



FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE PONTES COM PILARES OCOS DE BETÃO ARMADO

LUÍS MIGUEL COSTA SOUSA

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

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@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 - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

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.

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação estava, à partida, dependente da compilação de um conjunto de elementos sem os quais não seria possível levar este trabalho a bom porto. Nesse sentido quero agradecer ao GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, AFA – Consultores de Engenharia, Lda e Armando Rito, Lda, pela generosidade com que forneceram os elementos relativos às pontes estudadas. Merece ainda referência o EP – Estradas de Portugal, pela prestabilidade com que disponibilizaram todas as condições para a pesquisa do objecto de estudo desta dissertação.

Dirijo um agradecimento especial ao Professor António Arêde, pelo inestimável conhecimento, ajuda e disponibilidade com que acompanhou a elaboração deste trabalho, orientação sem a qual não teria sido possível a sua execução.

Agradeço a preciosa ajuda do Engenheiro Ricardo Monteiro, pelo companheirismo com que se prestou a resolver qualquer problema, sem deixar de referir o apoio prestado pelo Engenheiro Hugo Rodrigues e o Engenheiro Pedro Delgado.

Aos meus pais, a quem devo, pelo sacrifício e dedicação, a conclusão do percurso académico. Aos meus irmãos, amigos que tudo fizeram para me acompanhar ao longo do curso. Aos meus amigos, pela força que me deram, em especial ao Rui Silva.

Por fim, não posso deixar de demonstrar o meu mais profundo apreço à Soraia, pela ajuda que mais ninguém podia ter dado.

RESUMO

A iminente entrada em vigor da mais recente versão do EC8 e seu Anexo Nacional, onde se apresenta o novo zonamento sísmico do território continental, que vem alterar o actualmente definido no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas e Pontes, levanta uma série de questões relativas à segurança sísmica de pontes dimensionadas segundo as disposições vigentes até ao presente, uma vez que em algumas situações a solicitação sísmica pode ser agora mais gravosa.

À luz dos pressupostos apresentados, este trabalho pretende contribuir para a avaliação de segurança do parque nacional de pontes com pilares ocios existente em Portugal, com base numa amostra representativa das diferentes características de acção sísmica que o Anexo Nacional do EC8 preconiza. É dada particular atenção aos fenómenos particulares de pontes com pilares ocios, nomeadamente no que diz respeito à configuração de armadura transversal e efeito de confinamento associado às paredes delgadas que materializam as secções.

Definido o âmbito regulamentar em que se enquadra o estudo em questão, foram elaborados modelos numéricos com vista à caracterização do comportamento não linear dinâmico dos elementos de betão armado nos quais se concentram as incursões inelásticas de funcionamento. A partir destes, e com base nas considerações teóricas que se apresentam, estudar-se-á o comportamento global das obras seleccionadas em termos de capacidade resistente, exigência de ductilidade e dissipação de energia.

O objectivo último reside na detecção e avaliação das eventuais necessidades de reforço ao nível das secções mais solicitadas, dando particular atenção à quantidade e pormenorização das armaduras transversais e às verificações de segurança previstas no EC8. Proceder-se-á ainda ao estudo comparativo dos resultados obtidos e sua relação com a solicitação sísmica definida para cada caso, a partir do qual se apresentam as conclusões que foi possível extrair ao longo da elaboração da dissertação.

PALAVRAS-CHAVE: EC8, pontes, sismo, ductilidade, confinamento.

ABSTRACT

The imminent validity of the most recent version of the *EC8* and its *Anexo Nacional*, where the new seismic zone definition for the continental territory is presented, which comes to modify the currently defined in the *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas e Pontes*, raises a series of questions related to the seismic security of the bridges which were dimensioned according to the effective disposals till the present, once in some situations the seismic action can now be more prejudicial.

According to the presented assumptions, this work intends to contribute to the evaluation of the security of the national set of bridges with hollow pillars existing in Portugal, based in a representative sample of the different characteristics of seismic action predicted by the *Anexo Nacional* of the *EC8*. Special attention to the particular characteristics of the structural behaviour of bridges with hollow pillars is given, mainly in which is related with the configuration of the transversal armour and the confinement effect associated with the thin walls that materialize the sections.

Once the definition of the scope in which this study fits has been done, numerical models had been elaborated with the intent to characterize the non linear behaviour of the elements in which the non elastic incursions of the response are concentrated. From this point on, and based on the theoretical considerations presented, the global behaviour of the selected bridges will be studied in terms of resistant capacity, ductility requirements and hysteretic phenomena.

The main objective inhabits in the detection and evaluation of the eventual necessities of reinforcement of the most requested sections, giving particular attention to the amount and configuration of the transversal armour and to the verifications predicted in the *EC8*. It's also performed a comparative study of the results and its relation with the respective seismic action, from which the conclusions apprehended along the elaboration of the dissertation are presented.

KEYWORDS: *EC8*, bridges, earthquake, ductility, confinement.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO, ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS	1
1.1. INTRODUÇÃO	1
1.2. ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS.....	2
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	3
2. ANÁLISE E CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PONTES	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.1.1. PONTES DE PILARES RÍGIDOS	5
2.1.1. PONTES DE PILARES FLEXÍVEIS.....	6
2.2. DANOS ESTUDADOS E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	6
2.3. SISMOS RECENTES – DESCRIÇÃO E EFEITOS GERAIS.....	7
2.3.1. NIIGATA, JAPÃO (16 JUNHO 1964)	7
2.3.2. SAN FERNANDO, EUA (9 FEVEREIRO 1971)	7
2.3.3. LOMA PRIETA, EUA (17 OUTUBRO 1989)	8
2.3.4. NORTHRIDGE, EUA (17 JANEIRO 1994)	8
2.3.5. KOBE, JAPÃO (17 JANEIRO 1995)	8
2.3.6. TURQUIA (17 AGOSTO 1999)	9
2.3.7. TAIWAN (19 SETEMBRO 1999)	9
2.4. SISMOS RECENTES – DANOS ESPECÍFICOS EM PONTES	9
2.4.1. COMPRIMENTO INSUFICIENTE DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO.....	10
2.4.2. AMPLIFICAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DEVIDO AOS EFEITOS DO SOLO	11
2.4.3. CHOQUE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS	12
2.4.4. FALÊNCIA DOS ENCONTROS	13
2.4.5. ROTURA POR INSUFICIENTE DUCTILIDADE E RESISTÊNCIA À FLEXÃO	14
2.4.6. ROTURA DOS NÓS.....	19
2.4.7. ROTURA DAS FUNDAÇÕES.....	20

2.5. SISMOS RECENTES – CONCLUSÕES	21
--	----

3. CARACTERIZAÇÃO MATERIAL E MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

3.1. INTRODUÇÃO	23
------------------------------	----

3.2. COMPORTAMENTO DO BETÃO	24
--	----

3.2.1. SOLICITAÇÃO MONOTÓNICA	24
-------------------------------------	----

3.2.2. CARREGAMENTO CÍCLICO	25
-----------------------------------	----

3.3. COMPORTAMENTO DO AÇO	27
--	----

3.3.1. SOLICITAÇÃO MONOTÓNICA	28
-------------------------------------	----

3.3.2. CARREGAMENTO CÍCLICO	29
-----------------------------------	----

3.4. ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO	30
---	----

3.4.1. CARREGAMENTO MONOTÓNICO	31
--------------------------------------	----

3.4.1.1. Caracterização da resposta monotónica	31
--	----

3.4.1.2. Modelação numérica do comportamento monotónico – Modelo de Fibras.....	32
---	----

3.4.2. CARREGAMENTO CÍCLICO	33
-----------------------------------	----

3.4.2.1. Caracterização da resposta cíclica	33
---	----

3.4.2.2. Modelação numérica do comportamento em condições de carregamento cíclico	33
---	----

3.5. MODELAÇÃO ESTRUTURAL	37
--	----

3.5.1. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DE BARRA	38
--	----

3.5.2. COMPRIMENTO DE RÓTULA PLÁSTICA	39
---	----

3.5.3. FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL – MODELO PLANO	41
--	----

3.6. ANÁLISE ESTRUTURAL	42
--------------------------------------	----

3.7. ANÁLISE DINÂMICA E NÃO LINEAR	44
---	----

4. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR – EUROCÓDIGO 8

.....	45
-------	----

4.1. INTRODUÇÃO	45
------------------------------	----

4.2. EC8 – DISPOSIÇÕES APLICÁVEIS	45
--	----

4.2.1. ACÇÃO SÍSMICA	46
----------------------------	----

4.2.1.1. Zonamento sísmico.	46
----------------------------------	----

4.2.1.2. Classificação do solo.....	47
-------------------------------------	----

4.2.2. ANÁLISE NO DOMÍNIO DO TEMPO	48
--	----

4.2.3. DUCTILIDADE.....	48
4.2.3.1. Ductilidade global	48
4.2.3.2. Ductilidade local	49
4.2.3.3. Verificações relativas a ductilidade	49
4.2.4. ESTRUTURAS COM COMPORTAMENTO DÚCTIL	51

5. AVALIAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DE ESTRUTURAS – ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA.....

57

5.1. INTRODUÇÃO

57

5.2. CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS E NUMÉRICAS.....

57

5.2.1. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE RÓTULA PLÁSTICA.....

58

5.2.2. DIFERENÇAS DE COMPORTAMENTO ENTRE IDEALIZAÇÃO DE MASSA CONCENTRADA E DISTRIBUÍDA.

61

5.2.3. CONSIDERAÇÕES NUMÉRICAS RELATIVAS AO ALGORITMO DE ANÁLISE DINÂMICA

65

5.2.3.1. Modelo de fibras – secção transversal equivalente

65

5.2.3.2. Caracterização da armadura transversal e efeito de confinamento.....

65

5.3. VIADUTO MORREIRA.....

66

5.3.1. GEOMETRIA

66

5.3.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES.....

67

5.3.3. CARACTERÍSTICAS MATERIAIS.....

67

5.3.3.1. Modelo de fibras.....

69

5.3.4. ANÁLISE SÍSMICA

71

5.3.4.1. Amortecimento da estrutura.

72

5.3.4.2. Acção sísmica.

72

5.3.4.3. Comportamento estrutural.

73

5.4. PONTE SOBRE O RIO COURA.....

77

5.4.1. GEOMETRIA

78

5.4.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES.....

