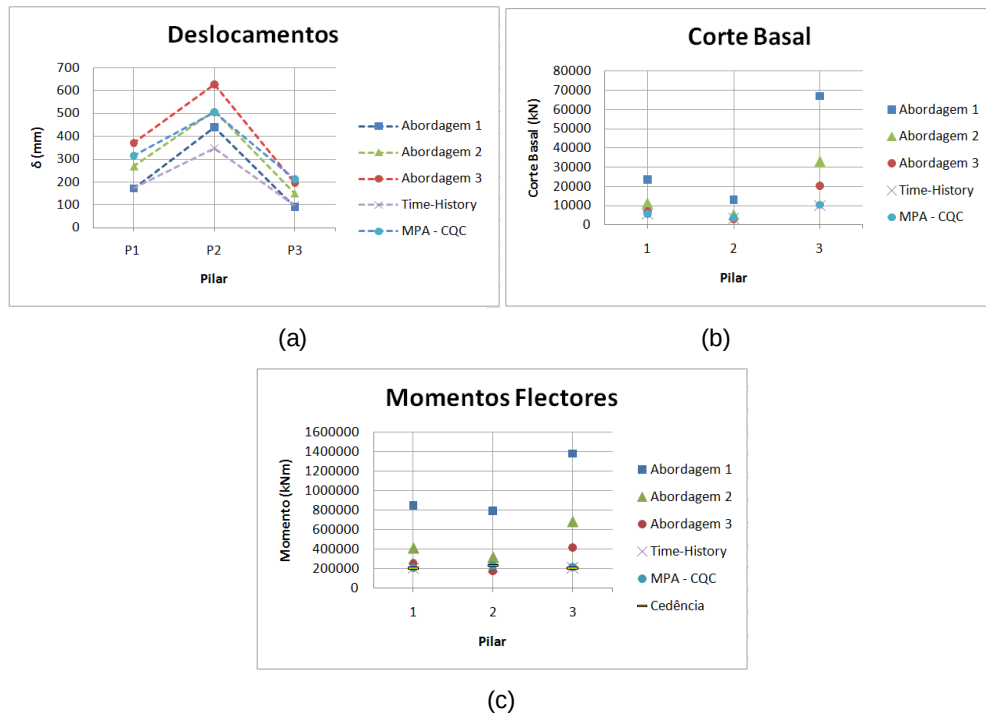


Fig. 6.39 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=1,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo próximo escalado ($\times 12$): (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.

Finalmente, na Fig. 6.40 são apresentados os resultados que advêm da consideração de um coeficiente de comportamento superior. A eventual utilização de um coeficiente de comportamento $q=3,0$, para a acção sísmica escalada permite obter valores de esforços mais reduzidos nos pilares P1 e P3. No entanto, conduz ainda a uma sobrevalorização dos esforços nos pilares P3 e P1, qualquer que seja a abordagem utilizada. Verifica-se ainda um crescimento considerável do valor dos deslocamentos que se deve, tal como já foi referido anteriormente, à limitação presente no espectro de resposta de projecto do EC8, traduzida nas expressões (3.20) e (3.21). Esse limite de aceleração de projecto não permite a redução deste valor em concordância com o aumento do coeficiente de comportamento, resultando num incremento do valor de deslocamentos e esforços.

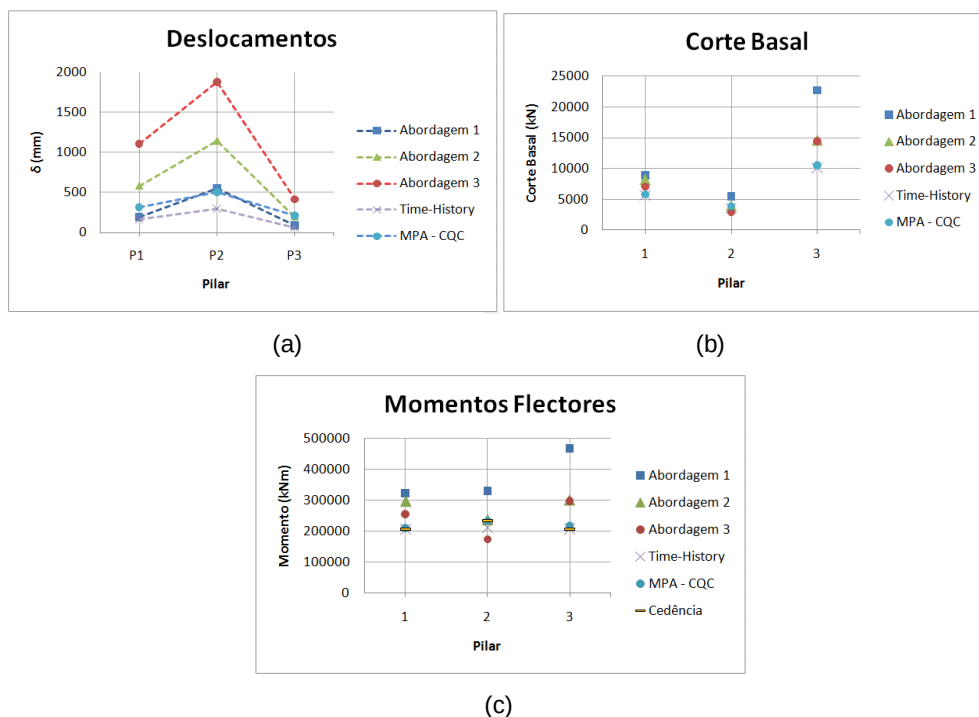


Fig. 6.40 - Resultados de análises dinâmicas lineares ($q=3,0$) assumindo diferentes abordagens na definição da rigidez estrutural para um sismo próximo escalado ($\times 12$): (a), (b) e (c) Deslocamento máximo no topo dos pilares, esforço transversal e momento flector na base dos pilares, respectivamente.

6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentados e comentados os resultados que advêm da aplicação de diversos métodos de análise sísmica. Importa referir numa fase final as principais conclusões que resultam de uma comparação metodológica, sendo também apresentadas algumas considerações relativas aos resultados obtidos.

Para as duas pontes em estudo são inicialmente comentados os resultados de análises simplificadas, associados à utilização do Método do Modo Fundamental, segundo o EC8, e do coeficiente sísmico β , de acordo com o RSA. Para a ponte sobre o Rio Arade e viaduto de acesso é então possível constatar que o EC8 fornece, para a acção sísmica condicionante, uma resposta superior, o que era já previsível de acordo com os mapas presentes em 3.5. A utilização do coeficiente sísmico de acordo com o RSA conduz a uma resposta máxima muito próxima mas ainda assim inferior à que resulta da utilização do MMF com recurso aos espectros presentes no RSA. Para a ponte sobre o rio Louredo constata-se que a utilização do MMF segundo o EC8 resulta em respostas máximas praticamente idênticas para os dois tipos de acção sísmica devido à proximidade das acelerações de projecto. Contudo, o cálculo da resposta de acordo com o RSA conduz a deslocamentos e esforços superiores.

Ainda no âmbito das análises lineares são comentados os resultados de uma análise modal que resulta da combinação dos resultados relativos aos modos relevantes. Verifica-se que no caso da ponte sobre o Rio Arade a resposta máxima obtida com recurso ao EC8, para a acção sísmica condicionante, se mantém superior à resposta que resulta da utilização de espectros de resposta do RSA. O resultado obtido era já previsível de acordo com o estudo realizado e abordado em 3.5, pelo que se verificou que, para a zona onde esta estrutura se encontra (Barlavento Algarvio) e para as frequências consideradas o EC8 fornece valores de aceleração superiores aos que advêm dos espectros do RSA.

Para a ponte sobre o Rio Arade a comparação dos resultados obtidos com recurso a análises simplificadas, associadas à frequência do modo fundamental, e uma análise modal permite constatar a importância dos modos superiores na determinação da resposta máxima. É possível verificar que a consideração dos modos superiores na resposta conduz a um considerável aumento da resposta máxima em pilares cuja resposta obtida com recurso ao MMF era muito reduzida. No que diz respeito ao corte basal total verifica-se que a utilização do MMF conduz a valores superiores se apenas os três primeiros modos de vibração forem considerados. No entanto é notória a importância da consideração dos restantes modos de vibração na resposta máxima de alguns elementos da estrutura, para os quais pode ser adoptada uma diferente geometria e distribuição de armaduras.

Para a ponte sobre o Rio Louredo constata-se a proximidade das respostas máximas associadas aos dois tipos de acção sísmica, quando são utilizados os espectros presentes no EC8. Verifica-se ainda que devido à influência considerável de outros modos de vibração a acção sísmica condicionante varia conforme o elemento em questão. A comparação com os métodos de análise simplificada permite verificar que a consideração dos modos superiores conduz a um aumento considerável dos valores de esforços máximos de dimensionamento.

Numa fase seguinte do estudo são apresentados os resultados de análises não lineares estáticas e dinâmicas para as duas obras. As análises não lineares estáticas “pushover” são realizadas com recurso ao método N2, proposto pelo EC8, e também de acordo com uma metodologia de análise que, através de um processo de combinação, possibilita a consideração de vários modos de vibração na determinação da resposta máxima (MPA).

Para a ponte sobre o Rio Arade constata-se que, para a acção sísmica condicionante não é explorada a fase pós-cedência qualquer que seja a metodologia de análise não linear utilizada. Verifica-se ainda que a resposta obtida com recurso a um padrão de forças “Constante” apresenta maior compatibilidade com a resposta que resulta da combinação modal (MPA) do que a que advém do uso de um padrão de forças proporcional à configuração do 1º modo de vibração (“Modo 1”). No entanto, qualquer um dos dois padrões de força propostos pelo regulamento (“Constante” e “Modo 1”) se mostra inadequado para determinar a resposta máxima nesta estrutura, devido à relevância dos modos de vibração superiores. Para a ponte sobre o Rio Louredo também se verifica que os valores de esforços maiores, tanto ao nível do corte basal como de momento flector na base dos pilares, se obtêm com recurso ao método MPA.

A análise temporal não linear (*Time-History*) conduz, para a ponte sobre o Rio Arade, a uma resposta máxima muito próxima da que é obtida com recurso ao MPA, para a acção sísmica condicionante. Verificam-se apenas diferenças relevantes nos valores de esforços dos pilares de menor altura. Constata-se ainda que o comportamento hysterético dos elementos dúcteis, associados à perda de rigidez que existe para este tipo de acção sísmica, confere um amortecimento estrutural que aproxima as duas respostas. Contudo, para um sismo próximo, associado a uma resposta menor e consequentemente a um menor grau de perda de rigidez, verifica-se que a resposta obtida com recurso ao *Time-History* é consideravelmente superior à que advém do MPA. O mesmo sucede para a ponte sobre o Rio Louredo (Pilar P2), localizada numa zona de menor sismicidade, devido ao facto de existir um reduzido grau de perda de rigidez em determinados elementos da estrutura para a acção sísmica considerada em projecto, o que resulta num reduzido grau de histerese e amortecimento estrutural.

Numa fase final do estudo é realizado um conjunto de análises para uma acção sísmica escalada. Este procedimento possibilita a avaliação das diferenças entre os resultados de análises não lineares quando é explorada a fase pós-cedência em vários pilares da estrutura. Verifica-se então que para a acção sísmica escalada a resposta obtida com recurso ao *Time-History* é, devido ao elevado grau de histerese

nos elementos dúcteis da estrutura, consideravelmente inferior à que resulta do MPA, para as duas pontes em estudo. A consideração de valores de amortecimento superiores na definição dos espectros elásticos do EC8 permite aproximar as respostas obtidas através de métodos “pushover” às respostas máximas que resultam da análise *Time-History*.

O último estudo envolveu a realização de um conjunto de análises lineares de acordo com o previamente estabelecido em 5.3.9 e 5.4.9 para a ponte sobre o Rio Arade e ponte sobre o Rio Louredo, respectivamente. Através desta análise é possível constatar a adequabilidade do uso de uma rigidez estrutural reduzida de modo a que seja considerada a perda de rigidez que caracteriza o comportamento estrutural até à cedência.

Verifica-se que no caso da ponte sobre o Rio Arade a utilização de uma rigidez efectiva permite aproximar os resultados de uma análise modal ($q=1,0$) aos que advêm de análises não lineares, e mais especificamente os que resultam do método MPA. Isto deve-se ao facto de que, para a acção sísmica condicionante, não é explorada a fase de cedência em nenhum dos pilares da estrutura, pese embora exista uma redução de rigidez considerável na maioria dos elementos dúcteis. No caso da ponte sobre o Rio Louredo verifica-se no entanto que devido à reduzida perda de rigidez, associada à baixa sismicidade da zona onde a estrutura se localiza, a consideração de uma rigidez efectiva origina esforços muito reduzidos em alguns elementos da estrutura, sendo por isso mais adequado o uso da rigidez relativa a uma secção não fendilhada ($E=34$ GPa). A consideração de um coeficiente de comportamento superior à unidade conduz a uma redução de esforços, pese embora seja inadequada a comparação destes valores com os que resultam de análises não lineares, visto que estes últimos estão dependentes da geometria e disposição de armaduras dos elementos, que definem o momento de cedência.

7

CONCLUSÃO

7.1. CONCLUSÕES DO TRABALHO

Inicialmente foi abordada a problemática do comportamento sísmico de pontes, concluindo-se que uma das principais deficiências que surgem nestas obras, quando ocorrem danos devidos a eventos sísmicos, se deve à fraca capacidade de dissipação de energia nas regiões críticas.

Numa primeira fase do estudo são comparados os dois regulamentos, RSA e EC8, com o objectivo de identificar as principais diferenças subjacentes à determinação da acção sísmica em estruturas, e mais especificamente em pontes. A comparação das prescrições regulamentares centra-se essencialmente nos factores associados à definição da acção sísmica. É possível desde logo constatar a diferente influência na forma e valores espectrais de aceleração da natureza do terreno, de acordo com os dois regulamentos. Também se verificam diferenças no que diz respeito à determinação do coeficiente de comportamento pelo que o EC8 considera a redução deste valor de acordo com a irregularidade estrutural e a presença de pilares curtos susceptíveis à acção do esforço transversal.

De modo a que seja possível avaliar as diferenças na avaliação da acção sísmica em estruturas localizadas no território de Portugal Continental, devido à consideração de regulamentos distintos, de uma forma simples e rápida e incluindo todos os factores que contribuem para a definição da acção sísmica é realizado um estudo que implica a sobreposição de todos os zonamentos sísmicos regulamentares. É deste modo possível constatar que o novo regulamento (EC8) aumenta consideravelmente os valores de dimensionamento da aceleração para as regiões a sudoeste do território de Portugal Continental. Contudo, as principais diferenças nos valores de dimensionamento surgem para situações em que são considerados solos de menor rigidez, pelo que o EC8 conduz a uma resposta maior do que a que resulta do RSA.

No âmbito de uma comparação de metodologias de análise sísmica em pontes e de modo a avaliar a segurança sísmica de duas pontes portuguesas, são apresentados e comparados vários métodos de análise, com diferente grau de complexidade. Os modelos estruturais definidos são caracterizados pela sua simplicidade, que possibilita uma maior rapidez de cálculo, admitindo-se a concentração das não linearidades na base dos pilares. Deste modo são também caracterizados os modelos que traduzem o comportamento não linear dos materiais e dos elementos de betão armado, o que possibilita a definição das leis momentos-curvaturas e de comportamento cíclico. É realçada a influência na consideração do efeito benéfico do confinamento, conferido pelas armaduras transversais, que conduz a um aumento importante da capacidade resistente e dúctil desses elementos.