80

5.4.3. CARACTERÍSTICAS MATERIAIS.....

81

5.4.3.1. Modelo de fibras.....

83

5.4.4. ANÁLISE SÍSMICA

85

5.4.4.1. Amortecimento da estrutura.....

87

5.4.4.2. Acção sísmica.

87

5.4.4.3. Comportamento estrutural.

87

5.5. PONTE SOBRE O RIO LOUREDO	90
5.5.1. GEOMETRIA	90
5.5.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES.....	91
5.5.3. CARACTERÍSTICAS MATERIAIS.....	92
5.5.3.1. Modelo de fibras.....	93
5.5.4. ANÁLISE SÍSMICA	94
5.5.4.1. Amortecimento da estrutura.	95
5.5.4.2. Acção sísmica.	95
5.5.4.3. Comportamento estrutural.	95
5.6. PONTE SOBRE A RIBEIRA DE ALCARRACHE	98
5.6.1. GEOMETRIA	98
5.6.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES.....	99
5.6.3. CARACTERÍSTICAS MATERIAIS.....	100
5.6.3.1. Modelo de fibras.....	102
5.6.4. ANÁLISE SÍSMICA	103
5.6.4.1. Amortecimento da estrutura.	104
5.6.4.2. Acção sísmica.	104
5.6.4.3. Comportamento estrutural.	105
5.7. PONTE SOBRE A RIBEIRA DA LAJE E RIO GRANDE DA PIPA.....	108
5.7.1. GEOMETRIA	108
5.7.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES.....	110
5.7.3. CARACTERÍSTICAS MATERIAIS.....	111
5.7.3.1. Modelo de fibras.....	112
5.7.4. ANÁLISE SÍSMICA	115
5.7.4.1. Amortecimento da estrutura.	115
5.7.4.2. Acção sísmica.	116
5.7.4.3. Comportamento estrutural.	116
5.8. PONTE SOBRE O RIO ARADE E VIADUTO DE ACESSO.....	118
5.8.1. GEOMETRIA	118
5.8.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES.....	121
5.8.3. CARACTERÍSTICAS MATERIAIS.....	122
5.8.3.1. Modelo de fibras.....	124
5.8.4. ANÁLISE SÍSMICA	127

5.8.4.1. Amortecimento da estrutura.	128
5.8.4.2. Acção sísmica.	128
5.8.4.3. Comportamento estrutural.	129
6. CONCLUSÃO	133
6.1. CONCLUSÕES	133
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	134
BIBLIOGRAFIA	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Esquema de rotação do tabuleiro sob acção sísmica.....	10
Fig. 2.2 – Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Deslocamento longitudinal excessivo.	10
Fig. 2.3 – Sismo de Niigata, 1964 (Japão). Queda da Ponte Showa.	11
Fig. 2.4 – Sismo de 1999 (Turquia). Queda da passagem superior de Arifye.	11
Fig. 2.5 – Sismo de Kobe, 1995 (Japão). Queda de tabuleiro da Ponte Nishinomiya.	11
Fig. 2.6 – Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Colapso por assentamento das fundações.	12
Fig. 2.7 – Sismo de Kobe, 1995 (Japão). Rotura devido a liquefacção do solo de fundação.	12
Fig. 2.8 – Sismo de Loma Prieta, 1989 (EUA). Choque entre tabuleiro e pilar de viaduto (I-280).	13
Fig. 2.9 – Sismo de 1999 (Taiwan). Danos nos encontros.	13
Fig. 2.10 – Sismo de Gujarat, 2001 (Índia). Impacto do tabuleiro sobre o encontro.	14
Fig. 2.11 – Sismo de Urakawa-Oki, 1982 (Japão). Dispensa prematura de armadura longitudinal. ...	14
Fig. 2.12 – Sismo de Kobe, 1995 (Japão). Dispensa prematura de armadura longitudinal.	15
Fig. 2.13 – Sismo de Northridge, 1994 (EUA). Armadura transversal insuficiente.	15
Fig. 2.14 – Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Sub-dimensionamento de armadura transversal. .	16
Fig. 2.15 – Sismo de Niigata (Japão). Armadura transversal insuficiente	16
Fig. 2.16 – Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Ductilidade insuficiente à flexão.	17
Fig. 2.17 – Sismo de Northridge, 1994 (EUA). Inadequada ductilidade à flexão.	17
Fig. 2.18 – Sismo de Urakawa-Oki, 1982 (Japão). Rotura por corte.....	18
Fig. 2.19 – Sismo de 1999 (Taiwan). Rotura frágil por corte	18
Fig. 2.20 – Sismo de Niigata (Japão). Rotura por corte.....	19
Fig. 2.21 – Sismo de Loma Prieta, 1999 (EUA). Má concepção dos nós – Esforço transversal.	19
Fig. 2.22 – Sismo de Loma Prieta, 1999 (EUA). Má concepção dos nós – Esforço transversal.	20
Fig. 2.23 – Sismo de 1999 (Taiwan). Rotura da fundação – Esforço transversal.	20
Fig. 3.1 – Diagrama tensões-extensões do betão para um carregamento monotónico.....	24
Fig. 3.2 – Efeito do confinamento- betão.	25
Fig. 3.3 – Comportamento do betão confinado sob acções cíclicas.	27
Fig. 3.4 – Diagrama tensão-extensão do aço referente a um carregamento monotónico.	29
Fig. 3.5 – Diagrama tensão-extensão do aço referente a um carregamento cíclico.	30
Fig. 3.6 – Diagrama de interacção de secções em flexão composta plana.	31
Fig. 3.7 – Modelo de fibras – discretização da secção transversal.	32
Fig. 3.8 – Lei base trilinear.	33

Fig. 3.9 – Modelo geral de comportamento histerético.	34
Fig. 3.10 – Evolução da rigidez com a inversão do sentido de carregamento.	35
Fig. 3.11 – Evolução da rigidez com a inversão do sinal do momento.	35
Fig. 3.12 – Evolução da rigidez em recarga com degradação de resistência.	36
Fig. 3.13 – Representação do efeito de “pinching”.	37
Fig. 3.14 – Associação em série de três subelementos.	38
Fig. 3.15 – Graus de liberdade do elemento de barra.	39
Fig. 3.16 – Comprimento de rótula plástica, l_p	39
Fig. 3.17 – Distribuições teórica e real de rotações no comprimento de rótula plástica.	40
Fig. 3.18 – Esquema de modelação estrutural.	42
Fig. 3.19 – Relação entre amortecimento e frequências modais.	43
Fig. 4.1 – Zonamento sísmico acção afastada (esquerda) e acção próxima (direita).	46
Fig. 4.2 – Secção 3.2.3.1 do Eurocódigo 8 (Parte 1).	48
Fig. 4.3 – Secção 2.3.5.1 do EC8 (Parte 2).	48
Fig. 4.4 – Secção 2.3.5.2 (1) do EC8 (Parte 2).	49
Fig. 4.5 – Secção 2.3.5.3 (1) do EC8 (Parte 2).	49
Fig. 4.6 – Secções 2.3.5.4 (1)P e (2)P do EC8 (Parte 2).	50
Fig. 4.7 – Secção 5.4.3.2.2 do EC8 (Parte 1).	50
Fig. 4.8 – Alíneas (1) e (2) da secção 4.2.4.4 do EC8 (Parte 2).	51
Fig. 4.9 – Alíneas (1) e (2) das secções E.2.1 e E.3.1 do EC8 (Parte 2).	52
Fig. 4.10 – Alíneas (1) e (2) da secção E.3.2 do EC8 (Parte 2).	53
Fig. 4.11 – Alínea (3) da secção E.3.2 do EC8 (Parte 2).	54
Fig. 5.1 – Acelerograma relativo à zona 5 - EC8 (escalado) – acção afastada.	59
Fig. 5.2 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar 2, para os diferentes valores de l_p	59
Fig. 5.3 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar 7, para os diferentes valores de l_p	60
Fig. 5.4 – Esquema estrutural do viaduto (alçado).	63
Fig. 5.5 – Diagramas Momento – Curvatura relativos ao pilar 7 (massa concentrada e distribuída)....	63
Fig. 5.6 – Diagramas Força – Deslocamento relativos ao pilar 6 (massa concentrada e distribuída). .	63
Fig. 5.7 – Diagramas Deslocamento – Tempo relativos ao pilar 6 (massa concentrada e distribuída).	64
Fig. 5.8 – Força máxima na base dos pilares.	64
Fig. 5.9 – Secção dos pilares.	66
Fig. 5.10 – Secção transversal do tabuleiro.	67
Fig. 5.11 – Esquema de armadura dos pilares.	67

Fig. 5.12 – Secção real e secção adoptada relativamente ao modelo de fibras.	69
Fig. 5.13 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P1 e P12.	70
Fig. 5.14 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P4 a P8.....	70
Fig. 5.15 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P2, P3 e P9 a P11.	71
Fig. 5.16 – Acelerogramas relativos à acção próxima.	73
Fig. 5.17 – Acelerogramas relativos à acção afastada.	73
Fig. 5.18 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 7 (acção próxima).	74
Fig. 5.19 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 6 (acção próxima).	74
Fig. 5.20 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 7 (acção afastada).	74
Fig. 5.21 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 6 (acção afastada).	75
Fig. 5.22 – Espectro EC8 para acção afastada – acelerograma 1.	76
Fig. 5.23 – Espectro EC8 para acção próxima – acelerograma 1.	76
Fig. 5.24 – Evolução temporal do deslocamento do pilar 6 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção afastada)	77
Fig. 5.25 – Evolução temporal do deslocamento do pilar 6 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção próxima)	77
Fig. 5.26 – Secção dos pilares 6, 7 e 8.....	78
Fig. 5.27 – Secção dos pilares 1 a 5 e 9 a 17	78
Fig. 5.28 – Esquema estrutural da ponte (alçado).	79
Fig. 5.29 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P6, P7 e P8.	79
Fig. 5.30 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P5 e P9.	80
Fig. 5.31 – Corte transversal do tabuleiro referente aos viadutos de acesso.	80
Fig. 5.32 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P6, P7 e P8.	81
Fig. 5.33 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1 a P5 e P9 a P17 (base).	81
Fig. 5.34 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares P1 a P5 e P9 a P17.	84
Fig. 5.35 – Secção real e secção adoptada relativas ao pilar P6.	84
Fig. 5.36 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares P7 e P8.	84
Fig. 5.37 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P1 a P5 e P9 a P17.	85
Fig. 5.38 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P6.	85
Fig. 5.39 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P7 e P8.	85
Fig. 5.40 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 9 (acção próxima).	87
Fig. 5.41 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 8 (acção próxima).	88
Fig. 5.42 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 9 (acção afastada).	88
Fig. 5.43 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 8 (acção afastada).	89

Fig. 5.44 – Evolução temporal do deslocamento pilar 8 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção afastada)	89
Fig. 5.45 – Evolução temporal do deslocamento do pilar 8 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção próxima)	89
Fig. 5.46 – Secção transversal dos pilares.	90
Fig. 5.47 – Esquema estrutural da ponte (alçado).	90
Fig. 5.48 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos apoios sobre os pilares.	91
Fig. 5.49 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos encontros e na secção média dos vãos maiores.	91
Fig. 5.50 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1, P2 e P3.	92
Fig. 5.51 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares P1 a P5 e P9 a P17.	93
Fig. 5.52 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P1 e P3.	94
Fig. 5.53 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P2.	94
Fig. 5.54 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 3 (acção próxima).	96
Fig. 5.55 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 2 (acção próxima).	96
Fig. 5.56 – Diagrama Momento – curvatura referente ao pilar 1 (acção afastada)	96
Fig. 5.57 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 2 (acção afastada).	97
Fig. 5.58 – Evolução temporal do deslocamento do pilar 2 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção afastada)	97
Fig. 5.59 – Evolução temporal do deslocamento do pilar 2 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção próxima)	97
Fig. 5.60 – Secção transversal dos pilares.	98
Fig. 5.61 – Esquema estrutural da ponte (alçado).	98
Fig. 5.62 – Corte transversal do tabuleiro.	99
Fig. 5.63 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1 e P9.	100
Fig. 5.64 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P7 e P8.	100
Fig. 5.65 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P2 a P6.	100
Fig. 5.66 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares.	102
Fig. 5.67 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P1 e P9.	102
Fig. 5.68 – Diagrama Momento – Curvatura do pilares P7 e P8.	102
Fig. 5.69 – Diagrama Momento – Curvatura do pilares P2 a P6.	103
Fig. 5.71 – Acelerogramas relativos à acção próxima.	104
Fig. 5.70 – Acelerogramas relativos à acção afastada.	104
Fig. 5.72 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 7 (acção próxima).	105
Fig. 5.73 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 9 (acção afastada).	105

Fig. 5.74 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade dos pilares 2 e 3 (acção afastada).	106
Fig. 5.75 – Espectro EC8 para acção afastada – acelerograma 1.	106
Fig. 5.76 – Espectro EC8 para acção próxima – acelerograma 1.	107
Fig. 5.77 – Envolvente Deslocamento – Tempo do pilar 5 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção afastada)	107
Fig. 5.78 – Envolvente Deslocamento – Tempo do pilar 5 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção próxima)	107
Fig. 5.79 – Secção transversal dos pilares.	108
Fig. 5.80 – Esquema estrutural da ponte (alçado).	109
Fig. 5.81 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P1 a P13.	109
Fig. 5.82 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos encontros e meio vão entre pilares.	110
Fig. 5.83 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P14 e P15.	110
Fig. 5.84 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1 e P9.	111
Fig. 5.85 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P7 e P8.	111
Fig. 5.86 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares.	113
Fig. 5.87 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P1.	113
Fig. 5.88 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P2 a P5 e P8 a P12.	113
Fig. 5.89 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P6 e P7.	113
Fig. 5.90 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P13.	114
Fig. 5.91 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P14.	114
Fig. 5.92 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P15.	114
Fig. 5.93 – Acelerogramas relativos à acção afastada.	116
Fig. 5.94 – Acelerogramas relativos à acção próxima.	116
Fig. 5.95 – Diagrama momento – curvatura relativo ao pilar P4, para diferentes valores de l_p	117
Fig. 5.96 – Secção transversal dos pilares P1 a P4.	118
Fig. 5.97 – Secção transversal do pilar P5.	119
Fig. 5.98 – Secção transversal dos pilares P6 a P14.	119
Fig. 5.99 – Esquema estrutural da ponte (alçado).	119
Fig. 5.100 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P1 e P4.	120
Fig. 5.101 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P2 e P3.	120
Fig. 5.102 – Corte transversal do tabuleiro na zona do encontro esquerdo e meio vão entre os pilares da ponte.	120
Fig. 5.103 – Corte transversal do tabuleiro na zona corrente do viaduto.	121
Fig. 5.104 – Corte transversal do tabuleiro na zona de transição – Pilar P5.....	121

Fig. 5.105 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1 a P5.	122
Fig. 5.106 – Armadura longitudinal e transversal do pilar P7.	122
Fig. 5.107 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P6 e P8 a P14.	122
Fig. 5.108 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares P1 a P4.	125
Fig. 5.109 – Secção real e secção adoptada relativas ao pilar P5.	125
Fig. 5.110 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares P6 a P14.	125
Fig. 5.111 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P1 a P4.	126
Fig. 5.112 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P5.	126
Fig. 5.113 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P7.	126
Fig. 5.114 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P6 e P8 a P4.	126
Fig. 5.115 – Acelerogramas relativos à acção afastada.	128
Fig. 5.116 – Acelerogramas relativos à acção próxima.	128
Fig. 5.117 – Diagrama momento – curvatura relativo ao pilar P4, para diferentes valores de I_p	129
Fig. 5.118 – Diagrama momento – curvatura relativo aos pilares P3 e P10.	130
Fig. 5.119 – Diagrama força – deslocamento relativo aos pilares P3 e P10.	130
Fig. 5.120 – Evolução temporal do deslocamento relativo aos pilares P3 e P10.	130
Fig. 5.121 – Diagrama momento – curvatura relativo ao pilar P3, sem amortecimento.	132

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Aceleração máxima de referência, a_{gR} (cm/s^2), para as diferentes zonas sísmicas.	47
Quadro 5.1 – Parâmetros e resultados relativos ao pilar 2.....	60
Quadro 5.2 – Parâmetros e resultados relativos ao pilar 7.....	60
Quadro 5.3 – Massa concentrada nas bielas de ligação entre pilares e tabuleiro.	62
Quadro 5.4 – Características do aço e betão não confinado.	68
Quadro 5.5 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.	68
Quadro 5.6 – Características de betão confinado e não confinado.	69
Quadro 5.7 – Parâmetros de definição da lei trilinear.	70
Quadro 5.8 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura.	71
Quadro 5.9 – Parâmetros relativos ao Método de Newmark.	72
Quadro 5.10 – Características dos materiais.	72
Quadro 5.11 – Parâmetros de amortecimento.	72
Quadro 5.12 – Altura dos pilares.	79
Quadro 5.13 – Armadura dos pilares.	80
Quadro 5.14 – Características do aço e betão não confinado.	82
Quadro 5.15 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.	82
Quadro 5.16 – Características de betão confinado e não confinado para o pilar P6.	82
Quadro 5.17 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P7 e P8.	83
Quadro 5.18 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P1 a P5 e P9 a P17.	83
Quadro 5.19 – Parâmetros de definição da lei trilinear.	84
Quadro 5.20 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura e ao Método de Newmark.....	86
Quadro 5.21 – Características dos materiais.	86
Quadro 5.22 – Parâmetros de amortecimento.	87
Quadro 5.23 – Características do aço e betão não confinado.	92
Quadro 5.24 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.	92
Quadro 5.25 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P1 a P3.	93
Quadro 4.26 – Parâmetros de definição da lei trilinear.	94
Quadro 4.27 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura.	94
Quadro 4.28 – Características dos materiais.	95
Quadro 5.29 – Parâmetros de amortecimento.	95
Quadro 5.30 – Altura dos pilares.	99

Quadro 5.31 – Armadura dos pilares.	99
Quadro 5.32 – Características do aço e betão não confinado.	100
Quadro 5.33 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.	101
Quadro 5.34 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P1 e P9.	101
Quadro 5.35 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P2 a P8.	101
Quadro 5.36 – Parâmetros de definição da lei trilinear.	103
Quadro 5.37 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura.	103
Quadro 5.38 – Características dos materiais.	103
Quadro 5.39 – Parâmetros de amortecimento.	104
Quadro 5.40 – Altura dos pilares.	109
Quadro 5.41 – Armadura dos pilares.	110
Quadro 5.42 – Características do aço e betão não confinado.	111
Quadro 5.43 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.	112
Quadro 5.44 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares.	112
Quadro 4.45 – Parâmetros de definição da lei trilinear.	114
Quadro 5.46 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura.	115
Quadro 5.47 – Características dos materiais.	115
Quadro 5.48 – Parâmetros de amortecimento.	115
Quadro 5.49 – Parâmetros envolvidos na expressão 4.5.	117
Quadro 5.50 – Altura dos pilares.	119
Quadro 5.51 – Armadura dos pilares.	121
Quadro 5.52 – Características do aço e betão não confinado.	123
Quadro 5.53 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.	123
Quadro 5.54 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P1 a P4.	123
Quadro 5.55 – Características de betão confinado e não confinado para o pilar P5.	124
Quadro 5.56 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P6 a P14.	124
Quadro 5.57 – Parâmetros de definição da lei trilinear.	127
Quadro 5.58 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura.	127
Quadro 5.59 – Características dos materiais.	127
Quadro 5.60 – Parâmetros de amortecimento.	128
Quadro 5.61 – Parâmetros envolvidos na expressão (5.5).	131

1

INTRODUÇÃO, ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS.

1.1. INTRODUÇÃO

Pela sua singularidade e simplicidade no que diz respeito à concepção estrutural, as pontes sempre ocuparam um lugar muito especial nas preferências de quem as projecta. Tratando-se de estruturas de elevada complexidade, é ao mesmo tempo irónico e encantador o facto de quase sempre a melhor e mais elegante solução ser a mais simples. Será porventura na procura desta solução que se manifesta a complexidade.

Este carácter único, apesar de fascinante, leva-nos a uma constatação bastante menos agradável. Em sismos recentes foi possível observar um comportamento preocupante em estruturas modernas que se pensavam preparadas para tais acontecimentos. Esta deficiência de comportamento pode ser atribuída à filosofia de projecto adoptada, em conjunto com a eventual falta de atenção aos pormenores que numa situação destas se tornam pontos vitais para a resistência da estrutura. Se num edifício comum o nível de redundância é elevado (mobilizando resistência em diferentes pontos da estrutura aquando da falência de outros), razão pela qual esta displicência pode não se traduzir em tragédia, numa ponte o cenário é diferente e o colapso de um elemento estrutural é na esmagadora maioria das vezes sentença de ruína total da estrutura.

Outro ponto diferenciador entre pontes e edifícios comuns é a influência da interacção solo-estrutura. Se a previsão do comportamento da própria estrutura já oferece bastantes obstáculos, junte-se-lhe a complexidade de um meio anisotrópico como é o solo e o seu impacto no funcionamento da estrutura, e temos um problema de uma complexidade que só se pode comparar com o nível de exigência que a concepção de um edifício, em todas as vertentes que envolve e distingue, pode acarretar.

Por todas estas razões, é com toda a propriedade que se pode afirmar que o projecto e concepção de uma ponte carece de cuidados absolutamente especiais. Para um eficaz e correcto dimensionamento é vital conhecer detalhadamente todo e qualquer aspecto e variável que possa influenciar o seu comportamento a todos os níveis, nomeadamente o aqui abordado, o sísmico. É neste âmbito que se apresenta como de extrema importância o estudo de casos de danos em pontes registados em sismos recentes, de forma a evitar os erros do passado, melhorar a percepção do fenómeno e acautelar futuros problemas.