De modo a que seja possível a realização de análises dinâmicas não lineares recorreu-se a uma ferramenta que permite a obtenção de acelerogramas artificiais. O programa de cálculo automático utilizado (SIMQKE) permite, através do input do espectro elástico alvo, que sejam respeitadas as prescrições regulamentares relativas à correspondência entre o espectro elástico do EC8 e o espectro associado aos acelerogramas gerados. Contudo, a eventual utilização de acelerogramas reais torna o processo de correspondência moroso e complexo implicando também a existência de uma base de dados relativa a sismos reais.

As duas pontes em estudo são a Ponte sobre o Rio Arade e viaduto de acesso e a ponte sobre o Rio Louredo. A primeira situa-se a sul do território nacional, numa zona de sismicidade elevada, pelo que a acção sísmica assume importância considerável. A ponte sobre o Rio Louredo encontra-se a norte do país estando inserida na zona de menor sismicidade considerada nos dois regulamentos. São estruturas distintas, tanto ao nível de configuração como em termos de rigidez, sendo também susceptíveis, devido à sua localização, a diferentes tipos de acção sísmica. Contudo, ambas as estruturas são caracterizadas pelo seu comportamento sísmico irregular, o que possibilita a avaliação das diferenças nos resultados devido à utilização de métodos de análise que incluem ou não a participação dos modos com maior relevância na determinação da resposta.

Numa fase inicial do estudo são caracterizadas as duas pontes verificando-se desde logo a sua irregularidade subjacente à participação na resposta de vários modos de vibração relevantes. Para a ponte sobre o Rio Arade, por exemplo, é possível constatar à partida que de modo a garantir a consideração de mais de 90% da massa total, em termos de massa efectiva, é necessário utilizar os 8 primeiros modos na determinação da resposta. Para a Ponte sobre o Rio Louredo constata-se a necessidade de considerar a totalidade dos modos de vibração.

No caso da ponte sobre o Rio Arade verifica-se que devido às diferenças nos valores de acelerações de dimensionamento dos dois regulamentos a resposta obtida segundo o EC8 para a acção sísmica condicionante (sismo interplacas) é consideravelmente superior à que resulta do RSA. Para a ponte sobre o Rio Louredo é possível constatar que os valores de aceleração de dimensionamento são reduzidos e muito próximos, o que está subjacente à compatibilidade dos espectros de resposta dos dois regulamentos na zona sísmica em que a obra se localiza.

No que diz respeito às metodologias de análise sísmica constata-se que, devido ao comportamento sísmico irregular das estruturas em estudo, as respostas máximas obtidas apresentam por vezes diferenças consideráveis. Verifica-se então que a utilização de uma abordagem simplificada no cálculo dos esforços para o dimensionamento sísmico de pontes com algum grau de irregularidade pode conduzir a uma resposta inadequada de alguns pilares da estrutura. No entanto, apesar de desajustadas para este tipo de estruturas, estas metodologias podem fornecer resultados satisfatórios numa fase inicial de abordagem à problemática do dimensionamento sísmico de estruturas de pontes. Contudo, só com a consideração, através de uma análise modal, de todos os modos com relevância na resposta é possível determinar com melhor aproximação a resposta máxima de todos os elementos da estrutura.

Um dos problemas mais comuns na análise sísmica de pontes é a presença de pilares curtos, muito sensíveis a ligeiras variações de deslocamentos, o que os torna os elementos críticos destas estruturas. A não consideração de modos superiores na avaliação da resposta, com relativa influência na sua definição, pode conduzir a erros consideráveis. As duas pontes apresentadas são disso exemplo, sendo ambas constituídas por elementos muito susceptíveis a variações elevadas de esforços.

A utilização de várias metodologias de análise não linear permite também constatar, nos casos apresentados, a inadequabilidade dos métodos propostos pelo EC8. Sendo assim verifica-se que a utilização do método N2, no âmbito de uma análise não linear estática (“pushover”), com recurso aos

padrões de força propostos no regulamento, origina uma resposta máxima desajustada, conduzindo a esforços reduzidos em determinados elementos da estrutura. Isto deve-se ao facto de estes métodos serem mais apropriados à avaliação da resposta máxima em estruturas cujo comportamento sísmico é dominado pelo primeiro modo de vibração. A utilização do método MPA, que envolve um processo de combinação dos resultados relativos a vários sistemas modais equivalentes, permite obter esforços maiores, o que é compatível com a consideração de outros modos relevantes na resposta.

A utilização de uma análise temporal não linear (*Time-History*) permite por um lado validar a utilização do método MPA (*Modal Pushover Analysis*) para o cálculo da resposta em estruturas irregulares e por outro constatar a importância do amortecimento na determinação da resposta máxima com recurso a métodos “pushover”), como foi possível verificar nos resultados referentes às duas pontes em estudo. Verifica-se que a eventual contemplação de um valor de amortecimento superior na definição do espectro de resposta elástico, segundo o EC8, permite aproximar, quando é explorada a fase de cedência dos elementos dúcteis das pontes, a resposta obtida através de análises “pushover” e a que resulta da análise *Time-History*. Esta tendência deve-se à existência de um amortecimento adicional na estrutura que advém do comportamento histerético nas zonas de maior dissipação de energia.

Também a utilização de uma rigidez efectiva na avaliação da resposta máxima da estrutura, no âmbito de uma análise linear, pode conduzir a uma maior aproximação das respostas máximas resultantes de análises lineares e não lineares. Porém, a qualidade dos resultados obtidos está muito dependente da sismicidade do local e, conseqüentemente, da maior ou menor exploração da não linearidade dos elementos dúcteis. É possível verificar isso na análise dos resultados das duas pontes, pelo que a redução de rigidez permite obter, dependendo da abordagem utilizada, uma maior aproximação ao nível de esforços ou deslocamentos.

Finalmente é ainda possível avaliar a “performance” estrutural em termos de ductilidade explorada, capacidade resistente e capacidade de rotação dos elementos dúcteis. Conclui-se que, para a acção sísmica de projecto condicionante, e para ambas as pontes, não é explorada a fase de cedência em nenhum dos pilares. As análises sísmicas realizadas para um sismo afastado 4 vezes superior na ponte sobre o Rio Arade e para um sismo próximo 12 vezes superior na ponte sobre o Rio Louredo permitem também verificar que a ductilidade explorada para um nível de acção sísmica superior nas duas pontes não atinge o valor máximo regulamentar.

Conclui-se deste modo que a segurança sísmica das pontes em estudo é garantida, verificando-se que não é explorada a capacidade dúctil dos elementos destas estruturas para a acção sísmica de projecto e que a capacidade dúctil dos seus elementos assegura que para um nível de acção sísmica consideravelmente superior não é atingida a rotura por flexão em nenhum dos pilares. No trabalho realizado não foram envolvidos métodos probabilísticos na avaliação da segurança sísmica destas pontes, embora seja claro, devido aos resultados obtidos, que a utilização de tais métodos conduziria a probabilidades de colapso muito reduzidas.

7.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Finalmente são apresentadas, no âmbito do tema explorado, algumas sugestões para trabalhos futuros, relativas a questões de regulamentação, modelação estrutural, metodologias de análise e avaliação de segurança sísmica:

- Avaliação das diferenças nos resultados de uma análise “pushover” devido à utilização de métodos adaptativos;
- O estudo aprofundado da variação de amortecimento estrutural, de acordo com o grau de não linearidade explorado, para a avaliação da resposta através de métodos de análise “pushover”;
- Obtenção e utilização, no âmbito de análises dinâmicas não lineares, de acelerogramas reais, escalados ou não, que satisfaçam as prescrições regulamentares presentes tanto na Parte 1 do EC8, como na Parte 2;
- Consideração da não linearidade distribuída no comprimento total do pilar e comparação com vários métodos de cálculo do comprimento de rótulas plásticas, para uma não linearidade concentrada, e eventualmente resultados experimentais;
- Modelação estrutural que admita a interacção entre a estrutura, os encontros e as fundações, principalmente quando estas se realizam por estacas, e a consideração de vários tipos de terreno;
- Consideração de aparelhos de apoio na modelação estrutural, no âmbito do estudo do isolamento sísmico de pontes;
- Análise de secções de betão armado com recurso a modelos de fibras, sendo adoptados outros modelos de comportamento do material, para carregamentos monotónicos ou cíclicos, e que assumam eventualmente outro tipo de abordagem na definição da eficiência do confinamento;
- Estudo dos efeitos do esforço transversal em pilares de pontes de betão armado e da evolução das prescrições regulamentares relativas à pormenorização de armadura transversal nas secções destes elementos.

BIBLIOGRAFIA

- Calvi, G., Pavese, A., Rasulo, A., Bolognini, D. (2005). *Experimental and numerical studies on the seismic response of R.C. hollow bridge piers*. Bulletin of Earthquake Engineering, pp. 267-297.
- Calvi, G., Priestley, M., Seible, F. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Ltd, New York.
- Carvalho, A. (2009). *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes em Betão Armado*. Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP, Porto.
- CEN (2003). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- CEN (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Brussels, Belgium.
- CEN (2005). *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Chen, W., Duan, L. (2003). *Bridge Engineering – Seismic Design*. CRC Press.
- Chopra, A. (2001). *Dynamics of Structures*. Prentice Hall, Inc..
- Chopra, A., Goel, R. (2002). *A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, No. 3, pp. 561-582.
- Clough, R., Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures- 3rd Edition*, CSI Computers & Structures, Inc.
- Costa, A. (1989). *A Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, Porto.
- Costa, A., Delgado, R., Delgado, P. (1999). *Avaliação da Segurança de Pontes Sujeitas à Acção Sísmica*. 4º Encontro Nacional Sismologia e Engenharia Sísmica, 27-29 de Outubro, Faro.
- CSI (2007). *Analysis Reference Manual for SAP2000®, ETABS®, and SAFE™*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.
- Delgado, P. (2000). *Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*. Tese de Mestrado, FEUP, Porto.
- Delgado, P. (2009). *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.
- Eurocódigo 8 (2010). NP EN 1998-1, *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, CT 115 (LNEC), Março.
- Fajfar, P. (1996). *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 25(1).
- Gasparini, D., Vanmarcke, E. (1976). *SIMQKE - A computer program for artificial motion generation, in User's Manual and Documentation*. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.
- Guedes, M. (1997). *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Bridges – Modelling, Numerical and Experimental Assessment*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.
- Guerreiro, L. (2010). *Danos em Pontes devido à acção sísmica*. Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas, Engenharia Sísmica de Pontes, Março.

- Iervolino, I., Maddaloni, G., Cosenza, E. (2008). *Eurocode 8 compliant real record sets for seismic analysis of structures*. Journal of Earthquake Engineering, Vo. 12(1), pp. 54-90.
- Iervolino, I., Maddaloni, G., Cosenza, E. (2009). *A note on selection of time-histories for seismic analysis of bridges in Eurocode 8*. Journal of Earthquake Engineering, Vol.13 (8), pp. 1125–1152.
- Isakovic ,T. and Fishinger, M. (2006). *Higher modes in simplified inelastic seismic analysis of single column bent viaducts*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 35, pp. 95-114.
- Kent, D., Park, R. (1971). *Flexural Members with Confined Concrete*. Journal of the Structural Division, Vol.97, No.ST7, pp. 1969-1990, ASCE.
- Kolias, B. (2008), *Eurocode 8 – part 2. Seismic design of bridges*, Eurocodes: Background and applications workshop, February, Brussels.
- Muljati, I., Warnitchai, P. (2007), *A Modal Pushover Analysis on Multi-span Concrete Bridges to Estimate Inelastic Seismic Responses*. Civil Engineering Dimension, Vol. 9, No. 1,pp. 33-41.
- Park, R., Priestley M. (1982) *Ductility of Square-Confined Concrete Columns*. Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. ST4, pp. 929-950, ASCE.
- Pinho R., Casarotti, C., Antoniou, S. (2007). *A comparison of single-run pushover analysis techniques for seismic assessment of bridges*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 36, pp. 1347-1362, John Wiley & Sons, Ltd.
- Priestley, M., Seible, F., Calvi, G. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons.
- REBAP (2004). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Decreto-Lei nº349-c/83, de 30 Julho e Decreto-Lei nº 128-99, de 21 Abril, Porto Editora.
- RSA (2005). *Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei nº235/83, de 31 Maio, Porto Editora.
- Sextos A., Kappos, A. (2005). *Evaluation of the new Eurocode 8-Part 2 provisions regarding asynchronous excitation of irregular bridges*. 4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, Thessaloniki, No. 4.
- Sousa, L. (2008). *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes com Pilares Ocos de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP, Porto.
- Takeda, T., Sozen, M., Nielsen, N. (1970). *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*. Journal of the Structural Division, Vol.96, No. ST12, pp. 2557-2573, ASCE.
- Vaz, C. (1992), *Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares em Betão Armado*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, Porto.
- Vila Pouca, N. (2001), *Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminares em Betão Armado*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.

ANEXOS

A.1

RESULTADOS

VIADUTO MORREIRA

PONTE SOBRE O RIO COURA

PONTE SOBRE A RIBEIRA DA LAJE E RIO GRANDE DE PIPA

A.1.1 – INTRODUÇÃO

No âmbito de um projecto de investigação financiado pela FCT foram estudadas mais três pontes portuguesas. Neste anexo são apresentados os principais resultados de várias análises efectuadas para essas pontes que permitem a avaliação das diferenças que resultam da utilização dos dois regulamentos (RSA e EC8) e de diversas metodologias de cálculo.

As obras em estudo são o Viaduto Morreira, a ponte sobre o Rio Coura e a ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa.

A.1.2 – BREVE DESCRIÇÃO DAS PONTES

O Viaduto Morreira é uma obra inserida no sublanço Celeirós – Guimarães Oeste da ligação entre Braga (A11/IP9) e Guimarães (A4/IP4), com um comprimento total de 554 m e um tabuleiro que se divide em 13 vãos, 11 com 44 m de extensão e 2 com 35m.

A ponte sobre o Rio Coura é uma estrutura em betão armado e pré-esforçado com um comprimento total de 816 m e uma superestrutura composta por 18 tramos, com extensões variáveis entre 30, 39, 45 e 90 m. Esta obra serve a auto-estrada A3, mais concretamente o seu sublanço Ponte de Lima – E. N. 303.

A ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa enquadra-se na auto-estrada Bucelas – Carregado, no sublanço Bucelas – Arruda dos Vinhos. É uma estrutura contínua em viga caixão de altura variável, com duas superestruturas adjacentes de diferentes extensões, sendo a mais longa composta por dezasseis tramos que perfazem um comprimento total de 1319 m. Mais informação sobre as pontes em estudo, nomeadamente no que se refere à geometria das peças e distribuição das armaduras, pode ser obtida em Sousa, 2008.

Do ponto de vista da definição da acção sísmica, o Viaduto Morreira e a Ponte sobre o Rio Coura localizam-se nas zonas 1.6 e 2.5 do EC8, relativas às acções sísmicas Tipo 1 e 2, respectivamente, e na zona D do RSA, enquanto a Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa se localiza nas zonas 1.3 e 2.3 do EC8, para ambos os tipos de acção sísmica, e na zona A do RSA. No caso específico, considera-se que as pontes em estudo apresentam uma classe de importância intermédia, tendo-se adoptado um coeficiente de importância unitário e um coeficiente de comportamento $q=2,0$. O solo de fundação foi admitido como sendo de boa qualidade (Terreno Tipo B no EC8 e Tipo I no RSA). Nestas condições são apresentados na Fig. A.1 os espectros de resposta de cálculo adoptados no estudo de caso.