Os avanços mais significativos da engenharia sísmica de pontes estão assim associados à ocorrência de sismos que provocaram danos severos em estruturas de pontes, razão pela qual vieram revelar as debilidades inerentes aos estragos provocados. Até à década de 60 os danos observados não estavam directamente ligados ao comportamento das superestruturas. Assim, os sistemas estruturais utilizados

até então levavam na maioria das vezes à falência das estruturas por comportamento deficiente das fundações, provocados por deformação excessiva dos solos de fundação e esgotamento da capacidade de carga do mesmo (Vaz, 1992).

O ponto de viragem desta situação ao nível da engenharia sísmica foi o sismo de San Fernando, EUA (9 de Fevereiro de 1971), no qual se registaram danos significativos em estruturas de pontes recentes de betão armado e pré-esforçado, levando em alguns casos ao colapso. A observação e análise dos referidos danos levou a uma conclusão inédita: o comportamento deficiente evidenciado não se deveu aos solo de fundação mas aos elementos estruturais, nomeadamente pilares (Vaz, 1992).

Embora uma vasta gama de danos respeitantes a estruturas de pontes diga respeito, como referido, ao comportamento deficiente do solo de fundação e este comportamento deva sem qualquer tipo de dúvida ser tido em linha de conta pelos projectistas de estruturas de pontes, a sua compreensão e estudo deverão ser desenvolvidos no âmbito da geotecnia. O mais importante aspecto a considerar pelo projectista será então a estrutura propriamente dita e, por todas as razões já apontadas no que concerne à Engenharia Sísmica, com particular atenção nos pilares que a sustentam.

1.2. ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS

No âmbito da regulamentação actualmente vigente subordinada à concepção e à análise do comportamento de pontes, o objectivo desta dissertação enquadra-se no estudo deste tipo de estruturas à luz das referidas disposições, com vista à análise das mesmas sob o ponto de vista dinâmico.

Perante a iminente entrada em vigor do EC8 e respectivo Anexo Nacional, referente ao zonamento sísmico do território nacional, interessa estudar até que ponto a anterior concepção, definida pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas e Pontes, pode acarretar problemas ao nível do comportamento das estruturas, segundo o que actualmente se preconiza. O objecto de estudo em que se enquadra este trabalho engloba um grupo de pontes com pilares ocos em betão armado, devido à vulnerabilidade a que estão sujeitos, dada a magnitude dos esforços de corte que se desenvolvem nas paredes delgadas que os constituem, facto que tem vindo a merecer especial atenção em estudos realizados por alguns autores como Delgado (2000) e Calvi *et tal* (2005).

Pretende-se, desta forma, contribuir para a avaliação de segurança de pontes com pilares ocos existentes em Portugal, com base num grupo de casos representativos de diferentes zonas do território continental com distintas intensidades de acção sísmica. Estes casos são analisados numericamente com recurso a modelos de cálculo que permitem a caracterização numérica do comportamento cíclico não linear de elementos de betão armado.

Os modelos em causa, embora de reduzido nível de sofisticação, permitem a avaliação dos parâmetros essenciais da resposta sísmica, permitindo avaliar o desempenho das estruturas sob o ponto de vista sísmico, nomeadamente em termos de capacidade resistente, exigência de ductilidade e dissipação de energia. Deste modo, pretende-se averiguar a possível existência de necessidades de reforço ao nível das secções mais solicitadas, particularmente no que respeita à quantidade e pormenorização das armaduras transversais face aos efeitos de corte que se destinam a controlar e face ao nível de confinamento que conferem as secções.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Além do presente capítulo, em que se apresenta a introdução, enquadramento e objectivos, a presente dissertação engloba cinco capítulos subsequentes, onde se exploram os pontos relativos ao objectivo apresentado em 1.2.

O capítulo 2 é o resultado de uma pesquisa relacionada com os danos de origem sísmica ocorridos em pontes, a nível mundial, no qual se afere o contexto em que ocorrem e as deficiências com as quais se relacionam. Serve assim de base teórica e prática ao estudo apresentado nos capítulos seguintes, no qual se relaciona o comportamento previsto com recurso aos modelos de cálculo que se apresentam no capítulo 3, com as deficiências evidenciadas nos casos apresentados no capítulo em questão.

Tal como acima se refere, o capítulo 3 do presente trabalho engloba a apresentação dos pressupostos teóricos nos quais se baseiam os modelos utilizados, no âmbito de uma análise não linear dinâmica. Explora-se a definição das leis que regulam o comportamento dos materiais, a partir das quais se extrapola a resposta das secções segundo uma série de concepções relativas ao comportamento das mesma face a um registo temporal de acelerações do solo.

O capítulo 4 inclui a apresentação das disposições aplicáveis ao estudo em causa, no âmbito do EC8 – Parte 1 e EC8 – Parte 2, evidenciando as secções em que se define o âmbito de estudo e as verificações relativas aos resultados obtidos, com vista à averiguação da segurança global e dos elementos estruturais.

A descrição estrutural e das características orgânicas das secções referentes aos casos estudados, bem como a apresentação dos resultados inerentes à análise não linear dinâmica das mesmas é efectuada no capítulo 5 do presente trabalho. Neste mesmo capítulo enquadra-se o estudo da evolução das envolventes momento–curvatura e força–deslocamento das secções nas quais ocorre a concentração das deformações plásticas.

O estudo comparativo dos resultados obtidos é efectuada no capítulo 6, no qual se expõe um conjunto de conclusões extraídas da análise dos parâmetros envolvidos na interpretação do comportamento dos diferentes casos estudados.

2

ANÁLISE E CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PONTES.

2.1. INTRODUÇÃO

O comportamento das estruturas abordadas no presente trabalho está naturalmente relacionado com a resposta dos elementos estruturais às vibrações induzidas na estrutura no seu todo. No que se refere ao comportamento global de pontes com pilares de betão armado, estas dividem-se em pontes com pilares curtos e rígidos e pontes com pilares flexíveis (Vaz, 1992). No primeiro caso o comportamento global é ditado pela interacção solo-estrutura, com elevada probabilidade de ocorrência de danos nos encontros devido a choque com o tabuleiro e danos graves nos pilares por esforço transversal (podendo estar também associada torção). No segundo caso o fenómeno mais importante é o que se processa ao nível dos pilares, que estão sujeitos à acção combinada de flexão e esforço axial (Vaz, 1992).

2.1.1. PONTES DE PILARES RÍGIDOS

Como já foi referido, os fenómenos de interacção solo-estrutura assumem especial relevância sobre o comportamento sísmico deste grupo de pontes. Os ditos fenómenos ocorrem maioritariamente na zona de encontros em que os impulsos dinâmicos podem ultrapassar em grande escala os impulsos estáticos. É ainda de notar que a flexibilidade das fundações é bastante importante, no que diz respeito ao desempenho estrutural deste tipo de pontes, razão pela qual a sua não inclusão nos parâmetros de análise pode conduzir a erros de forma nenhuma desprezáveis (grosseiros, porventura) na avaliação do comportamento sísmico (Vaz, 1992).

As principais particularidades a referir no âmbito da análise deste tipo de pontes são as seguintes:

As forças de inércia do tabuleiro são transmitidas às fundações através dos encontros, sendo a parcela recebida pelos pilares insignificante;

Na zona dos encontros, as forças de inércia não estão em fase com as forças análogas geradas na estrutura, podendo assim ser desprezada a massa desses solos na avaliação das forças inerentes à estrutura;

Ângulos de viés diferentes nas duas extremidades do tabuleiro podem provocar rotura frágil dos pilares devido ao efeito combinado de torção e esforço transversal;

2.1.2. PONTES DE PILARES FLEXÍVEIS

O comportamento deste tipo de pontes é controlado pela acção combinada de esforço axial e flexão, no que diz respeito aos pilares. Não é no entanto de desprezar o efeito das descontinuidades estruturais do tabuleiro, as quais foram causa determinante de colapsos registados no já referido sismo de San Fernando (Vaz, 1992).

Os fenómenos não lineares nos pilares e juntas de dilatação dificultam o estudo analítico do comportamento sísmico. As primeiras abordagens satisfatórias deste problema envolvem modelos tridimensionais que incorporam elementos finitos com o intuito de idealizar a não linearidade do comportamento dos pilares (Tseng e Penzien, 1975). Os resultados dos trabalhos experimentais levados a cabo à luz destes pressupostos permitiram evidenciar algumas das características principais do comportamento sísmico deste tipo de pontes:

Os pilares são de vital importância na resistência a acções horizontais. As exigências de ductilidade devem ser calculadas de forma realista, uma vez que é de esperar a ocorrência de fenómenos não lineares (maioritariamente na base dos pilares).

- A resposta global deste grupo de estruturas é bastante influenciada pelas vibrações verticais. Este facto é mais “visível” nas pontes com desenvolvimento curvo devido à existência conjunta de movimentos em ambos os planos.

2.2. DANOS ESTUDADOS E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

A divisão atrás exposta permite analisar o comportamento dos elementos estruturais de uma ponte com mais precisão e enquadramento teórico, uma vez que permite partir de uma análise estrutural na sua globalidade para um estudo particular dos aspectos mais relevantes em cada situação ou, neste caso, grupo de situações.

Posto isto, tem-se verificado que os danos mais comuns em pontes têm sido registados nos pilares, encontros e fundações. Uma deficiência bastante comum tem a ver com a falta de capacidade das juntas de ligação para fazer face aos deslocamentos registados. Em particular, as pontes com configuração não linear em planta têm sofrido danos bastante relevantes devido à distribuição desigual dos esforços (Calvi *et al*, 1996).

Os danos nos encontros raramente resultam em colapso da ponte. Por sua vez, o fenómeno de liquefacção dos solos tem provocado danos que em várias situações tem conduzido à falência total da ponte. No caso dos pilares, o seu deficiente funcionamento em terramotos recentes deveu-se essencialmente à inadequada disposição de armadura resistente ao esforço transversal e comprimentos de amarração da armadura longitudinal insuficiente, nomeadamente na ligação às fundações.

Analisando assim os danos registados pode chegar-se à conclusão que a maioria das deficiências de projecto, manifestadas sob as diferentes formas apresentadas, advêm da já referida concepção elástica de funcionamento dos materiais anterior a 1970 e que continuou e continua a ser usada em muitos casos (Vaz, 1992; Calvi *et al*, 1996). Deste modo, os danos analisados podem ser explicados por três grandes grupos de erros de projecto (Calvi *et al*, 1996).

Sub-estimação das forças laterais, resultando em deslocamentos laterais do tabuleiro muito superiores ao esperado;

- Relação entre forças sísmicas e forças gravíticas adoptada abaixo da real. Por esta razão, a configuração final dos diagramas envolventes de momentos, na combinação peso próprio+acção sísmica, estaria não só com valores bastantes inferiores mas com a forma errada. Os pontos de momento nulos estariam assim bastante deslocados, levando a interrupções precoces de armadura e a armadura de flexão insuficiente;

Não previsão de rótulas plásticas com capacidade suficiente para resistir a elevadas deformações (plásticas) e incorrecta contabilização do esforço de corte em relação aos esforços de flexão, levando a rotura frágil por esforço transversal.

2.3. SISMOS RECENTES – DESCRIÇÃO E EFEITOS GERAIS

Apresentadas as linhas gerais da evolução e estudo do comportamento sísmico, o qual se tem baseado na observação e análise de danos provocados por actividade sísmica intensa, interessa agora caracterizar o fenómeno que não só deu origem a esta discussão como também a ajudará a resolver ou mitigar.

Os terremotos têm sido um problema global, causando morte e destruição (17000 pessoas por ano no séc. XX) através das mais diferentes formas, sendo a mais comum a queda de edifícios degradados em países subdesenvolvidos. As excepções a esta regra são o sismo de Kanto (Japão, 1923), em que morreram 140000 pessoas devido a fogos, o sismo de Peru (1970) em que enormes derrocadas destruíram cidades inteiras, o terremoto da Arménia (1988) em que mais de 25000 pessoas perderam a vida devido à fraca qualidade de construção e o sismo de 1999 na Turquia em que vários edifícios de habitação ruíram devido ao desrespeito das normas de projecto na sua concepção e construção.

A história é rica em eventos desta natureza, mas como é óbvio nem todos os sismos registados levaram a perdas humanas e materiais. Como também é de conhecimento geral nesta área, um sismo de elevada magnitude reflecte-se de maneira diferente nas construções comuns e nas pontes, podendo levar a perda de vidas humanas sem prejuízo das referidas estruturas e mesmo o contrário. Deste modo, os sismos escolhidos para uma abordagem neste trabalho não são necessariamente os mais destrutivos em geral, mas aqueles que permitem compilar a mais vasta informação possível referente a danos em pontes, nomeadamente nos seus pilares, de modo a fornecer a base necessária ao estudo do seu comportamento quando da ocorrência de actividade sísmica.

2.3.1. NIIGATA, JAPÃO (16 JUNHO 1964)

A cidade de Niigata foi atingida por um sismo de magnitude 7.5 na escala de Rischter, do qual resultaram danos em edifícios, pontes e outras estruturas. Felizmente, somente vinte e seis pessoas morreram. A verdadeira particularidade deste evento foi a investigação técnica levada a cabo, que permitiu compreender os fenómenos de liquefacção como não tinha sido possível até então. Sendo este um fenómeno natural, tinha já anteriormente sido registado, no entanto, só então foi possível estudá-lo convenientemente.

2.3.2. SAN FERNANDO, EUA (9 FEVEREIRO 1971)

Este destrutivo terremoto ocorreu na bastante povoada área de San Fernando, matando 65 pessoas, e causando mais de 505 milhões de dólares em danos. O sismo aconteceu numa zona de descontinuidade

denominada Falha de San Fernando, que segue parcialmente a fronteira entre as montanhas de San Gabriel os vales de San Fernando. Esta zona de ruptura tectónica está associada aos mais impressionantes fenómenos, tendo-se registado aberturas no solo de um metro de largura.

O maior impacto ao nível da engenharia foi a percepção de que estruturas modernas como o Olive View Hospital, a barragem Van Norman, pontes de auto-estrada e edifícios de elevada altura sofreram danos mais ou menos graves sob condições de actividade sísmica moderada.

2.3.3. LOMA PRIETA, EUA (17 OUTUBRO 1989)

Às 17 horas e 4 minutos, a Baía de San Francisco foi atingida por um terramoto que se fez sentir desde San Andreas até San Diego. Aconteceram vários deslizamentos de terras, liquefacção dos solos e até um Tsunami de pequena intensidade. Dos vários eventos catastróficos registados destacam-se a queda do viaduto de Cypress, o colapso de uma secção da San Francisco-Oakland Bay Bridge e múltiplas quedas de edifícios, seguidas de fogos de grandes proporções.

Apesar dos avultados danos materiais (5.6 mil milhões de dólares), “apenas” 62 pessoas morreram, o que se pode explicar pela fraca afluência de trânsito nessa altura.

2.3.4. NORTHRIDGE, EUA (17 JANEIRO 1994)

Após 1971, mais uma vez a população de San Fernando se viu atingida por um terramoto que, apesar de magnitude moderada, se revelou extremamente destrutivo. Este evento foi em tudo semelhante ao de 1971, com a particularidade da ocorrência de réplicas de magnitude 4.0 e 5.0 nas semanas seguintes, danificando ainda mais as estruturas já abaladas. Danos nas principais auto-estradas fizeram parar o trânsito nos dias seguintes.

Os danos humanos contabilizam-se em 57 mortos e mais de 1500 feridos, tendo os danos materiais ascendido aos 44 mil milhões de dólares, tornando este acontecimento a maior tragédia natural em termos de danos materiais infligidos.

Este foi um ponto de viragem na política dos EUA. Dada a magnitude das perdas ficou claro que um terramoto mais intenso seria uma catástrofe a todos os níveis, razão pela qual o estado americano passou a disponibilizar verbas avultadas para a investigação neste campo, incluindo um programa de pesquisa com a cooperação entre as universidades de Stanford e Berkeley.

2.3.5. KOBE, JAPÃO (17 JANEIRO 1995)

O terramoto de Kobe ocorreu às 5 h e 46 minutos da madrugada do dia 17 de Janeiro de 1995, tendo atingido uma magnitude de 6.9 na escala de Rischter, com epicentro situado a aproximadamente 20 km do centro da cidade. Os prejuízos ao nível humano traduzem-se em 6400 mortes e mais de 36000 feridos. O número de edifícios destruídos ascendeu aos 100.000, com particular impacto em habitações antigas devido à falta de resistência das fundações e aos assentamentos elevados.

No que respeita a estruturas recentes, pode afirmar-se que o comportamento global foi satisfatório, no entanto, pode referir-se como exemplo a rotura de grande parte dos pilares da Hanshin Expressway, os quais romperam por deficiente resistência ao corte. De uma forma geral, os estragos registados deveram-se à rotura de pilares de betão armado por esforço transversal e danos em instalações

subterrâneas (minas, túneis e metropolitano). A excepção a esta regra reside no porto de Kobe. Os seus estragos foram avaliados em mais de 11 mil milhões de dólares, deixando-o praticamente destruído.

2.3.6. TURQUIA (17 AGOSTO 1999)

A Turquia situa-se na zona de uma enorme falha tectónica entre as placas Africana e Asiática. Esta tem sido responsável por um elevadíssimo número de terremotos no último século, sendo a Turquia um dos países mais afectados.

O terremoto de Kocaeli de Agosto de 1999 ocorreu às 3h e 10 minutos da madrugada, tendo-se registado acelerações de aproximadamente 0,4 g, falhas da ordem dos dois metros de largura e fenómenos de liquefacção e assentamento nas costas da baía de Izmit e do lago Sapanca.

Vários milhares de pessoas vivem na zona de Izmit, a qual sofreu um crescimento enorme nas duas últimas décadas. Este crescimento não foi no entanto acompanhado pela qualidade das construções, tendo-se registado aproximadamente 17000 mortos devido à queda de edifícios habitacionais. No que respeita a estruturas de serviço colectivo, os prejuízos não foram muito assinaláveis (principalmente em comparação com a destruição que se registou nos edifícios de habitação). As infra-estruturas que servem as redes de electricidade, telefone, caminhos-de-ferro, abastecimento de água e auto-estradas não foram alvo de estragos que pusessem em causa o seu funcionamento, a menos da necessidade de reparos ligeiros e da queda de alguns viadutos que atravessavam a zona da falha.

Apesar do satisfatório funcionamento das infra-estruturas atrás referidas, o terremoto em questão não deixou de ser uma das maiores tragédias dos tempos modernos, uma vez que os maiores danos foram sentidos a nível humano, numa zona já de si desprotegida e carente a esse nível.

2.3.7. TAIWAN (19 SETEMBRO 1999)

Como é possível verificar, este sismo ocorreu apenas um mês após o evento na Turquia, tendo resultado em mais de 2000 mortos e 8700 feridos. Os estragos foram avaliados em 14 mil milhões de dólares, resultado da queda de vários edifícios de grande altura. Para além disso, em contraste com o que aconteceu na Turquia, o sistema eléctrico tardou a ser recuperado, devido aos danos acentuados numa estrutura vital ao mesmo, situada a apenas 10 km do epicentro. É ainda de referir a rotura total de uma das falhas provocadas pelo sismo na barragem de Shih-kang, afectando 40% do abastecimento de água do país.

2.4. SISMOS RECENTES – DANOS ESPECÍFICOS EM PONTES

A presente secção deste trabalho tem como objectivo demonstrar e tipificar o comportamento sísmico de pontes e respectivos elementos estruturais, de modo a relacionar os mesmos com os factores que influenciam a vulnerabilidade das referidas estruturas.

Sendo a actividade sísmica um evento excepcional, só tem sido possível detectar falhas de concepção estrutural a esse nível quando a estrutura é sujeita aos efeitos da mesma. Tem-se verificado que mesmo pontes dimensionadas segundo filosofias recentes no que respeita à Engenharia Sísmica tem desenvolvido comportamento insatisfatório, levando mesmo ao colapso. Constituem exemplo desse

facto os sismos recentes de Kobe (Japão, 1995) e Northridge (EUA, 1994), em que pontes que sofreram medidas de reforço revelaram danos por vezes irreversíveis, (Vaz, 1992).

Como foi já referido neste trabalho, os danos registados em pontes tem por norma a sua génese em três grandes tipos de deficiências ou na conjugação das mesmas. Assim, nesta fase, o intuito é analisar as mesmas de uma forma mais particular, apresentando casos concretos de estragos decorrentes desse defeituoso comportamento estrutural. Na sequencia deste raciocínio parece oportuno adiantar já a constatação de que a maioria dos problemas detectados estão relacionados com fenómenos de não linearidade dos materiais, desenvolvendo-se nas zonas mais sujeitas a esse fenómeno os mais comuns problemas, devido à falta de capacidade de dissipação de energia (ductilidade) decorrente de incorrecta disposição de armadura transversal.

2.4.1. COMPRIMENTO INSUFICIENTE DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO

Não se tratando de um problema de mau comportamento material propriamente dito, é igualmente um grave problema de projecto. Neste caso a rotura costuma apresentar-se devido ao deslocamento longitudinal excessivo do tabuleiro em relação à largura dos apoios (Calvi *et al*, 1996).

Vários factores podem desempenhar um papel importante neste fenómeno:

Tabuleiro com apoios enviesados: nestes casos, o tabuleiro tende a rodar sob a acção de forças sísmicas horizontais, causando deslocamentos elevados e aumentando a probabilidade de queda do tabuleiro (figura 2.1).



Fig. 2.1 – Esquema de rotação do tabuleiro sob acção sísmica

- Sub-estimação dos deslocamentos: devido à já mencionada filosofia elástica de dimensionamento e à sub-estimação das forças sísmicas, os deslocamentos registados revelam-se muito superiores aos dimensionados, gerando acidentes como os que documentam as figuras 2.2, 2.3, 2.4 e 2.5.