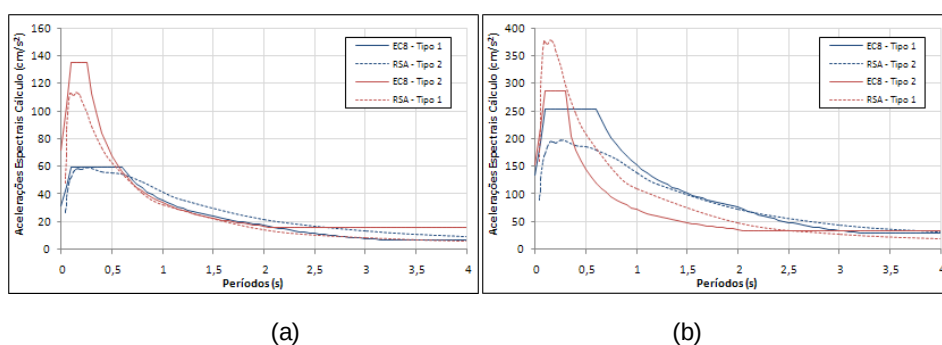


Fig. A.1 – Espectros de resposta de cálculo: (a) Zona 1.6; 2.5 e D; (b) Zona 1.3; 2.3 e A do EC8 e RSA, respectivamente ($q=2,0$).

Quadro A.1 – Massas concentradas adoptadas nos modelos das pontes em análise.

Massa Concentrada	Viaduto Morreira	Ponte sobre o Rio Coura	Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa
	Massa Total (ton)	Massa Total (ton)	Massa Total (ton)
M1	1164,4	1438,2	3964,5
M2	1356,0	1578,5	4791,1
M3	1426,6	1516,5	4986,7
M4	1515,6	1506,9	4928,3
M5	1567,9	2324,8	4880,5
M6	1549,5	3545,8	4792,3
M7	1516,5	4611,4	4755,3
M8	1507,4	3749,3	4834,0
M9	1469,7	2564,5	4863,9
M10	1424,8	1740,7	4680,2
M11	1339,5	1728,8	4824,5
M12	1119,4	1706,1	4805,4
M13	-	1688,2	4177,2
M14	-	1672,7	3205,9
M15	-	1633,4	2329,0
M16	-	1601,2	-
M17	-	1386,9	-

Quadro A.2 – Propriedades geométricas equivalentes dos elementos estruturais das pontes em análise.

Elemento Estrutural	Viaduto Morreira		Ponte sobre o Rio Coura		Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa	
	h (m)	b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	b (m)
Pilares 1	4,938	0,729	6,822	1,079	8,008	1,169
Pilares 2	-	-	7,279	1,286	-	-
Tabuleiro 1	15,693	0,570	13,307	0,736	14,908	0,953
Tabuleiro 2	-	-	11,898	1,151	15,436	0,833

A.1.3 – ANÁLISE SIMPLIFICADA E ANÁLISE MODAL

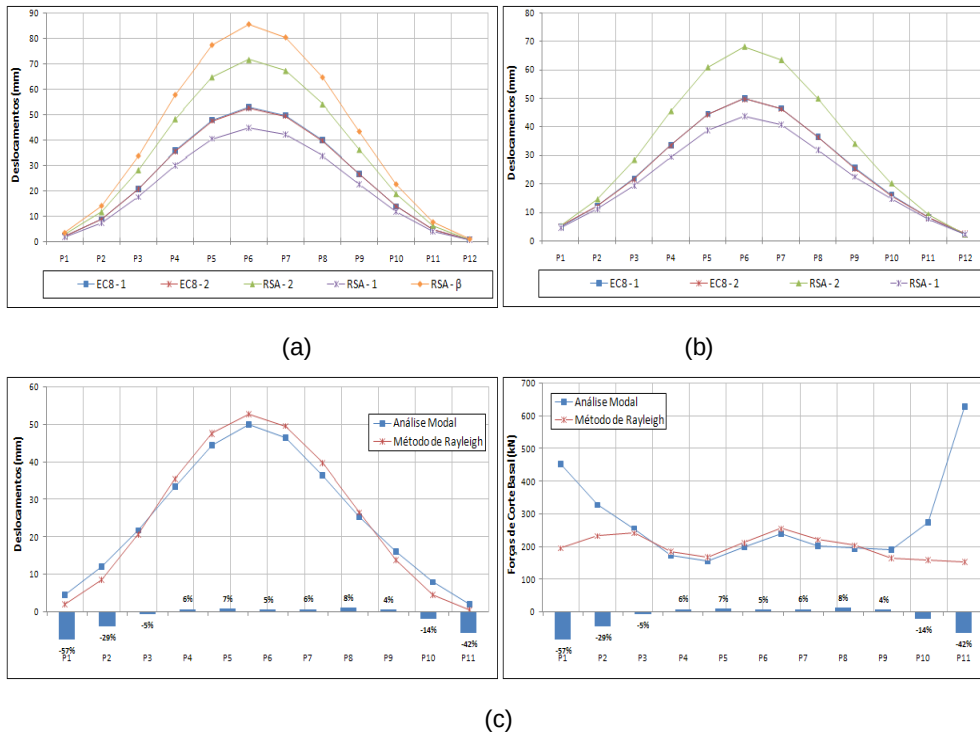


Fig. A.2 – Resposta estrutural do Viaduto Morreira: (a) Método do Modo Fundamental (MMF); (b) Método de Análise Modal; (c) Comparação entre os dois métodos (EC8 – Tipo 1).

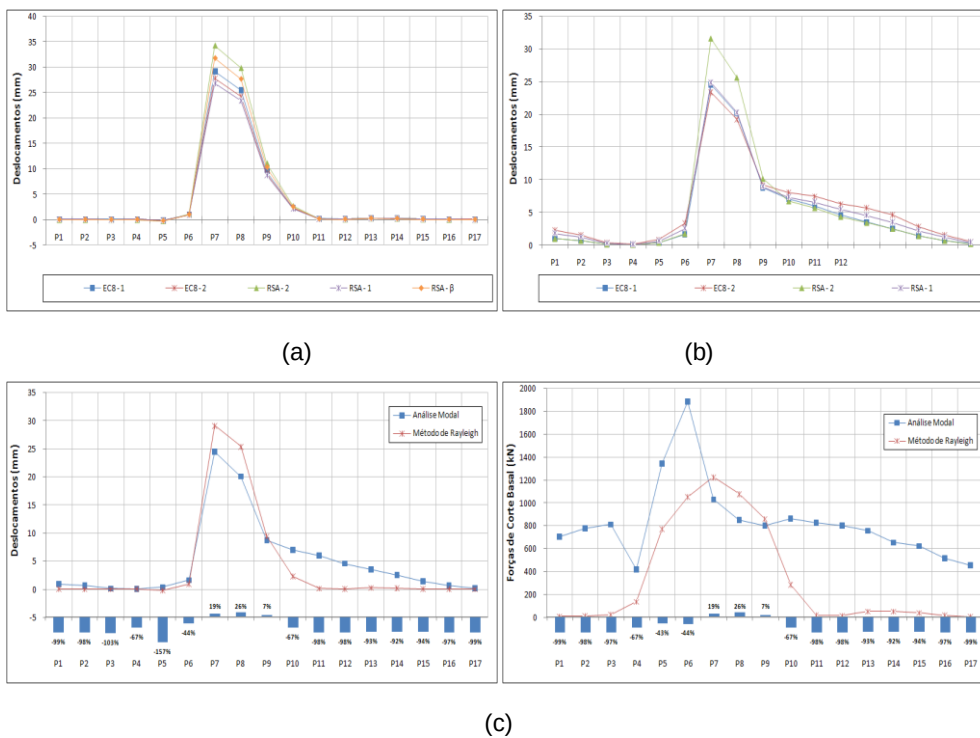


Fig. A.3 – Resposta estrutural da Ponte sobre o Rio Coura: (a) Método do Modo Fundamental (MMF); (b) Método de Análise Modal; (c) Comparação entre os dois métodos (EC8 – Tipo 1).

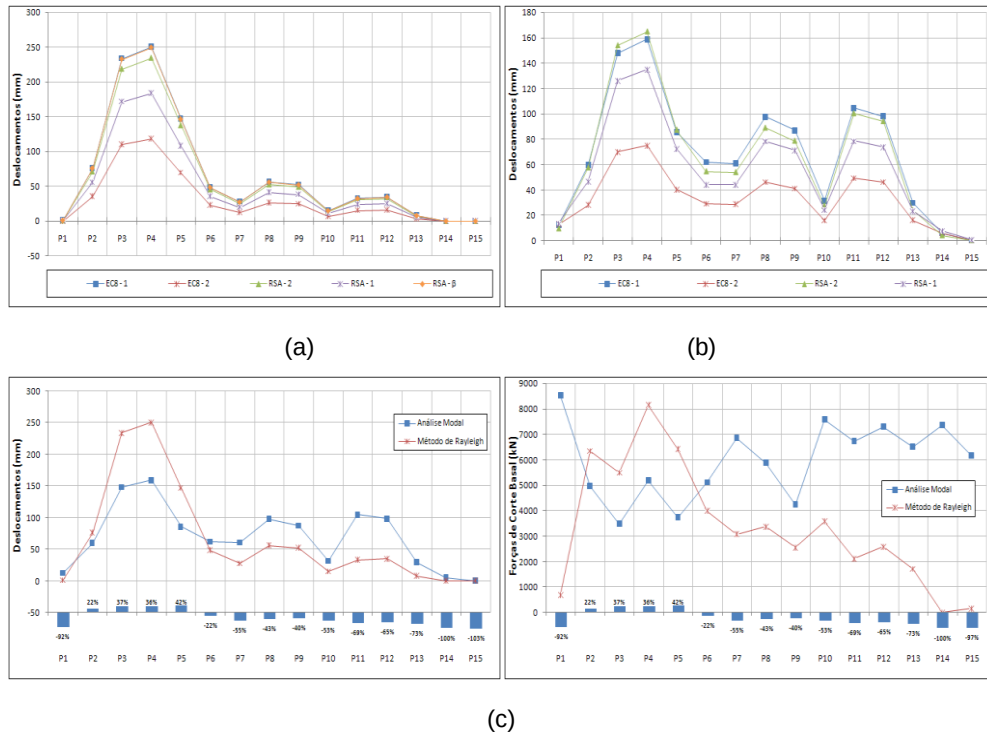


Fig. A.4 – Resposta estrutural da Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa: (a) Método do Modo Fundamental (MMF); (b) Método de Análise Modal; (c) Comparação entre os dois métodos (EC8 – Tipo 1).

A.1.4 – ANÁLISE “PUSHOVER” - MÉTODO N2

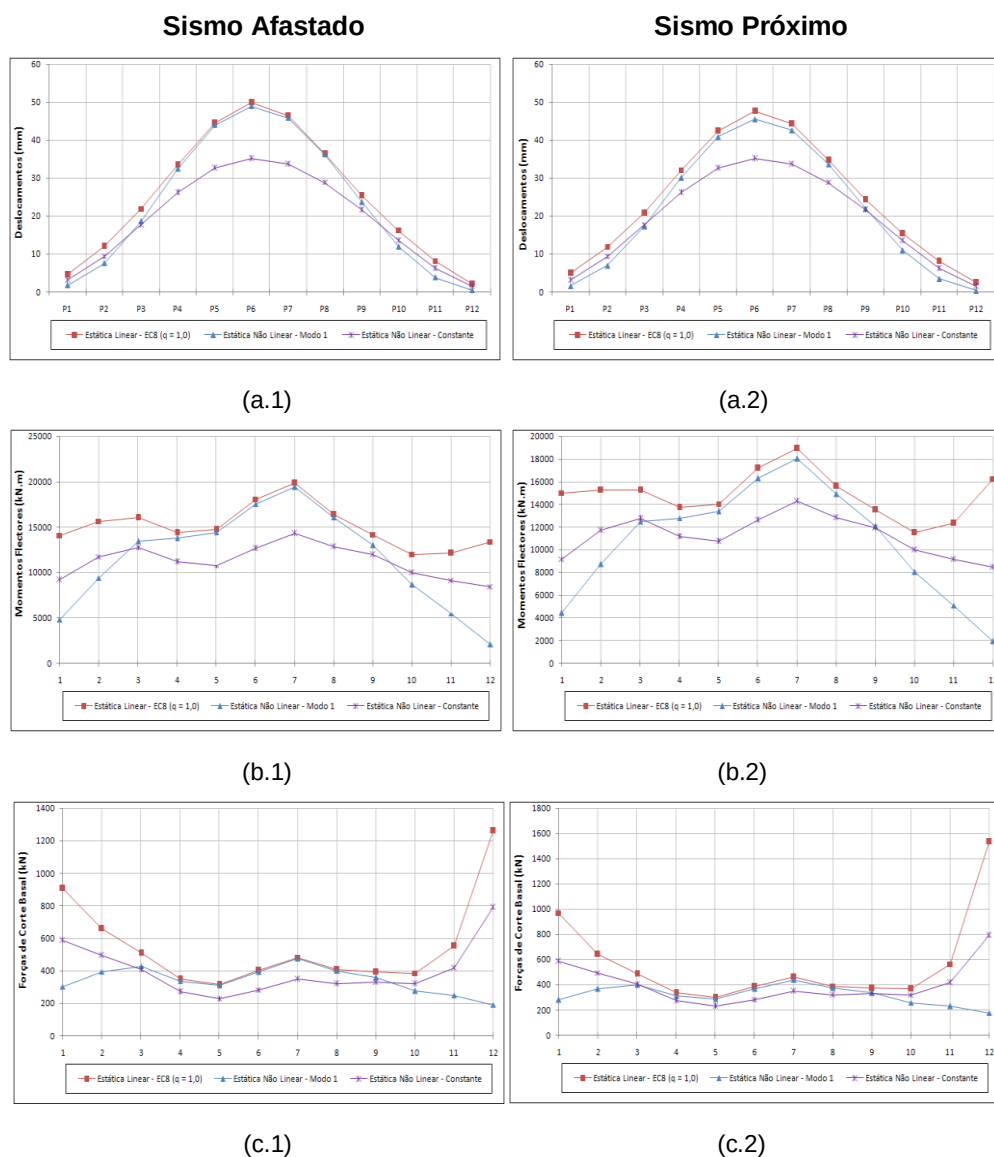


Fig. A.5 – Resposta Estrutural do Viaduto Morreira ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b) e Forças de Corte Basal (c), considerando-se ambos os padrões de carregamento propostos pelo Método N2, uma análise dinâmica linear com coeficiente de comportamento unitário e as acções sísmicas interplacas (Tipo 1) e intraplacas (Tipo 2).