Fig. 2.2 – Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Deslocamento longitudinal excessivo.



Fig. 2.3 – Sismo de Niigata, 1964 (Japão). Queda da Ponte Showa.



Fig. 2.4 – Sismo de 1999 (Turquia). Queda da passagem superior de Arifye.



Fig. 2.5 – Sismo de Kobe, 1995 (Japão). Queda de tabuleiro da Ponte Nishinomiya.

2.4.2. AMPLIFICAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DEVIDO AOS EFEITOS DO SOLO

Nos casos em que os solos de fundação são moles e com tendência para a liquefacção, a resposta estrutural à vibração é na maioria das vezes amplificada (figura 2.6), o que pode potenciar a ocorrência do fenómeno que não seriam esperados em condições de fundação em solos de características mecânicas mais favoráveis, (Calvi *et al*, 1996).

Quando a ponte está fundada em areias saturadas, é provável que possa ocorrer a liquefacção dos solos (figura 2.7), levando a excessivas deformações verticais e horizontais independentes da resposta à vibração (Calvi *et al*, 1996).



Fig. 2.6 – Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Colapso por assentamento das fundações.

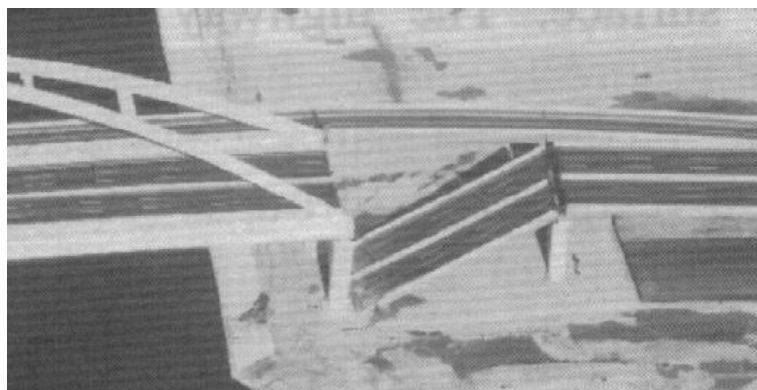


Fig. 2.7 – Sismo de Kobe, 1995 (Japão). Rotura devido a liquefacção do solo de fundação.

2.4.3. CHOQUE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Erros na previsão de deslocamentos podem levar a insuficiente intervalo entre elementos estruturais, o que pode naturalmente resultar no choque entre os mesmos. Este problema é mais comum entre elementos de diferentes alturas, dando-se o impacto entre a estrutura superior de um e os pilares da outra (Calvi *et al*, 1996). As forças geradas neste tipo de impacto são em geral bastante elevadas, podendo elevar os esforços de corte a valores que levam a uma rotura frágil por esforço transversal, (figura 2.8).

No entanto, nem sempre este fenómeno é prejudicial. Quando se trata de estruturas da mesma altura, o choque entre elas pode influenciar a frequência de vibração, prevenindo fenómenos de ressonância (Calvi *et al*, 1996).

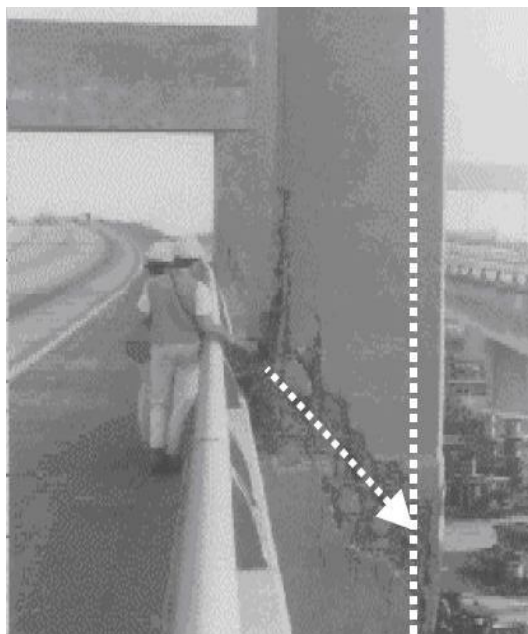


Fig. 2.8 – Sismo de Loma Prieta, 1989 (EUA). Choque entre tabuleiro e pilar de viaduto (I-280).

2.4.4. FALÊNCIA DOS ENCONTROS

Mais uma vez o comportamento dos solos aparece ligado ao insatisfatório desempenho das estruturas. Neste caso, o problema reside no aumento da pressão das terras devido à aceleração sísmica, gerando pressões passivas elevadas que levam ao aumento das pressões laterais.

Apesar deste tipo de danos ser raramente causa de colapso, os estragos podem ser bastante significativos, quer sejam provocados pela rotação do encontro devido ao impacto do tabuleiro, (e aumento da pressão das terras), como se pode verificar na figura 2.9, pelos assentamentos inerentes ao mau comportamento mecânico do solo ou pelos danos físicos causados pelo impacto do tabuleiro (figura 2.10).



Fig. 2.9 – Sismo de 1999 (Taiwan). Danos nos encontros.



Fig. 2.10 – Sismo de Gujarat, 2001 (Índia). Impacto do tabuleiro sobre o encontro.

2.4.5. ROTURA POR INSUFICIENTE DUCTILIDADE E RESISTÊNCIA À FLEXÃO

Como já foi referido, até 1970 o comportamento não linear dos materiais e as necessidades de ductilidade não eram contempladas, facto devido ao qual se vieram a registar numerosas deficiências.

Como resultado desta concepção linear, a primeira falha a apontar é o insuficiente prolongamento da armadura longitudinal no que diz respeito à zona adjacente às fundações, ou seja, a provável rótula plástica (Calvi *et al*, 1996). Este erro leva a um insuficiente desenvolvimento de resistência à flexão na zona de interrupção da armadura, levando a rotura por flexão na base dos pilares, como demonstram as figuras 2.11 e 2.12.



Fig. 2.11 – Sismo de Urakawa-Oki, 1982 (Japão). Dispensa prematura de armadura longitudinal.



Fig. 2.12 – Sismo de Kobe, 1995 (Japão). Dispensa prematura de armadura longitudinal.

Apesar de bastante acautelada, a resistência à flexão tem-se revelado uma das maiores debilidades estruturais, no que respeita à resposta elástica às solicitações de origem sísmica. Como tal, as estruturas devem ser dotadas de ductilidade suficiente para dissiparem energia através da deformação, sem no entanto perderem capacidade resistente. Para níveis elevados de deformação (por ductilidade), as tensões na zona plastificada tendem a exceder a capacidade resistente do betão não confinado. A menos que este fenómeno seja acautelado através de armadura transversal adequada, conferindo ao betão o confinamento necessário a aumentar a sua resistência e ductilidade, os danos no seu núcleo podem ser tais que inutilizam a secção por completo. Por este facto, nestas situações a rotura acontece nas zonas em que a armadura transversal se revela insuficiente, como ilustram as figuras 2.13, 2.14 e 2.15.



Fig. 2.13 – Sismo de Northridge, 1994 (EUA). Armadura transversal insuficiente.



Fig. 2.14 – Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Sub-dimensionamento de armadura transversal.



Fig. 2.15 – Sismo de Niigata (Japão). Armadura transversal insuficiente

Outro erro frequentemente detectado está relacionado com o comprimento de amarração da armadura longitudinal, face às elevadas deformações em regime plástico e interacção com o efeito do esforço transverso. A não consideração dos efeitos respeitantes à tensão, provocados por fendilhação diagonal (efeitos de corte) tem como consequência a formação de rótulas plásticas nesses locais e não na base dos pilares (figuras 2.16 e 2.17) onde há o benefício do confinamento concedido pela fundação.

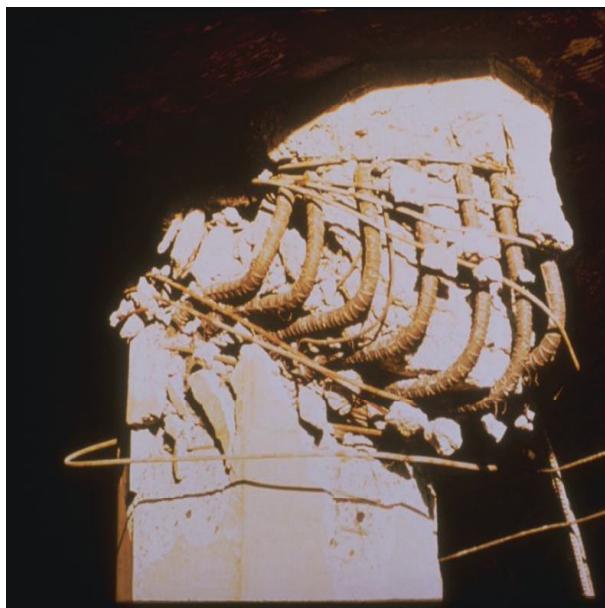


Fig. 2.16 – Sismo de San Fernando, 1971 (EUA). Ductilidade insuficiente à flexão.

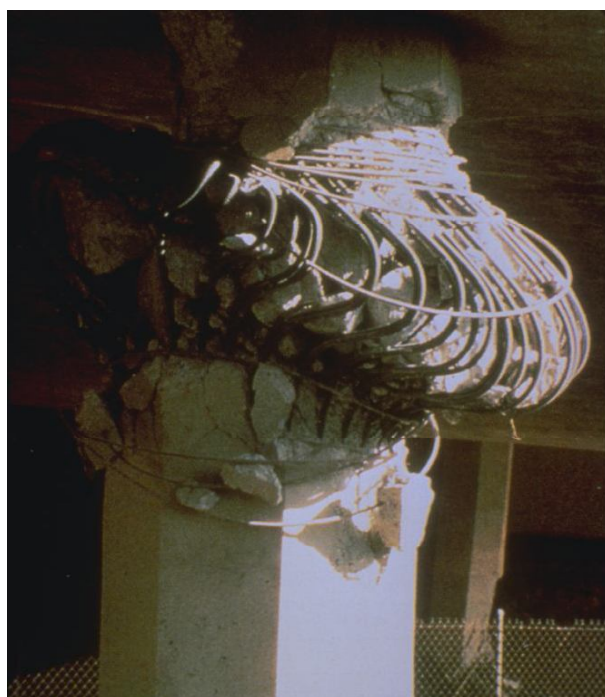


Fig. 2.17 – Sismo de Northridge, 1994 (EUA). Inadequada ductilidade à flexão.

A resistência ao corte de pilares de betão armado resulta da combinação de fenómenos cuja interacção pode ser explicada pelo modelo de treliça. Segundo o modelo em questão, uma peça de betão armado quando solicitada por esforços de flexão e corte funciona como uma treliça, em que as barras diagonais são materializadas pelas secções de betão delimitadas pelas fendas e as restantes (verticais e horizontais) pela armadura longitudinal e transversal. Gera-se assim um mecanismo de transferência

de forças entre as escoras de betão e a armadura transversal que confere ao betão uma forte compressão e naturalmente uma tracção à armadura. É assim fácil compreender que, se a armadura transversal for insuficiente, a fendilhação do betão desenvolve-se rapidamente, degradando a sua resistência da mesma forma, o que conduz a uma rotura frágil por esforço transverso marcada por fendas diagonais, como se pode verificar nas figuras 2.18 e 2.19.



Fig. 2.18 – Sismo de Urakawa-Oki, 1982 (Japão). Rotura por corte



Fig. 2.19 – Sismo de 1999 (Taiwan). Rotura frágil por corte

A rotura por esforço transverso é particularmente comum em pilares curtos. Nestes casos, a relação entre as resistências ao esforço transverso e flexão traduz a prevalência dos esforços de corte (Calvi *et al*, 1996) tornando-os susceptíveis a um modo frágil de rotura, ou seja, por corte.

Exemplo deste fenómeno é o que se ilustra na figura 2.20, na qual se pode comparar as dimensões do pilar, face aos restantes elementos.



Fig. 2.20 – Sismo de Niigata (Japão). Rotura por corte

2.4.6. ROTURA DOS NÓS

Na ligação entre vigas e pilares a transferência de forças e momentos entre os elementos resulta em forças horizontais e verticais que geram forças de corte significativas. Por norma estas forças não são consideradas no projecto de pontes, e até muito recentemente, o reforço destas zonas não era sequer previsto. Como foi verificado em vários casos, esta insuficiência de reforço levou a roturas por corte evidenciadas pela intensa fendilhação diagonal ou mesmo rotura total, como são os casos documentados nas figuras 2.21 e 2.22.



Fig. 2.21 – Sismo de Loma Prieta, 1999 (EUA). Má concepção dos nós – Esforço transverso.



Fig. 2.22 – Sismo de Loma Prieta, 1999 (EUA). Má concepção dos nós – Esforço transverso.

2.4.7. ROTURA DAS FUNDAÇÕES

Comparativamente aos danos anteriormente expostos, os casos de rotura das fundações devido à acção sísmica têm sido bastante mais raros. O baixo número de casos registados pode estar ligado a vários factores. O principal motivo relaciona-se com a rotura dos pilares, que não possibilita a mobilização de toda a capacidade de carga da fundação.

Apesar do reduzido número de casos de rotura tem sido possível avaliar várias deficiências de projecto: reduzida resistência à flexão devido à inadequada disposição de armadura; insuficiente resistência ao corte (figura 2.23), dada a não previsão de armadura de esforço transverso adequada; problemas ao nível da ancoragem das armaduras longitudinais; inadequada concepção da ligação pilar – fundação.



Fig. 2.23 – Sismo de 1999 (Taiwan). Rotura da fundação – Esforço transverso.

2.5. SISMOS RECENTES – CONCLUSÕES

Os danos apresentados anteriormente constituem uma ferramenta fundamental quando utilizados como base de formação de modelos de comportamento sísmico. É neste contexto que se insere a identificação dos principais mecanismos e pontos críticos da resposta estrutural à solicitação sísmica. Assim, como já foi apropriadamente frisado, a observação destes fenómenos tem-se afirmado como o principal meio de desenvolvimento da Engenharia Sísmica.

O estudo dos danos apresentados neste trabalho leva-nos a concluir que a principal lacuna evidenciada reside na compreensão e previsão dos fenómenos não lineares de comportamento material. Neste âmbito, a dissipação de energia e deformação plástica associada tem sido alvo de abordagem particularmente negligente. Os nós e as zonas adjacentes têm-se revelado os pontos com problemas de dimensão mais preocupante, pelo que, no seguimento do raciocínio apresentado neste parágrafo, a idealização de modelos que traduzam o comportamento cíclico das estruturas deve ser levada em linha de conta como de vital necessidade.

Os dados mais antigos relativos a danos subsequentes à actividade sísmica apresentados neste trabalho datam de 1971 (San Fernando, EUA); no entanto é possível detectar o mesmo tipo de deficiências quase trinta anos volvidos. Este facto leva-nos a constatar que, apesar dos esforços encetados ao longo dos anos, os resultados são ainda claramente insuficientes. É necessário continuar este trabalho, não só no melhoramento dos princípios regulamentares (e na sua correcta implementação) mas na avaliação das estruturas já existentes e das eventuais necessidades de reforço.

Está assim lançado o objectivo principal desta dissertação. Sendo este um universo tão vasto, o sucesso de qualquer trabalho consiste na escolha mais alargada e representativa possível da matéria a analisar. Propõe-se assim a abordagem de várias pontes com pilares ocos de betão armado existentes em Portugal, desenvolvendo uma análise não linear dinâmica com vista à compreensão do seu comportamento, e identificação das principais deficiências e eventual quantificação das probabilidades de ruína.

Embora os casos documentados não digam respeito a pilares ocos, os problemas relacionados com este tipo de secções têm vindo a merecer especial atenção ao longo dos últimos anos, nomeadamente através dos estudos relativos ao projecto PREC 8 (*“Pré-normative Research in support of Eurocode 8”*, 1993 – 1996) e ao projecto VAB (*“Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Motorway Bridges”*, 1998-2001), financiado pela Comissão Europeia. Em Portugal estes aspectos não têm sido muito abordados, havendo no entanto, para além de ensaios em curso no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, um estudo realizado por Delgado (2000) e outro actualmente em curso (Delgado, 2008).

Não havendo, como se pode constatar, um extenso registo de reflexão intelectual sobre os fenómenos inerentes à vulnerabilidade sísmica de pontes com pilares ocos de betão armado, esta dissertação pretende ser um contributo para tal.

3

CARACTERIZAÇÃO MATERIAL E MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.

3.1. INTRODUÇÃO

O terceiro capítulo deste trabalho serve como base ao objectivo final do mesmo, com vista à definição dos fenómenos e características que condicionam e regulam o comportamento estrutural relacionado com a acção sísmica. Neste contexto, o presente capítulo visa caracterizar o comportamento dos materiais cuja interacção formaliza o funcionamento da estrutura na sua globalidade. Sendo o betão armado o principal constituinte das obras de arte que se propõe estudar, parece lógico que uma análise independente do comportamento dos materiais que o constituem seja efectuada primeiramente.

Aço e betão conjugam-se numa acção solidarizada caracterizada não só pelas características individuais de cada um, mas pela actuação conjunta que define o comportamento global da estrutura perante uma acção qualquer. Assim, serão definidas individualmente as características de comportamento de ambos perante carregamentos monotónicos e cíclicos.

No que diz respeito ao betão, é necessário um conhecimento adequado das suas relações constitutivas multiaxiais para que seja possível reproduzir o seu comportamento com propriedade. É neste contexto que se enquadram os fenómenos de interacção entre comportamentos elásticos e inelásticos (Chen, 1982) e a degradação do material associada a fenómenos de microfissuração (Ferreira, 1992).

Particularmente após a ocorrência de fendilhação, o comportamento do betão armado é bastante condicionado pelas armaduras. Alias, em condições não lineares, a dissipação de energia pode estar associada praticamente na totalidade ao comportamento histerético do aço, razão pela qual se apresenta de extrema importância a reprodução apropriada deste fenómeno. Neste contexto, interessa referir que a consideração de um comportamento idêntico em tracção e compressão não é necessariamente uma assumpção correcta, como posteriormente será clarificado.

Uma vez definidos e apresentados todos os parâmetros que regulam o funcionamento de uma secção de betão armado para uma solicitação monotónica, é possível apresentar o modelo adoptado com vista à reprodução dos fenómenos de dissipação de energia associados a um carregamento cíclico e alternado, nomeadamente a acção em estudo – acção sísmica. Trata-se de um conjunto de regras e pressupostos numéricos que visam descrever os fenómenos de histerese, bem como os diversos efeitos relacionados com o comportamento conjunto dos dois materiais que influenciam e controlam a resistência e ductilidade da estrutura.

A definição das leis que regem a prestação de uma secção genérica de betão armado, no que diz respeito aos fenómenos de dissipação de energia, não garante por si só uma satisfatória análise estrutural não linear. O comportamento plástico dos materiais não é generalizado a toda a estrutura, concentrando-se nas zonas cujos esforços atingem valores mais elevados.

O modelo estrutural adoptado e posteriormente apresentado assenta na definição de barras num referencial bidimensional. Assim, no seguimento do disposto em relação à concentração das incursões não lineares, é apresentado o conceito de rótula plástica. Trata-se duma fracção das barras que representam os pilares que visa reproduzir os mecanismos hysteréticos de dissipação de energia.

A sua localização será naturalmente na extremidade das referidas barras, ao longo de um comprimento definido numa base experimental fornecida por vários autores. Os valores adoptados podem influenciar em considerável medida os resultados globais obtidos, dada a simplificação adoptada relativa à curvatura das secções, a qual considera um valor constante da referida grandeza, correspondente à secção média da rótula plástica.

3.2. COMPORTAMENTO DO BETÃO

3.2.1. SOLICITAÇÃO MONOTÓNICA

Para uma solicitação monotónica, o comportamento do betão pode ser traduzido pelo modelo proposto por Kent-Park (1971). Segundo o referido modelo, quando o betão é submetido a um carregamento monotónico em compressão (figura 3.1), atravessa diferentes estados desde a microfissuração até à rotura.

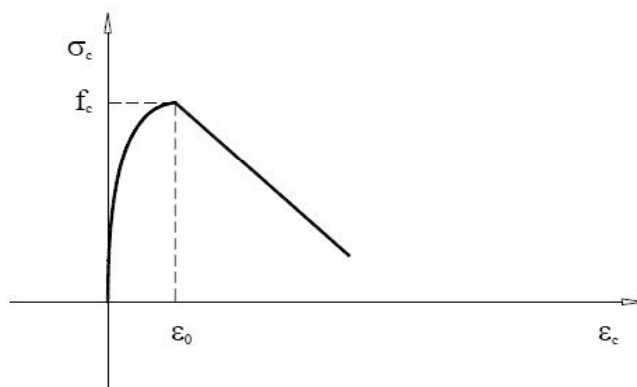


Fig. 3.1 – Diagrama tensões-extensões do betão para um carregamento monotónico

Pode verificar-se que na fase inicial da curva, aproximadamente até metade da força máxima, a relação entre tensão e extensão é praticamente linear. O restante andamento, até á rotura, deve-se a uma redução de rigidez inerente à fissuração do material, podendo a relação entre as grandezas envolvidas ser aproximada por uma parábola de segundo grau.