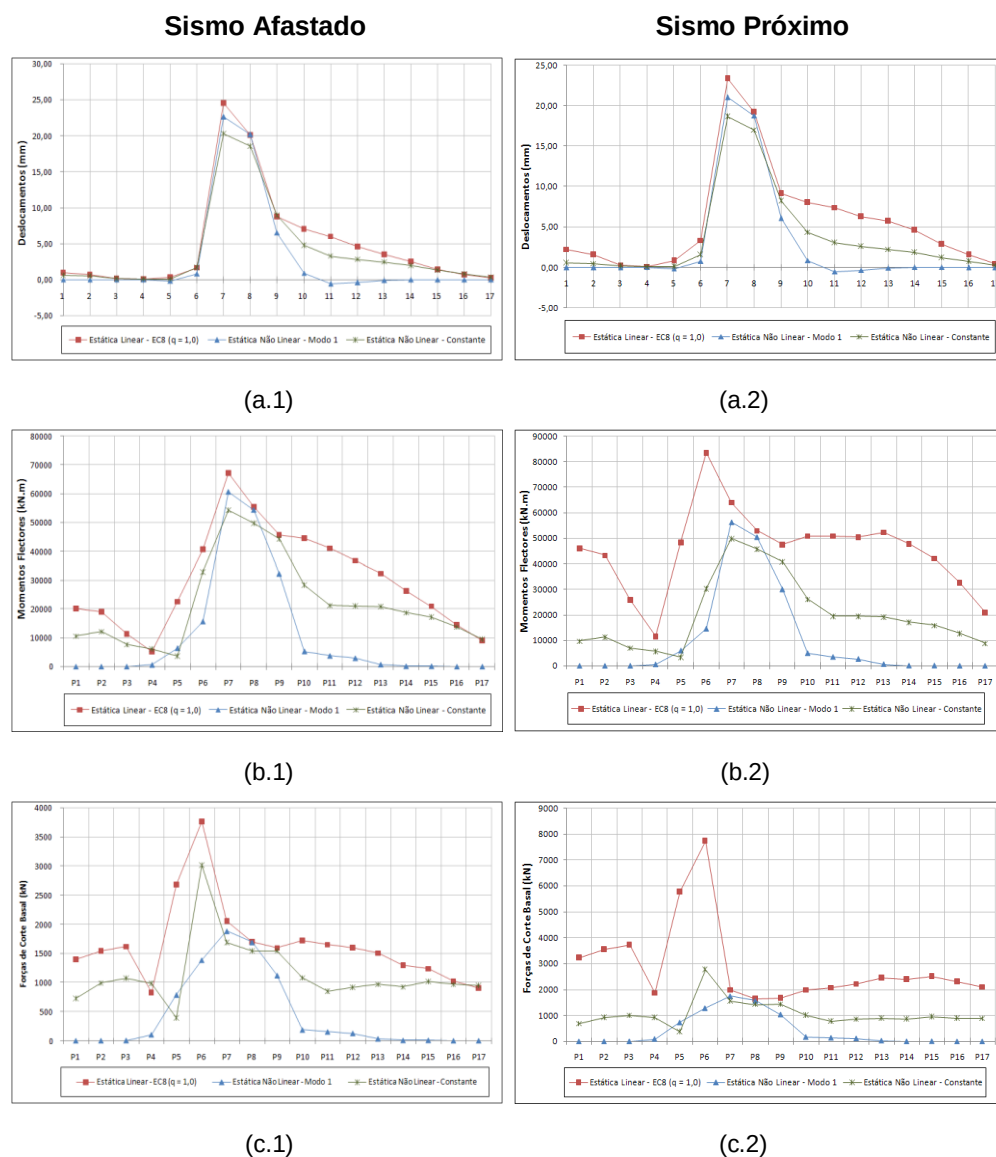


Fig. A.6 – Resposta Estrutural da Ponte sobre o Rio Coura ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b) e Forças de Corte Basal (c), considerando-se ambos os padrões de carregamento propostos pelo Método N2, uma análise dinâmica linear com coeficiente de comportamento unitário e as ações sísmicas interplacas (Tipo 1) e intraplacas (Tipo 2).

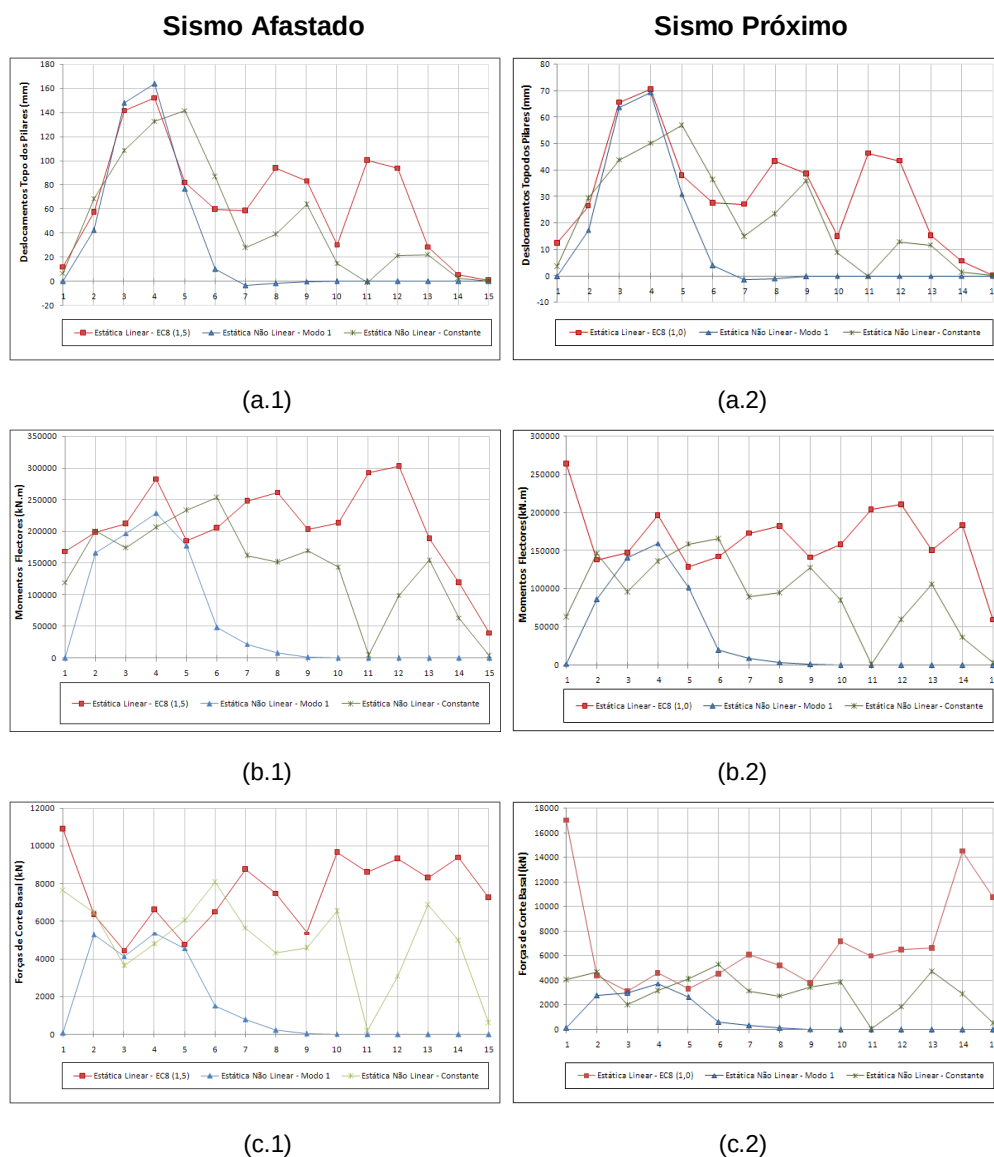


Fig. A.7 – Resposta Estrutural da Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b), Forças de Corte Basal (c) e Rotações das Rótulas Plásticas (d), considerando-se ambos os padrões de carregamento propostos pelo Método N2, uma análise dinâmica linear com coeficiente de comportamento de 1,5 e as acções sísmicas interplacas (Tipo 1) e intraplacas (Tipo 2).

A.2.4 – MÉTODOS “PUSHOVER” ALTERNATIVOS (MPA)

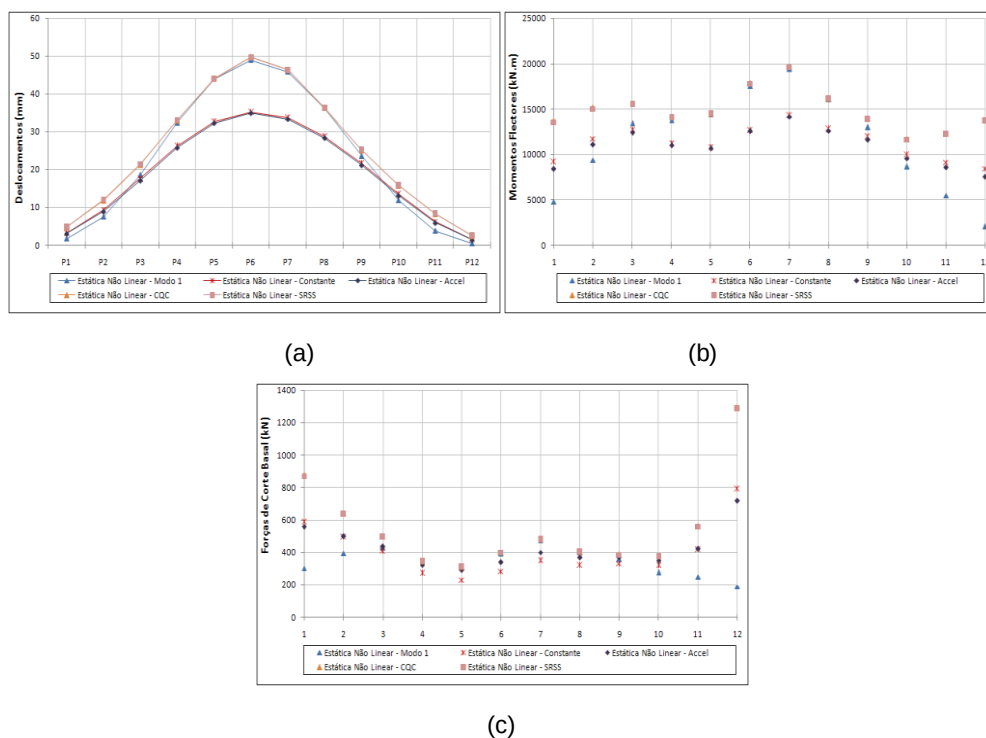


Fig. A.8 – Resposta Estrutural do Viaduto Morreira à acção sísmica afastada ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b) e Forças de Corte Basal (c), considerando-se diferentes análises Pushover: Modal Pushover Analysis com combinação quadrática completa (CQC) e simples (SRSS); Método N2 (Modo 1 e Constante); Análise SAP2000 (Accel).

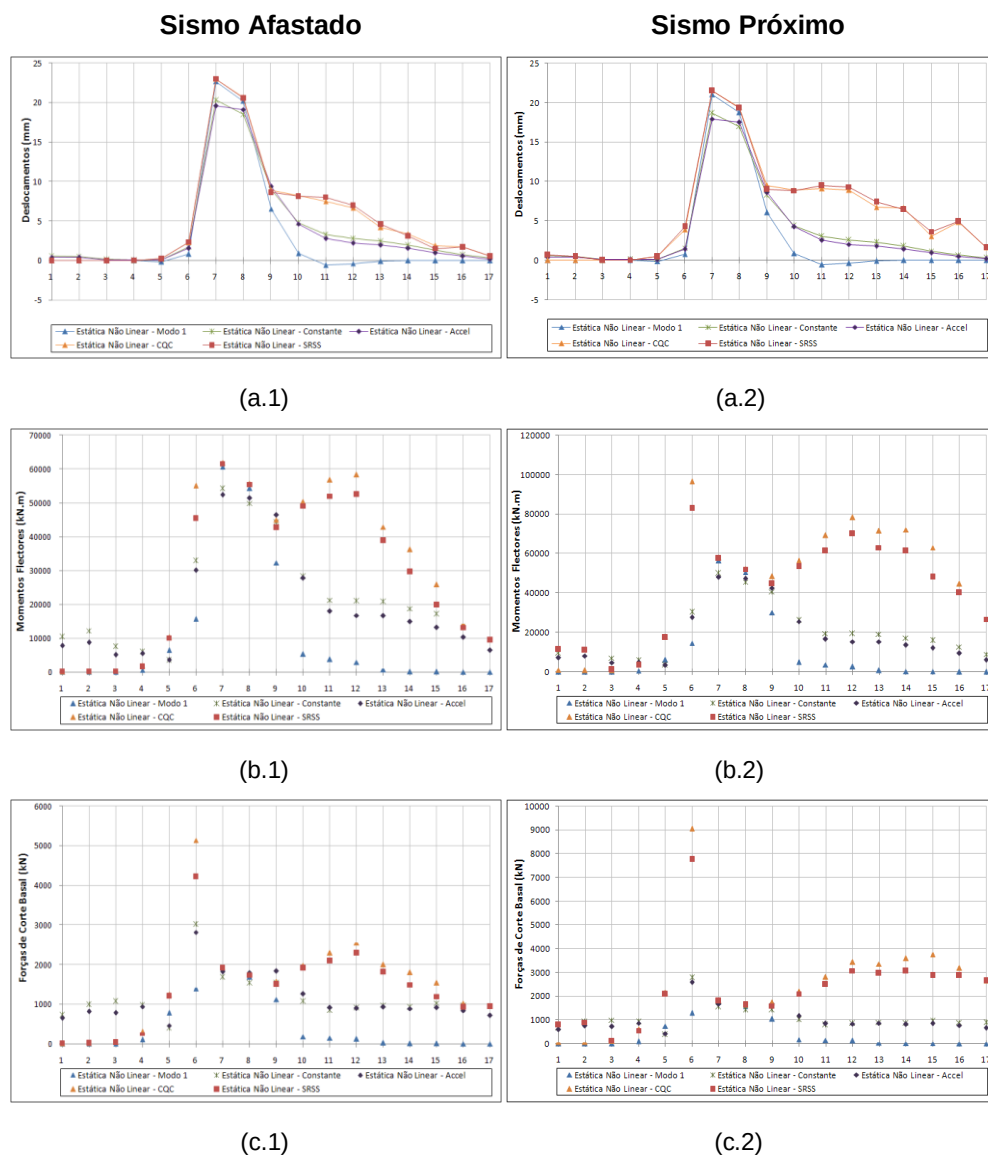


Fig. A.9 – Resposta Estrutural da Ponte sobre o Rio Coura ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b) e Forças de Corte Basal (c), considerando-se diferentes análises Pushover: Modal Pushover Analysis com combinação quadrática completa (CQC) e simples (SRSS); Método N2 (Modo 1 e Constante); Análise SAP2000 (Accel); e as acções sísmicas interplacas (Tipo 1) e intraplacas (Tipo 2).

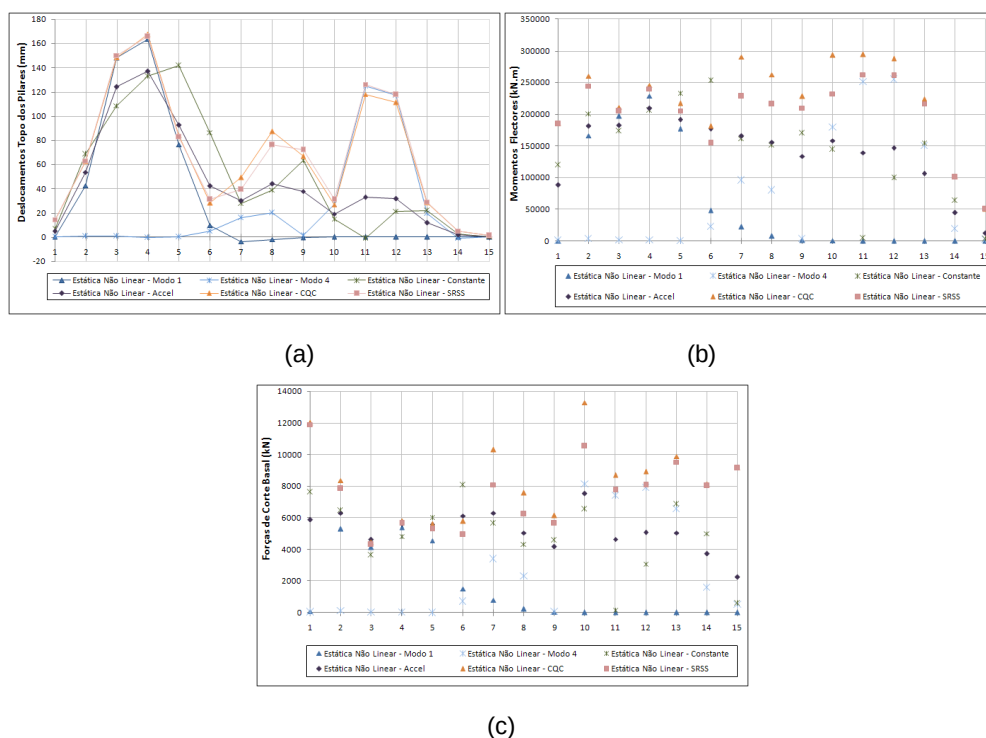


Fig. A.10 – Resposta Estrutural da Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b) e Forças de Corte Basal (c), considerando-se diferentes análises Pushover: Modal Pushover Analysis com combinação quadrática completa (CQC) e simples (SRSS); Método N2 (Modo 1, Modo 4 e Constante); Análise SAP2000 (Accel).

A.1.6 – ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR (TIME-HISTORY)

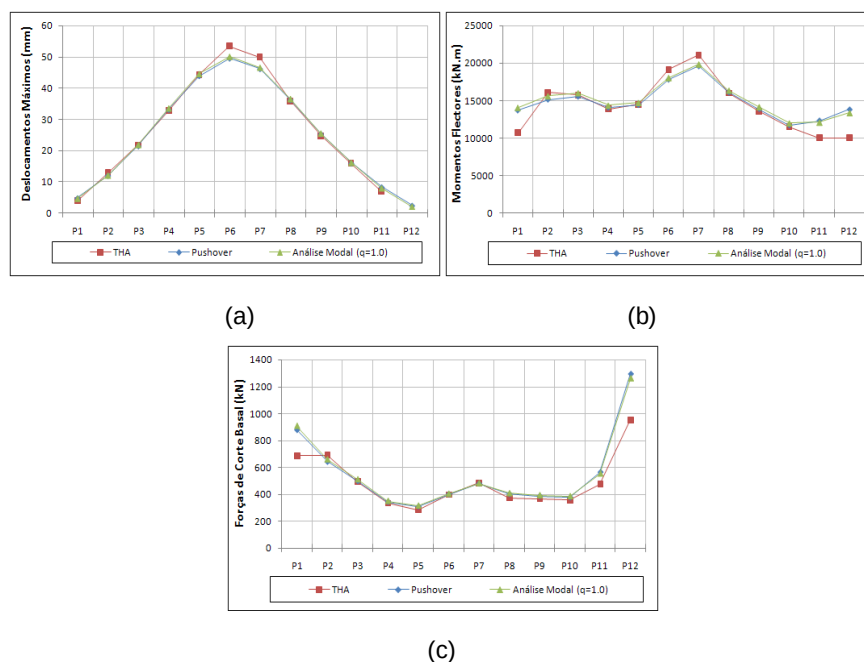


Fig. A.11 – Resposta Estrutural do Viaduto Morreira à acção sísmica afastada ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b), Forças de Corte Basal (c), considerando-se os três tipos de análises adoptadas: Dinâmicas Lineares (Análise Modal); Estáticas Não Lineares (Pushover) e Dinâmicas Não Lineares (THA).

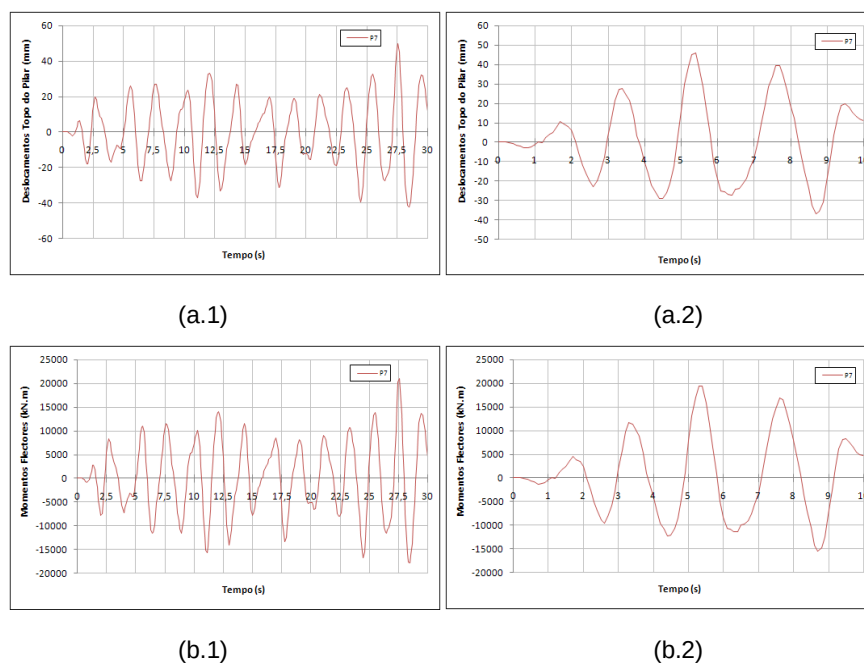


Fig. A.12 – Evolução da Resposta Estrutural do Viaduto Morreira (pilar P7) no tempo ao nível dos Deslocamentos (a) e dos Momentos Flectores (b), considerando-se as acções sísmicas interplacas (Tipo 1) e intraplacas (Tipo 2).

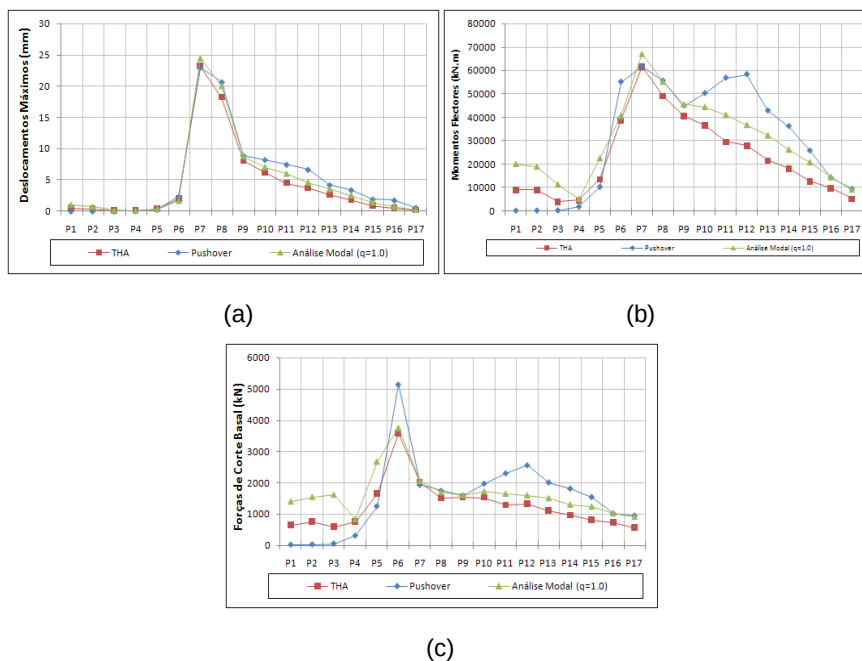


Fig. A.13 – Resposta Estrutural da Ponte sobre o Rio Coura à acção sísmica afastada ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b) e Forças de Corte Basal (c).

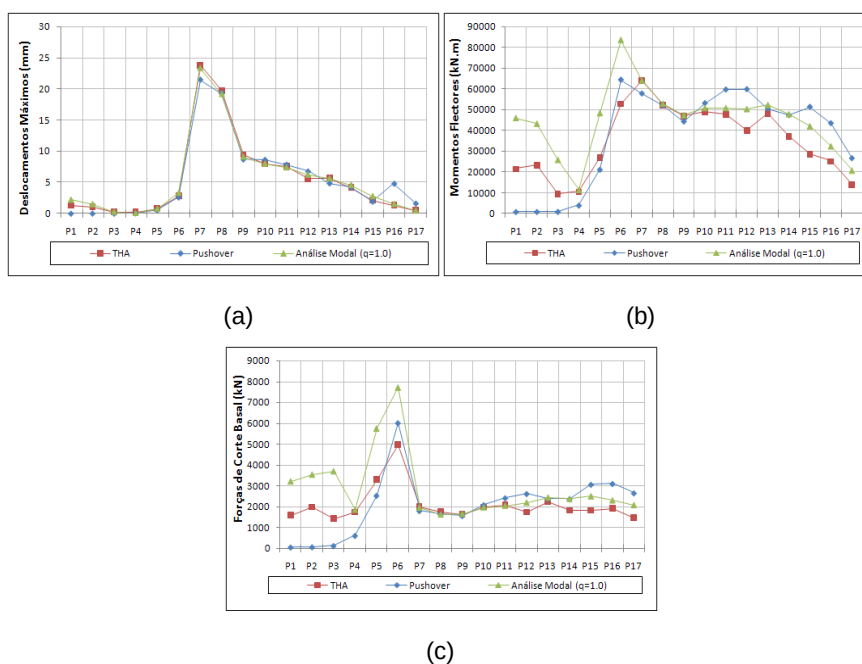


Fig. A.14 – Resposta Estrutural da Ponte sobre o Rio Coura à acção sísmica próxima ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b), e Forças de Corte Basal (c)

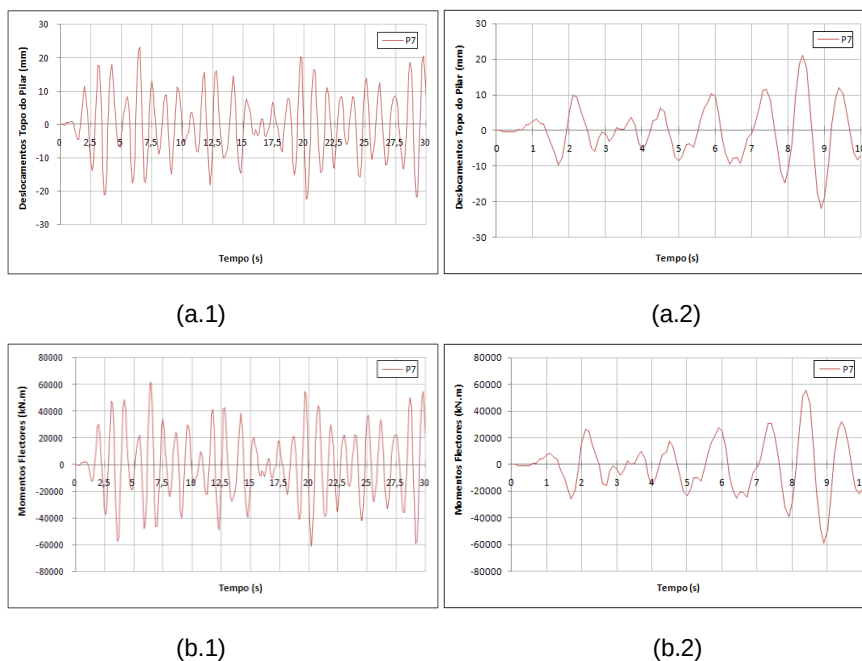


Fig. A.15 – Evolução da Resposta Estrutural da Ponte sobre o Rio Coura no tempo ao nível dos Deslocamentos (a) e dos Momentos Flectores (b), considerando-se as acções sísmicas interplacas (Tipo 1) e intraplacas (Tipo 2).

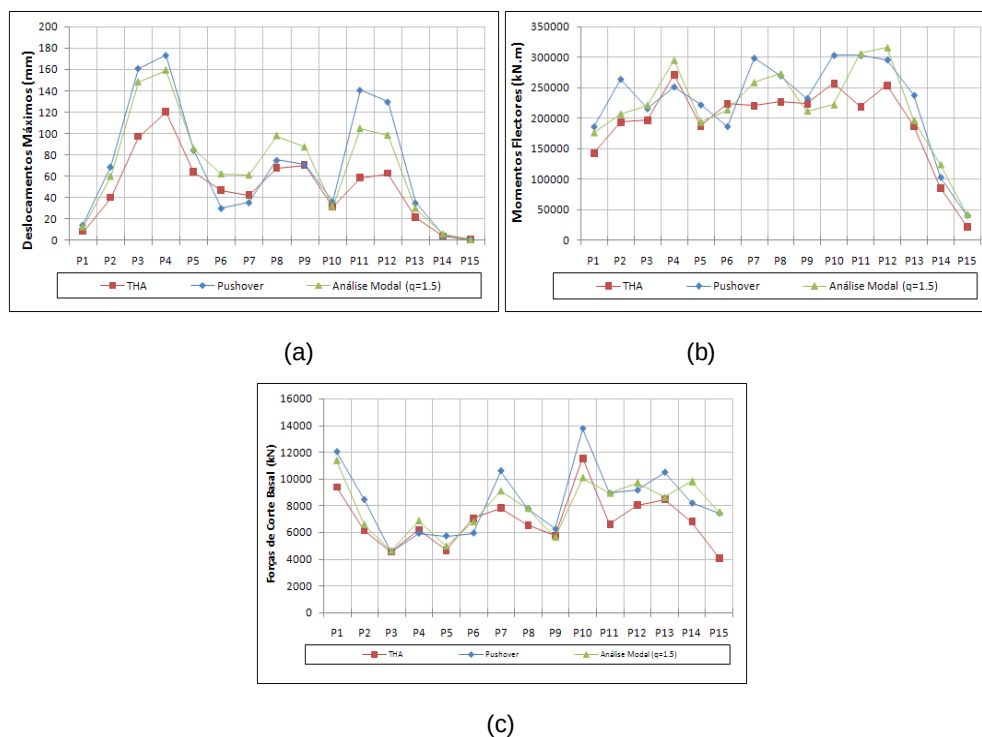


Fig. A.23 – Resposta Estrutural da Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa à acção do sismo afastado ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b), Forças de Corte Basal (c).

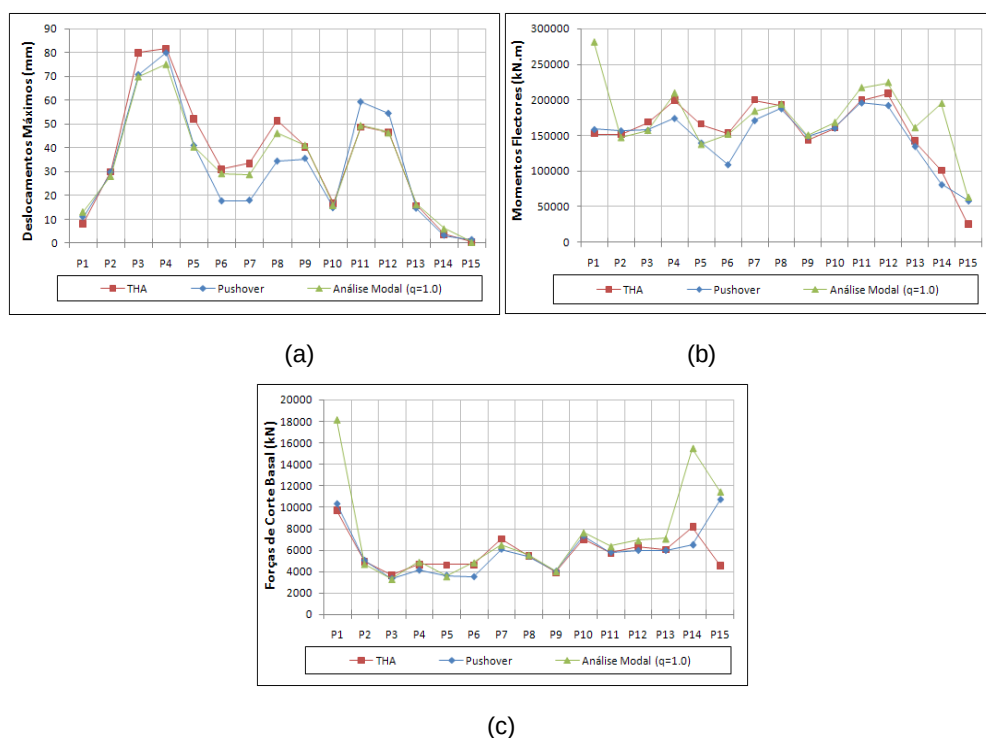


Fig. A.24 – Resposta Estrutural da Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa à acção do sismo próximo ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b), Forças de Corte Basal (c).

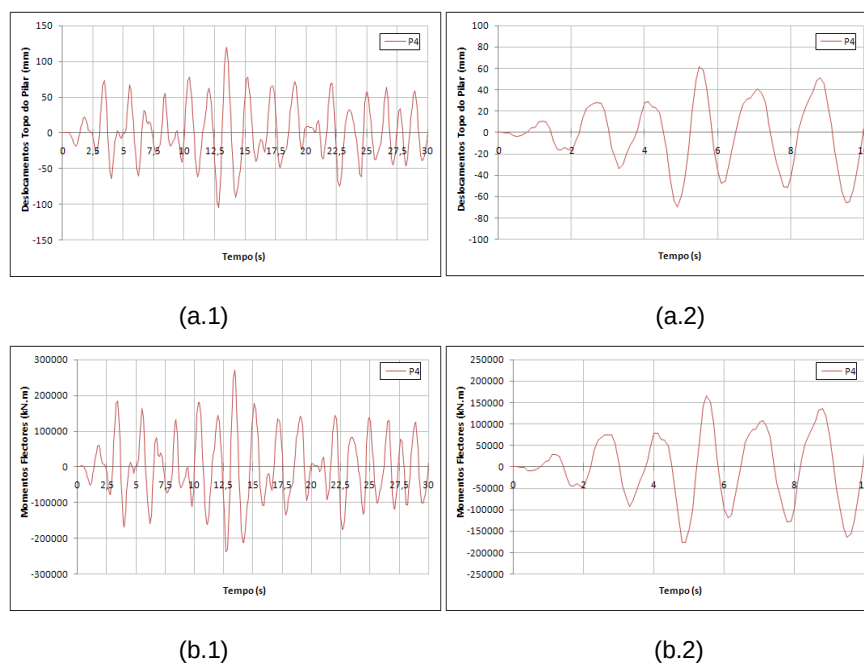


Fig. A.25 – Evolução da Resposta Estrutural da Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa no tempo (Pilar P4) ao nível dos Deslocamentos (a) e dos Momentos Flectores (b), considerando-se as acções sísmicas interplacas (Tipo 1) e intraplacas (Tipo 2).

A.1.7 – ANÁLISE COM ACÇÃO SÍSMICA ESCALADA

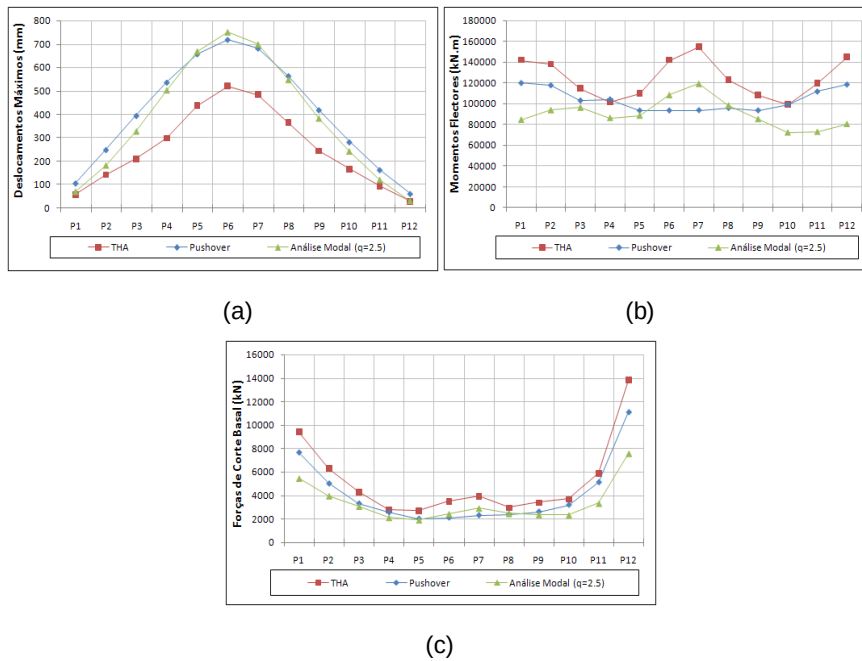


Fig. A.16 – Resposta Estrutural do Viaduto Morreira à acção sísmica escalada (x15) ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b) e Forças de Corte Basal (c).

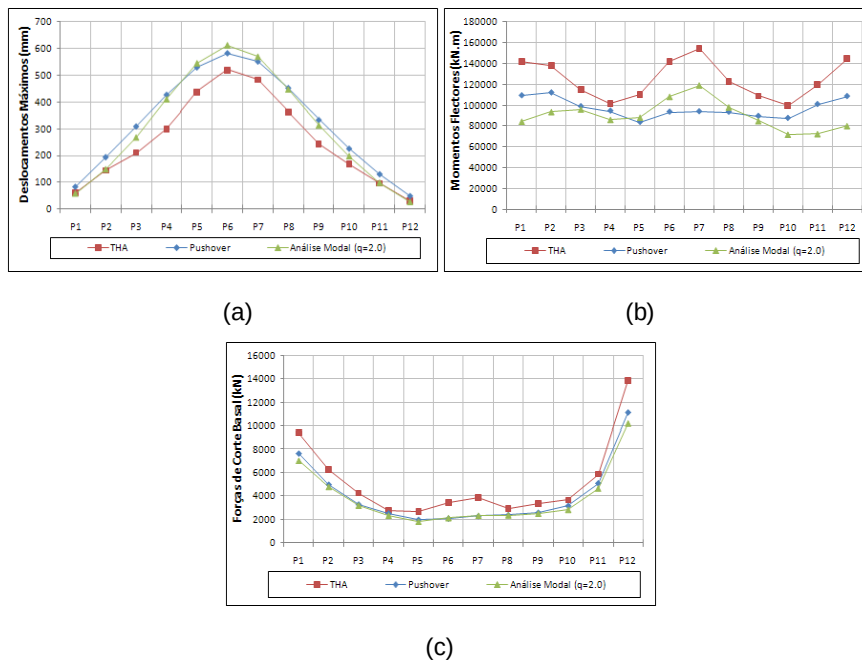


Fig. A.17 – Resposta Estrutural do Viaduto Morreira à acção sísmica escalada (x15) ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b), Forças de Corte Basal (c), considerando-se um amortecimento de 10% no espectro de resposta do EC8.

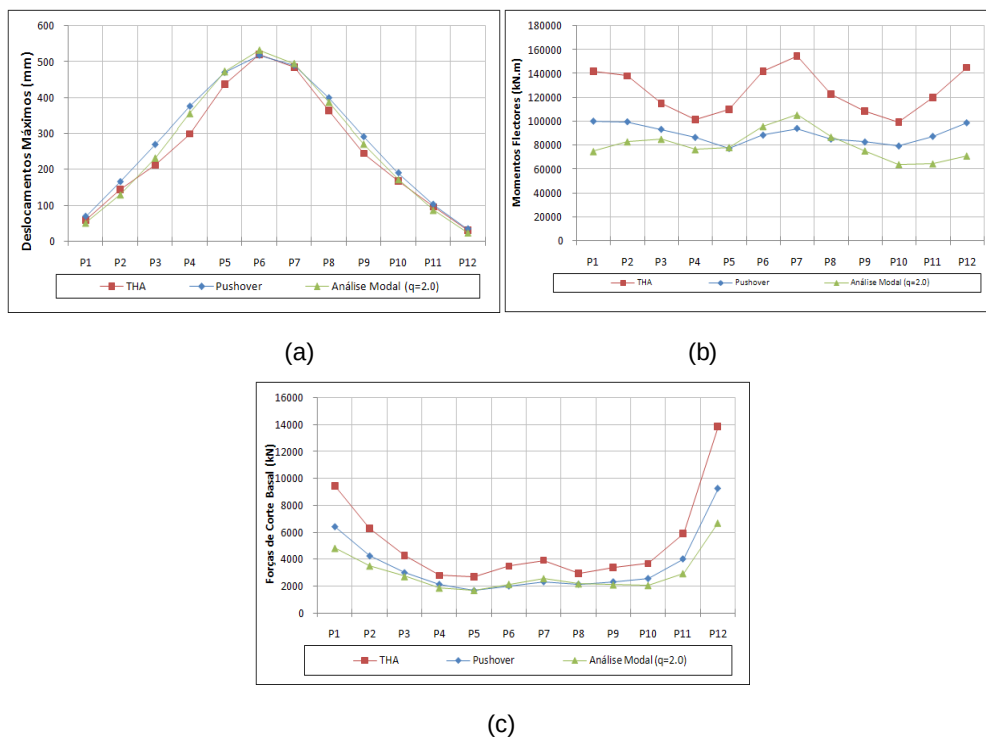


Fig. A.18 – Resposta Estrutural do Viaduto Morreira à acção sísmica escalada (x15) ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b), Forças de Corte Basal (c), considerando-se um amortecimento de 15% no espectro de resposta do EC8.

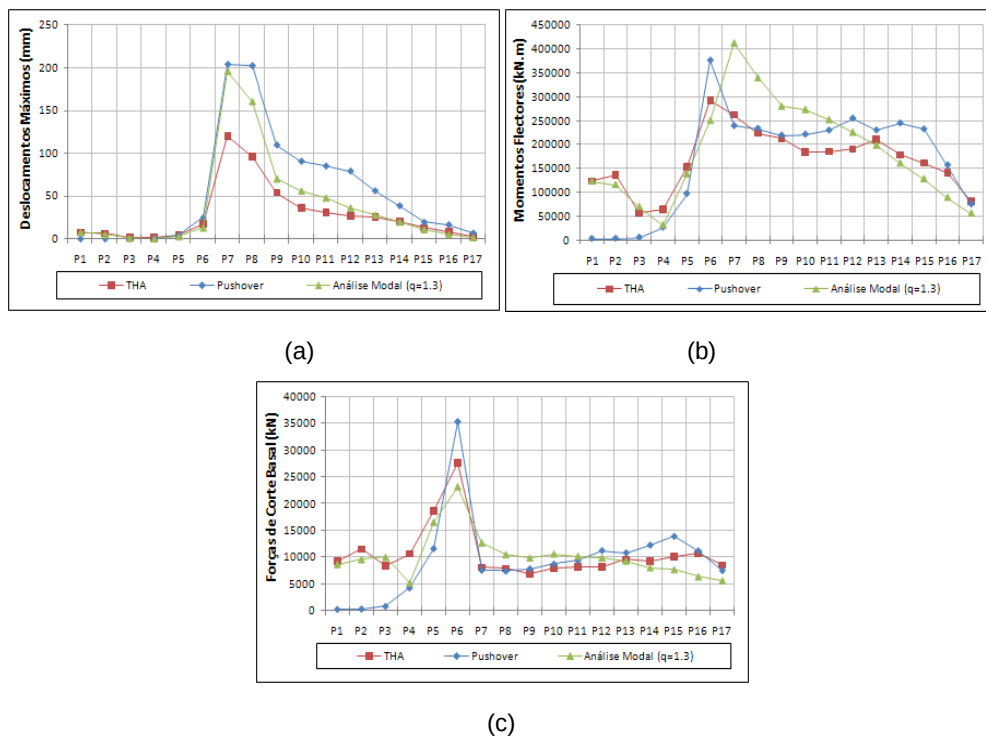


Fig. A.19 – Resposta Estrutural da Ponte sobre a Rio Coura à acção sísmica afastada escalada (x8) ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b), Forças de Corte Basal (c).

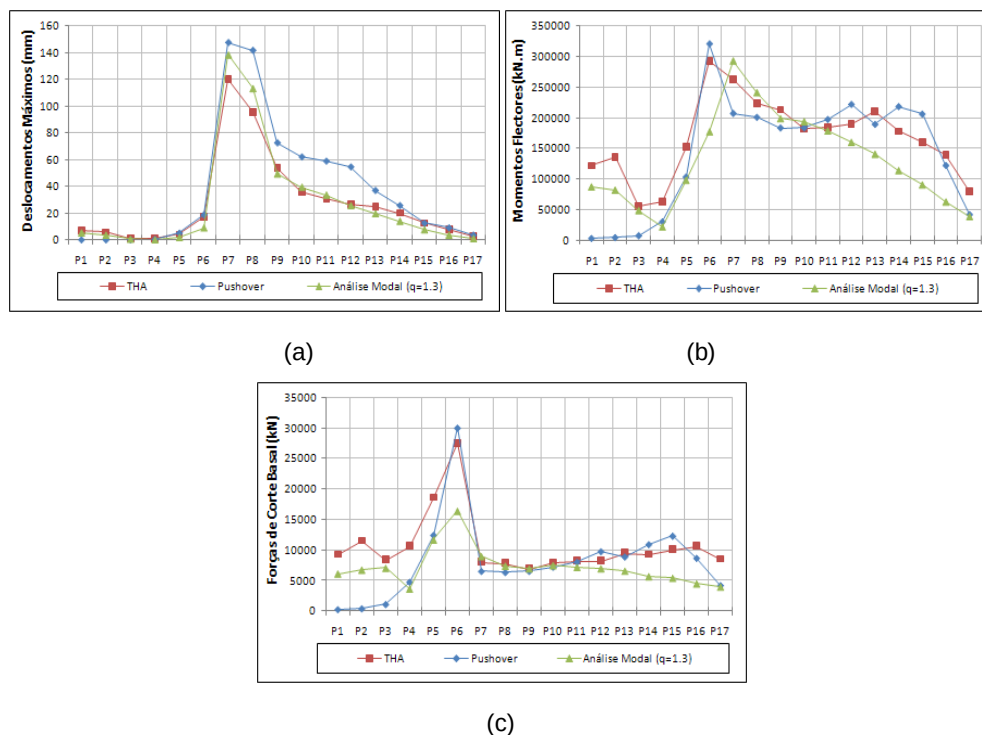


Fig. A.20– Resposta Estrutural da Ponte sobre a Rio Coura à acção sísmica afastada escalada (x8) ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b), Forças de Corte Basal (c), considerando-se um amortecimento de 15% no espectro de resposta do EC8.

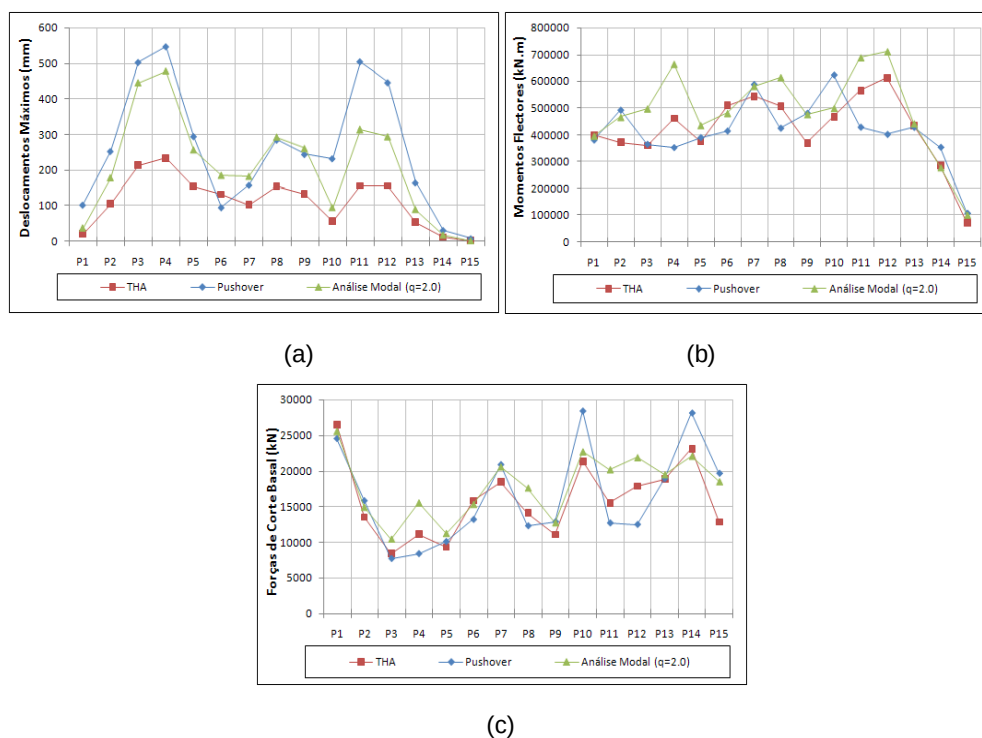


Fig. A.21 – Resposta Estrutural da Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa à acção sísmica escalada (x3) ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b), Forças de Corte Basal (c).

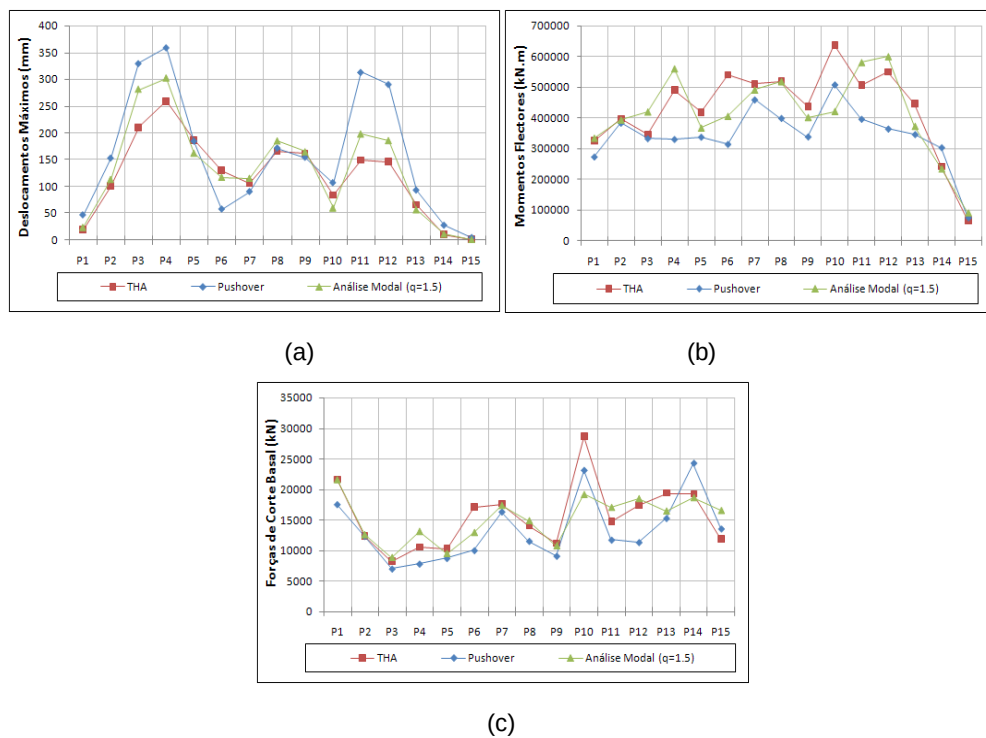


Fig. A.22 – Resposta Estrutural da Ponte sobre a Ribeira da Laje e Rio Grande de Pipa à acção sísmica escalada (x3) ao nível dos Deslocamentos (a), Momentos Flectores (b), Forças de Corte Basal (c), considerando-se um amortecimento de 20% no espectro de resposta do EC8.

A.2

TABELAS – RESULTADOS

PONTE SOBRE O RIO ARADE E VIADUTO DE ACESSO

PONTE SOBRE O RIO LOUREDO

A.2.1 – PONTE SOBRE O RIO ARADE E VIADUTO DE ACESSO

Quadro A.3 – Análise MMF (Eurocódigo 8); $q=1,0$; $E=34\text{GPa}$.

EC8									
Nó/Pilar	Tipo 1 – Sísmo Afastado				Tipo 2 – Sísmo Próximo				
	F_i (kN)	$\delta_{máx}$ (mm)	R (kN)	M (kNm)	F_i (kN)	$\delta_{máx}$ (mm)	R (kN)	M (kNm)	
1	3334,95	24,72	14264,38	308110,61	1214,65	9,00	5195,33	112219,23	
2	22470,89	147,47	16795,16	623100,47	8184,29	53,71	6117,09	226944,00	
3	23713,02	158,40	18186,56	672902,59	8636,69	57,69	6623,86	245082,79	
4	5091,92	38,34	11981,30	317504,52	1854,57	13,96	4363,80	115640,65	
5	777,25	3,05	1725,21	38299,64	283,09	1,11	628,35	13949,39	
6	89,55	1,28	1640,88	22644,18	32,62	0,47	597,64	8247,40	
7	15,90	0,31	1658,62	14264,14	5,79	0,11	604,10	5195,25	
8	249,15	1,75	2064,60	29317,30	90,75	0,64	751,96	10677,87	
9	977,72	7,60	1276,16	34711,54	356,10	2,77	464,80	12642,54	
10	1797,67	13,91	723,26	29075,14	654,74	5,07	263,42	10589,67	
11	1899,95	15,33	1157,09	41076,81	691,99	5,58	421,43	14960,89	
12	1452,31	11,35	1448,11	43153,58	528,96	4,13	527,43	15717,28	
13	832,32	5,59	1530,48	35354,19	303,15	2,03	557,43	12876,61	
14	356,12	1,69	808,48	15522,90	129,70	0,62	294,46	5653,71	

Quadro A.4 – Análise MME (RSA) e utilização do coeficiente sísmico β ; $q=1,0$; $E=34\text{GPa}$.

N.º/Pilar	Coeficiente Sísmico β					Tipo 1 - Sísmo Próximo					Tipo 2 - Sísmo Afastado				
	F_i (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)		F_i (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)		F_i (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	
1	2396,79	17,76	10251,64	221435,34		2052,52	15,21	8779,13	189629,18		2559,16	18,97	10946,12	236436,24	
2	16149,56	105,99	12070,48	447814,71		13829,89	90,76	10336,72	383492,25		17243,59	113,16	12888,18	478151,45	
3	17042,26	113,84	13070,46	483606,88		14594,37	97,49	11193,06	414143,37		18196,76	121,55	13955,90	516368,33	
4	3659,50	27,55	8610,82	228186,62		3133,87	23,60	7373,99	195410,74		3907,41	29,42	9194,15	243644,89	
5	558,60	2,19	1239,89	27525,49		478,37	1,88	1061,79	23571,83		596,44	2,34	1323,88	29390,17	
6	64,36	0,92	1179,28	16274,09		55,12	0,79	1009,89	13936,54		68,72	0,98	1259,17	17376,57	
7	11,43	0,22	1192,03	10251,46		9,79	0,19	1020,81	8778,98		12,20	0,24	1272,78	10945,93	
8	179,06	1,26	1483,80	21069,98		153,34	1,08	1270,67	18043,57		191,19	1,34	1584,32	22497,35	
9	702,68	5,46	917,16	24946,76		601,75	4,68	766,42	21363,50		750,28	5,83	979,29	26636,75	
10	1291,96	10,00	519,80	20895,95		1106,39	8,56	445,14	17894,53		1379,48	10,68	555,01	22311,52	
11	1365,47	11,01	831,59	29521,40		1169,34	9,43	712,14	25281,05		1457,97	11,76	887,92	31521,30	
12	1043,76	8,15	1040,74	31013,95		893,84	6,98	891,25	26559,22		1114,47	8,71	1111,24	33114,96	
13	598,18	4,01	1099,94	25408,62		512,26	3,44	941,95	21759,02		638,70	4,29	1174,45	27129,90	
14	255,94	1,22	581,05	11156,12		219,18	1,04	497,59	9553,69		273,28	1,30	620,41	11911,88	

Quadro A.5 – Análise Modal (Combinação CQC) – Eurocódigo 8; $q=1,0$; $E=34\text{GPa}$.

N.º/Pilar	EC8							
	Tipo 1 - Sismo Afastado				Tipo 2 - Sismo Próximo			
	F_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	F_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)
1	14944,14	25,82	14899,24	321823,56	8225,34	11,80	6809,49	147085,04
2	18705,39	119,32	13589,26	504161,68	7024,70	43,48	4951,32	183693,86
3	21017,48	128,64	14769,21	546460,60	8012,51	46,90	5384,25	199217,27
4	21441,68	45,16	14112,06	373969,69	10348,10	19,10	5968,61	158168,12
5	11495,56	18,44	10425,15	231438,25	9058,72	9,83	5555,92	123341,37
6	6491,15	5,55	7127,08	98353,71	5656,55	4,13	5303,52	73188,64
7	3909,24	1,37	7289,65	62691,01	3416,30	1,05	5564,20	47852,10
8	4651,40	8,88	10480,13	148817,85	3943,73	4,24	5002,57	71036,44
9	7028,91	39,82	6684,18	181809,74	4562,38	15,30	2567,69	69841,11
10	10206,18	73,22	3806,71	153029,67	4305,01	26,73	1389,50	55858,01
11	11437,18	80,38	6068,49	215431,53	5533,11	29,50	2226,79	79050,90
12	7823,77	58,07	7411,85	220873,11	3481,82	21,35	2724,69	81195,88
13	5841,39	27,81	7621,34	176052,86	4053,26	11,27	3088,79	71351,04
14	5570,84	10,20	4869,68	93497,80	4583,02	6,38	3044,86	58461,24

Quadro A.6 – Análise Modal (Combinação CQC) – RSA; $q=1,0$; $E=34\text{GPa}$.

Nº/Pilar	RSA							
	Tipo 2 – Sísmo Afastado				Tipo 1 – Sísmo Próximo			
	F_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	F_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)
1	9134,28	18,09	10438,39	225469,25	12000,71	18,35	10592,13	228790,06
2	14312,41	92,22	10503,12	389665,85	11906,80	74,82	8520,97	316128,12
3	15822,02	99,38	11409,96	422168,54	13455,57	80,68	9262,84	342725,17
4	12999,38	30,48	9525,79	252433,46	15541,20	30,45	9514,39	252131,37
5	7181,81	11,20	6329,68	140518,99	11703,55	14,17	8011,78	177861,42
6	3974,69	3,49	4484,79	61890,13	7622,51	5,42	6964,71	96113,02
7	2419,61	0,84	4477,86	38509,64	5055,52	1,47	7818,44	67238,57
8	2891,03	5,52	6516,41	92533,08	5425,76	6,29	7414,68	105288,40
9	4403,71	24,68	4141,87	112658,92	6152,11	24,76	4155,00	113015,96
10	6318,53	45,34	2357,20	94759,43	6802,61	44,38	2307,27	92752,27
11	7107,96	49,78	3758,11	133412,82	8219,87	48,83	3686,77	130880,47
12	4843,80	35,95	4588,73	136744,19	5370,34	35,34	4510,90	134424,78
13	3656,73	17,23	4720,71	109048,51	5429,77	17,83	4885,56	112856,36
14	3523,38	6,39	3048,91	58539,06	5960,45	8,61	4109,00	78892,89

Quadro A.7 – Análise “pushover” – padrão de forças Modo 1.

Padrão de Forças - Modo 1															
Nó/Pilar	Tipo 1 – Sismo Afastado					Tipo 2 – Sismo Próximo					Tipo 1 – Sismo Afastado (x4)				
	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q _{per}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q _{per}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q _{per}
1	17,79	8943,61	193182,06	Fendilhação	1,0	5,85	3377,26	72948,85	Elástica	1,0	207,66	19614,80	423679,73	Cedência	3,9
2	108,28	8537,79	316752,18	Fendilhação	1,0	37,91	4316,89	160156,75	Elástica	1,0	594,47	13521,31	501640,47	Cedência	3,6
3	117,81	9024,40	333902,94	Fendilhação	1,0	40,96	4701,78	173966,70	Elástica	1,0	585,53	13525,73	500451,86	Cedência	3,6
4	26,57	7271,41	192692,24	Fendilhação	1,0	8,95	2797,45	74132,41	Elástica	1,0	189,71	14796,34	392102,99	Cedência	2,4
5	1,07	603,00	13386,56	Elástica	1,0	0,28	159,58	3542,72	Elástica	1,0	30,10	10611,60	235577,45	Fendilhação	1,0
6	1,17	1501,67	20723,01	Elástica	1,0	0,41	530,12	7315,68	Elástica	1,0	2,29	2945,20	40643,70	Elástica	1,0
7	0,14	745,05	6407,46	Elástica	1,0	0,05	246,00	2115,58	Elástica	1,0	1,27	6754,13	58085,53	Elástica	1,0
8	0,17	199,38	2831,18	Elástica	1,0	0,06	70,07	994,97	Elástica	1,0	0,58	685,17	9729,40	Elástica	1,0
9	0,14	22,98	624,98	Elástica	1,0	0,05	8,15	221,66	Elástica	1,0	0,68	113,21	3079,37	Elástica	1,0
10	0,08	4,19	168,34	Elástica	1,0	0,03	1,53	61,64	Elástica	1,0	0,46	23,65	950,90	Elástica	1,0
11	0,04	2,69	95,54	Elástica	1,0	0,01	1,04	36,80	Elástica	1,0	0,22	16,55	587,62	Elástica	1,0
12	0,01	1,18	35,20	Elástica	1,0	0,00	0,51	15,07	Elástica	1,0	0,06	8,15	242,83	Elástica	1,0
13	0,00	0,23	5,25	Elástica	1,0	0,00	0,02	0,39	Elástica	1,0	0,00	0,22	4,98	Elástica	1,0
14	0,00	0,86	16,49	Elástica	1,0	0,00	0,29	5,63	Elástica	1,0	0,01	4,60	88,39	Elástica	1,0

Quadro A.8 – Análise “pushover” – padrão de forças Constante.

Padrão de Forças – Constante															
Nó/Pilar	Tipo 1 – Sismo Afastado					Tipo 2 – Sismo Próximo					Tipo 1 – Sismo Afastado (x4)				
	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{sism}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{sism}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{sism}
1	33,40	12397,06	267776,52	Fendilhagem	1,0	9,78	5644,85	121928,77	Elastica	1,0	300,86	21321,32	460540,46	Cedência	5,7
2	118,10	8984,38	333320,45	Fendilhagem	1,0	39,98	4552,61	168902,00	Elastica	1,0	711,10	13967,77	518190,00	Cedência	4,3
3	124,81	9345,13	345769,90	Fendilhagem	1,0	42,27	4852,76	179562,09	Elastica	1,0	697,39	14005,41	518190,00	Cedência	4,2
4	45,38	9551,40	253112,18	Fendilhagem	1,0	14,85	4638,47	122919,50	Elastica	1,0	308,11	15991,75	423781,24	Cedência	3,9
5	10,56	5967,11	132469,75	Elastica	1,0	3,91	2209,34	49047,44	Elastica	1,0	91,56	16241,35	360558,08	Cedência	1,8
6	1,29	1661,84	22933,45	Elastica	1,0	0,73	932,16	12863,79	Elastica	1,0	13,82	11565,38	159602,22	Fendilhagem	1,0
7	0,17	904,40	7777,88	Elastica	1,0	0,13	709,57	6102,29	Elastica	1,0	0,91	4835,22	41582,92	Elastica	1,0
8	4,38	5166,31	73361,67	Elastica	1,0	2,09	2470,70	35083,96	Elastica	1,0	9,92	8811,94	125129,52	Fendilhagem	1,0
9	15,53	2606,07	70885,22	Elastica	1,0	7,48	1256,06	34164,70	Elastica	1,0	36,05	4620,52	125678,12	Fendilhagem	1,0
10	26,14	1358,66	54618,32	Elastica	1,0	12,62	656,27	26382,16	Elastica	1,0	60,60	2700,42	108556,85	Fendilhagem	1,0
11	28,45	2147,39	76232,35	Elastica	1,0	13,75	1038,07	36851,43	Elastica	1,0	67,85	3774,12	133981,36	Fendilhagem	1,0
12	22,57	2880,23	85830,85	Elastica	1,0	10,91	1392,86	41507,19	Elastica	1,0	56,55	4999,15	148974,61	Fendilhagem	1,0
13	13,53	3706,98	85631,19	Elastica	1,0	6,54	1793,05	41419,36	Elastica	1,0	35,82	6649,86	153611,78	Fendilhagem	1,0
14	5,94	2831,95	54373,36	Elastica	1,0	2,87	1369,94	26302,85	Elastica	1,0	16,03	6100,78	117134,91	Fendilhagem	1,0

Quadro A.9 – Análise “pushover” MPA (Combinação CQC).

MPA – CQC															
Nó/Pilar	Tipo 1 – Sismo Afastado					Tipo 2 – Sismo Próximo					Tipo 1 – Sismo Afastado (x4)				
	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{par}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{par}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{par}
1	26,63	10937,75	236255,46	Fendilheço	1,0	9,29	5414,63	116953,94	Elastica	1,0	230,77	20044,47	432960,64	Cedência	4,4
2	108,29	8570,03	317948,13	Fendilheço	1,0	37,93	4362,11	161834,32	Elastica	1,0	595,15	13253,31	491697,88	Cedência	3,6
3	117,90	9052,74	334951,56	Fendilheço	1,0	41,13	4768,37	176429,77	Elastica	1,0	586,38	13249,97	490249,03	Cedência	3,6
4	49,46	10083,68	267217,45	Fendilheço	1,0	17,18	5421,47	143668,96	Elastica	1,0	280,65	15719,60	416569,33	Cedência	3,6
5	26,06	9749,90	216447,88	Fendilheço	1,0	9,14	5167,51	114718,70	Elastica	1,0	149,12	17582,50	390331,43	Cedência	2,9
6	14,01	11650,67	160779,19	Fendilheço	1,0	4,75	6082,94	83944,54	Elastica	1,0	83,66	22717,90	313506,99	Cedência	3,4
7	4,97	15203,23	130747,80	Fendilheço	1,0	1,26	6678,57	57435,70	Elastica	1,0	45,06	25173,93	216498,81	Cedência	5,4
8	10,49	9087,46	129041,98	Fendilheço	1,0	3,61	4235,32	60141,48	Elastica	1,0	67,38	20390,42	289543,98	Cedência	2,6
9	36,13	4616,91	125579,96	Fendilheço	1,0	12,90	2156,49	58656,51	Elastica	1,0	183,68	10020,85	272567,10	Cedência	2,0
10	63,36	2761,32	111004,92	Fendilheço	1,0	22,84	1182,13	47521,59	Elastica	1,0	296,58	6400,19	257287,59	Cedência	1,5
11	71,10	3879,55	137724,16	Fendilheço	1,0	25,23	1896,70	67333,02	Elastica	1,0	337,45	7838,42	278263,96	Cedência	2,2
12	52,66	4761,26	141885,64	Fendilheço	1,0	17,98	2284,35	68073,50	Elastica	1,0	280,76	9722,78	289738,71	Cedência	2,5
13	27,43	5595,16	129248,14	Fendilheço	1,0	9,06	2470,68	57072,75	Elastica	1,0	178,20	12677,97	292861,12	Cedência	2,7
14	14,50	5760,80	110607,28	Fendilheço	1,0	5,14	2439,88	46845,64	Elastica	1,0	88,19	14012,95	269048,71	Cedência	1,9

Quadro A.10 – Análise “pushover” MPA (Combinação SRSS).

MPA – SRSS																
Nº/Pilar	Tipo 1 – Sismo Afastado					Tipo 2 – Sismo Próximo					Tipo 1 – Sismo Afastado (x4)					
	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{pse}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{pse}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{pse}	
1	27,41	11111,87	240016,41	Fendilhagão	1,0	9,67	5632,13	121664,11	Elastica	1,0	231,50	20057,73	433246,92	Cedência	4,4	
2	108,32	8571,30	317986,40	Fendilhagão	1,0	37,95	4363,46	161884,50	Elastica	1,0	595,12	13253,15	491691,90	Cedência	3,6	
3	117,86	9050,74	334877,44	Fendilhagão	1,0	41,09	4763,18	176237,62	Elastica	1,0	586,78	13251,93	490321,53	Cedência	3,6	
4	49,37	10072,93	266932,70	Fendilhagão	1,0	17,12	5403,68	143197,41	Elastica	1,0	281,29	15726,12	416742,21	Cedência	3,6	
5	26,58	9862,15	218939,78	Fendilhagão	1,0	9,32	5272,51	117049,70	Elastica	1,0	151,63	17640,88	391627,54	Cedência	2,9	
6	14,38	11858,65	163649,41	Fendilhagão	1,0	4,89	6259,12	86375,90	Elastica	1,0	86,02	22924,33	316365,73	Cedência	3,5	
7	5,46	16047,14	138005,42	Fendilhagão	1,0	1,45	7666,56	65932,44	Elastica	1,0	47,69	25467,15	219017,52	Cedência	5,7	
8	10,98	9340,77	132639,00	Fendilhagão	1,0	3,74	4398,06	62452,46	Elastica	1,0	70,86	20671,25	293531,75	Cedência	2,7	
9	36,09	4614,26	125507,82	Fendilhagão	1,0	12,86	2149,52	58466,86	Elastica	1,0	184,25	10027,79	272755,81	Cedência	2,0	
10	63,28	2759,46	110930,32	Fendilhagão	1,0	22,81	1180,62	47461,07	Elastica	1,0	296,53	6399,98	257279,15	Cedência	1,5	
11	70,94	3874,16	137532,70	Fendilhagão	1,0	25,17	1891,95	67164,39	Elastica	1,0	337,09	7836,41	278192,56	Cedência	2,2	
12	52,70	4764,09	141969,74	Fendilhagão	1,0	17,99	2286,21	68129,11	Elastica	1,0	281,22	9727,06	289866,37	Cedência	2,6	
13	27,36	5586,38	129045,41	Fendilhagão	1,0	9,00	2455,76	56728,16	Elastica	1,0	178,56	12686,10	293025,88	Cedência	2,7	
14	13,83	5618,21	107869,59	Fendilhagão	1,0	4,86	2307,98	44313,13	Elastica	1,0	87,18	13978,88	268394,49	Cedência	1,9	

Quadro A.11 – Análise Dinâmica Não Linear (*Time-History*).

Nº/Pilar	Time-History													
	Tipo 1 – Sismo Afastado				Tipo 2 – Sismo Próximo				Tipo 1 – Sismo Afastado (x4)					
	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	q _{par}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	q _{par}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	q _{par}	δ_{max} (mm)	q _{par}
1	31,16	11373,68	245671,57	1,00	16,55	8613,298	186047,23	1,00	118,02	17676,62	381815,02	2,23		
2	119,26	8983,94	333304,04	1,00	62,55	6440,746	238951,66	1,00	367,90	12153,74	450903,71	2,23		
3	134,77	9588,98	354792,41	1,00	65,65	6626,669	245186,74	1,00	409,93	12359,80	457312,52	2,49		
4	51,78	9892,79	262159,04	1,00	26,73	7164,507	189859,43	1,00	159,25	14400,07	381601,92	2,01		
5	21,76	8596,89	190850,89	1,00	13,99	7018,826	155817,94	1,00	73,63	15640,73	347224,29	1,41		
6	7,06	7675,44	105921,02	1,00	4,85	6232,944	86014,62	1,00	25,76	15243,30	210357,55	1,05		
7	1,39	7356,05	63262,07	1,00	0,94	5229,624	44973,91	1,00	6,27	15692,03	134951,48	1,00		
8	10,79	9007,96	127912,98	1,00	5,89	6189,519	87891,16	1,00	34,72	17332,79	246125,61	1,34		
9	36,61	4539,90	123485,15	1,00	21,84	3450,557	93855,15	1,00	121,20	9041,06	245916,90	1,32		
10	69,59	2908,68	116929,02	1,00	43,57	2518,552	101249,81	1,00	213,42	5993,26	240928,89	1,07		
11	81,08	4195,41	148936,95	1,00	31,61	2916,25	103526,89	1,00	249,76	7146,35	253695,37	1,61		
12	62,89	5342,62	159210,08	1,00	16,03	3166,165	94351,70	1,00	201,08	8670,07	258367,96	1,83		
13	31,33	5879,66	135820,25	1,00	8,47	3357,841	77566,13	1,00	120,40	11521,12	266137,76	1,80		
14	11,52	5055,61	97067,66	1,00	1,32	631,7251	12129,12	1,00	52,67	12758,59	244964,98	1,13		

A.2.2 – PONTE SOBRE O RIO LOUREDO

Quadro A.12 – Análise MMF (Eurocódigo 8); $q=1,0$; $E=34\text{GPa}$.

EC8									
Nó/Pilar	Tipo 1 - Sísmo Afastado					Tipo 2 - Sísmo Próximo			
	F_i (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)		F_i (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)
1	846,22	12,81	1758,55	63659,64		819,85	12,41	1703,76	61676,13
2	2640,33	41,35	1234,73	74330,67		2558,06	40,06	1196,26	72014,66
3	176,91	2,10	1561,74	32171,86		171,40	2,03	1513,08	31169,45

Quadro A.13 – Análise MMF (RSA) e utilização do coeficiente sísmico β ; $q=1,0$; $E=34\text{GPa}$.

RSA												
Nó/Pilar	Coeficiente Sísmico β				Tipo 1 – Sísmo Próximo				Tipo 2 – Sísmo Afastado			
	F_i (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	F_i (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	F_i (kN)	δ (mm)	R (kN)	M (kNm)
1	1180,73	17,87	2453,72	88824,68	785,51	11,89	1632,40	59092,71	1089,32	16,48	2263,75	81947,72
2	3684,07	57,70	1722,82	103714,02	2450,91	38,38	1146,15	68998,20	3398,84	53,23	1589,44	95684,31
3	246,84	2,92	2179,11	44889,59	164,22	1,95	1449,70	29863,86	227,73	2,70	2010,40	41414,16

Quadro A.14 – Análise Modal (Combinação CQC) – Eurocódigo 8; $q=1,0$; $E=34\text{GPa}$.

EC8									
Nó/Pilar	Tipo 1 - Sismo Afastado					Tipo 2 - Sismo Próximo			
	F_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)		F_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)
1	2186,48	14,72	2021,72	73186,42		2123,33	14,26	1958,96	70914,52
2	2540,48	37,83	1129,76	68011,74		2472,81	36,66	1094,57	65893,34
3	4369,14	5,71	4255,66	87666,55		5897,03	7,50	5588,96	115132,53

Quadro A.15 – Análise Modal (Combinação CQC) – RSA; $q=1,0$; $E=34\text{GPa}$.

RSA									
Nó/Pilar	Tipo 1 - Sismo Próximo					Tipo 2 - Sismo Afastado			
	F_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)		F_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)
1	2035,58	13,52	1856,02	67187,77		2511,46	17,86	2453,12	88803,09
2	2311,27	34,25	1022,78	61571,06		3227,10	48,40	1445,17	86999,28
3	5203,53	6,64	4949,87	101967,36		4134,56	5,64	4202,92	86580,08

Quadro A.16 – Análise “pushover” – padrão de forças Modo 1.

Padrão de Forças – Modo 1															
Nó/Pilar	Tipo 1 – Sismo Afastado					Tipo 2 – Sismo Próximo					Tipo 2 – Sismo Próximo (x12)				
	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{pw}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{pw}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{pw}
1	13,52	1014,71	36951,12	Fendilheço	1,0	12,92	991,82	36117,00	Fendilheço	1,0	257,40	5739,75	208664,58	Cedência	1,9
2	34,22	1037,23	61791,61	Elastica	1,0	33,09	1003,11	59757,07	Elastica	1,0	490,34	3946,14	234287,24	Cedência	1,3
3	1,58	1146,51	24049,43	Elastica	1,0	1,54	1111,55	23314,76	Fendilheço	1,0	99,16	10054,86	209514,86	Cedência	2,2

Quadro A.17 – Análise “pushover” – padrão de forças Constante.

Padrão de Forças – Constante															
Nó/Pilar	Tipo 1 – Sismo Afastado					Tipo 2 – Sismo Próximo					Tipo 2 – Sismo Próximo (x12)				
	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{pw}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{pw}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{pw}
1	21,30	1318,54	47815,04	Fendilheço	1,0	20,47	1286,61	46656,95	Fendilheço	1,0	251,73	5752,96	208534,94	Cedência	1,9
2	34,79	1048,05	62689,01	Elastica	1,0	33,59	1012,04	60532,12	Elastica	1,0	417,44	3894,81	233620,99	Cedência	1,1
3	5,29	1943,20	40349,56	Fendilheço	1,0	5,02	1889,13	39226,90	Fendilheço	1,0	138,09	10272,04	212173,18	Cedência	3,1

Quadro A.18 – Análise “pushover” MPA (Combinação CQC).

MPA (CQC)															
Nó/Pilar	Tipo 1 – Sismo Afastado					Tipo 2 – Sismo Próximo					Tipo 2 – Sismo Próximo (x12)				
	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q _{pw}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q _{pw}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q _{pw}
1	16,67	1143,39	41390,74	Fendilheço	1,0	15,98	1116,73	40425,79	Fendilheço	1,0	314,99	5801,03	209997,23	Cedência	2,3
2	34,36	1025,98	61764,19	Elastica	1,0	33,22	992,03	59720,37	Elastica	1,0	504,95	3893,88	234411,39	Cedência	1,3
3	10,92	3098,97	63838,72	Fendilheço	1,0	10,49	3011,46	62036,08	Fendilheço	1,0	213,74	10550,02	217330,43	Cedência	4,7

Quadro A.19 – Análise “pushover” MPA (Combinação SRSS).

MPA (SRSS)															
Nó/Pilar	Tipo 1 – Sismo Afastado					Tipo 2 – Sismo Próximo					Tipo 2 – Sismo Próximo (x12)				
	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{par}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{par}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	Fase	q_{par}
1	16,54	1138,33	41207,57	Fendilheação	1,0	15,85	1111,87	40249,86	Fendilheação	1,0	312,64	5799,52	209942,76	Cedência	2,3
2	34,37	1026,38	61787,91	Elastica	1,0	33,24	992,44	59745,18	Elastica	1,0	504,80	3893,85	234409,97	Cedência	1,3
3	10,92	3099,11	63841,76	Fendilheação	1,0	10,49	3011,59	62038,85	Fendilheação	1,0	213,99	10550,86	217347,62	Cedência	4,8

Quadro A.20 – Análise Dinâmica Não Linear (Time-History).

Time-History												
Nó/Pilar	Tipo 1 – Sismo Afastado					Tipo 2 – Sismo Próximo					Tipo 2 – Sismo Próximo (x12)	
	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	q_{pillar}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	q_{pillar}	δ_{max} (mm)	R (kN)	M (kNm)	q_{pillar}
1	18,88	1185,61	42919,22	1,00	24,90	1420,248	51412,98	1,00	173,11	5701,826	206406,10	1,29
2	42,53	1275,66	76794,56	1,00	51,71	1481,43	89182,10	1,00	347,07	3521,651	212003,40	1,00
3	6,92	2222,60	45785,46	1,00	9,86	2687,263	55357,62	1,00	98,02	10088,87	207830,67	2,18