Após atingir a força máxima, normalmente para uma extensão da ordem dos 0,2%, o betão continua a resistir a tensões de compressão, no entanto, é notória a diminuição drástica de tensão suportada. A

recta de inclinação que se segue ao troço em que se atinge a tensão máxima traduz a diminuição mais ou menos acentuada das tensões para extensões crescentes.

No que respeita à resistência do betão à tracção, é de conhecimento geral que atinge valores bastante inferiores à sua homóloga em compressão. Uma aproximação por valores na ordem dos 10% a 20% da resistência à compressão pode ser uma estimativa satisfatória (Delgado, 2000), no entanto, dada a sua reduzida influência no comportamento global do betão armado, a sua contribuição é frequentemente desprezada.

3.2.2. CARREGAMENTO CÍCLICO

Antes de abordar o tipo de solicitação referido, é importante caracterizar um fenómeno que influencia substancialmente o desempenho do betão perante um carregamento deste tipo.

Como é sabido, a rotura do betão à compressão processa-se na realidade através de um mecanismo de tracção. Quando a peça em causa expande lateralmente (efeito de Poisson), são mobilizados esforços de tracção que levam à sua rotura. O que acontece quando existem armaduras transversais é que, aquando da referida expansão lateral, as armaduras são mobilizadas, reduzindo as deformações transversais, ou seja, confinando o betão. Este fenómeno repercute-se num aumento de resistência e ductilidade, o que pode ser traduzido pelo aumento das tensões e extensões pós-pico, admitindo-se ainda uma tensão residual para grandes deformações longitudinais, como se representa na figura 3.2.

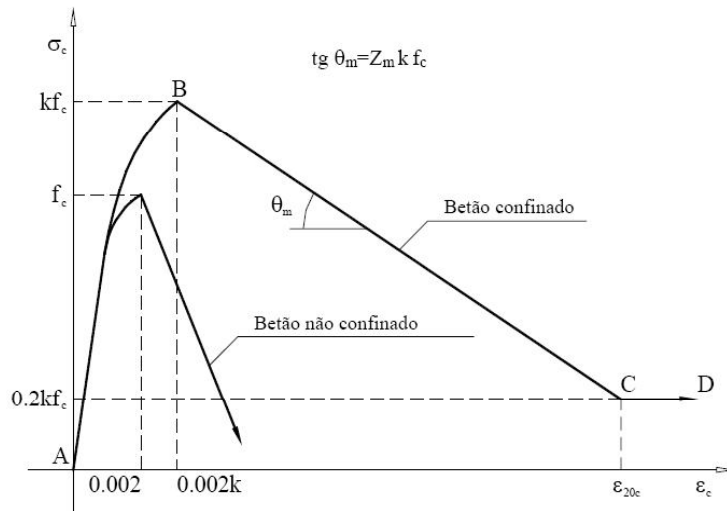


Fig. 3.2 – Efeito do confinamento- betão.

O modelo ilustrado, actualmente adoptado em análises de estruturas de betão (Park *et al*, 1982), considera, no que respeita ao efeito do confinamento, três regiões diferentes compreendidas entre valores de extensão (ϵ_c)

20c-

Assim, para valores de extensão inferiores a $0,002k$, a tensão no betão obedece à seguinte expressão:

$$\sigma_c = k \cdot f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0,002k} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0,002k} \right)^2 \right] \quad (3.1.)$$

Para valores de extensão entre $0,002k$ e ε_{20c} , a tensão no betão será:

$$\sigma_c = k \cdot f_c \left[1 - Z_m \left(\frac{\varepsilon_c}{0,002k} - 1 \right) \right] \quad (3.2.)$$

Finalmente, para valores de ε superiores a ε_{20c} :

$$\sigma_c = 0,2 \cdot k \cdot f_c \quad (3.3.)$$

O parâmetro k traduz o aumento da resistência à compressão do betão confinado, bem como a extensão correspondente à força máxima, enquanto o factor Z_m se relaciona com a inclinação do ramo descendente. O parâmetro que controla o confinamento será ρ_v , relacionando-se com os anteriores da seguinte forma:

$$k = 1 + \frac{\rho_v f_{syt}}{f_c} \quad (3.4.)$$

$$Z_m = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{3 + 0,29 f_c}{145 f_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_v \sqrt{\frac{h'}{s}} - 0,002k \right] \quad (3.5.)$$

As grandezas envolvidas serão então:

- ↳ f_c - resistência à compressão do betão não confinado (MPa);
- ↳ ε_{20c} - extensão correspondente a 20% da tensão máxima na região B-C;
- ↳ f_{syt} - tensão de cedência da armadura transversal (MPa);
- ↳ ρ_v - razão entre o volume de armadura transversal e o volume de betão cintado;
- ↳ h' - largura do núcleo cintado (medida também à face exterior das cintas);
- ↳ s - espaçamento da armadura transversal.

No que respeita ao comportamento cíclico, os pressupostos acima mencionados continuam a ser válidos. No entanto, neste caso é necessário ter em linha de conta o que se passa ao nível do betão ao longo do processo de carga e descarga, durante o qual existe uma degradação de rigidez que pode ser traduzida pelo modelo de Thompson e Park (1980).

Segundo este modelo, as regras de dissipação de energia baseiam-se no modelo de carregamento monotónico, traduzindo-se a histerese através de ramos lineares de carga e descarga (figura 3.3), diferentes consoante a extensão do betão correspondente ao início da descarga.

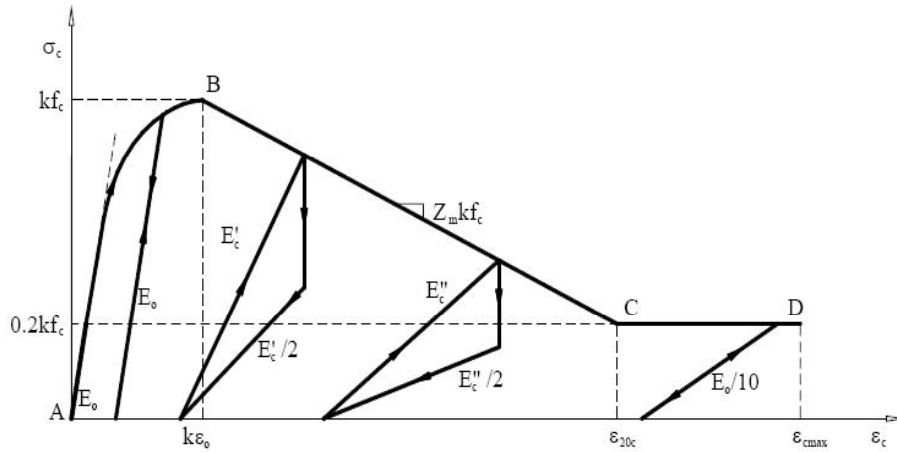


Fig. 3.3 – Comportamento do betão confinado sob acções cíclicas.

Para extensões inferiores à tensão correspondente à tensão máxima, as descargas seguem uma recta com inclinação igual ao módulo de elasticidade tangente inicial (E_0). Neste caso não existe dissipação de energia, pelo que a recarga segue o mesmo ramo.

As descargas correspondentes a extensões compreendidas entre k_0 e ε_{20c} , procedem-se em duas fases distintas. A primeira desenrola-se sob extensão constante até se atingir metade da tensão registada no início da descarga e a segunda é efectuada com inclinação igual a metade de E'_c . A recarga traduz-se numa recta com inclinação igual ao dobro da inclinação do segundo tramo de descarga, dando-se uma diminuição do módulo de elasticidade em questão, que acompanha o aumento da extensão longitudinal do betão, de acordo com a expressão (3.6.).

$$E'_c = E_0 \left(0,8 - 0,7 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{20c}} \frac{k_0}{k_0} \right) \quad (3.6.)$$

As descargas para extensões superiores a ε_{20c} desenvolvem-se ao longo de um ramo linear com inclinação igual a $E_0/10$, mais uma vez sem dissipação de energia.

3.3. COMPORTAMENTO DO AÇO

Conforme apresentado na introdução deste capítulo, o comportamento do aço é, na maioria das situações, condicionante para o desempenho global da peça de betão armado. Em condições de solitação alternada, dado o elevado nível de fendilhação atingido pelo betão, a resposta em regime não linear do elemento em causa pode ser fortemente controlada pelo comportamento histerético do aço. Em particular, deve referir-se a influência do efeito de Bauschinger, característico do aço em regime cíclico, o qual provoca a redução da capacidade de dissipação histerética de energia face a um comportamento elásto-plástico perfeito.

Os modelos actuais de definição das características do aço, no que diz respeito às considerações no domínio da histerese, baseiam-se em idealizações da relação tensão-extensão ao longo de um processo

de carregamento cíclico e alternado. Consistem assim na ponderação de uma envolvente monotónica de resposta ao carregamento, em sintonia com considerações inerentes aos processos de carga e descarga.

Dada a importância da correcta caracterização do comportamento do material em causa, é importante referir alguns aspectos que não podem ser menosprezados numa análise em que a vertente teórica não deve ofuscar os aspectos práticos que visa servir. O comportamento do aço deve ser encarado numa perspectiva que encare este material como armadura de betão armado. Por outras palavras, embora na teoria se considere igual a capacidade resistente à tracção e compressão, na realidade, devido aos processos de abertura e fecho de fendas e de deterioração da aderência entre aço e betão, as extensões de compressão tendem a ser inferiores às de tracção (Fillipou *et al*, 1983).

Deve ainda ser prestada particular atenção à cintagem das armaduras em compressão, de modo a evitar fenómenos de encurvadura (Ferreira, 1992).

3.3.1. SOLICITAÇÃO MONOTÓNICA

A força de tracção que dá origem à resposta a um carregamento monotónico repercute-se numa fase inicial em regime elástico, em que a lei de Hooke assume vigência na definição da referente elasticidade. Segue-se uma etapa que se designa patamar de cedência, em que a tensão se mantém constante ao longo de um determinado intervalo crescente de extensão. Numa fase anterior à rotura, regista-se um aumento de tensão devido ao endurecimento (“hardening”) do aço, etapa a partir da qual voltam a decrescer os valores de tensão até atingir a rotura.

O referido patamar de cedência pode ser praticamente imperceptível para aços com teores de carbono muito elevados (endurecidos a frio). No entanto, esse não é o caso corrente das estruturas abordadas neste trabalho, pelo que foi adoptada uma curva teórica bilinear em que o primeiro segmento se estende até se atingir a tensão de cedência (com módulo de elasticidade E_s), e o segundo representa a rigidez de endurecimento (E_{s1}). O parâmetro α entre os declive das rectas, é assim a grandeza correspondente ao coeficiente de endurecimento (Delgado, 2000).

A forma mais correcta que se encontrou para determinar o referido coeficiente de endurecimento encontra-se apresentada na figura 3.4, correspondendo à definição da recta que intersecta o diagrama real em regime plástico de forma a que o integral do gráfico resultante seja o mesmo que no real, ou seja, que o valor de energia dissipada seja idêntico (Delgado, 2000).

No entanto, como se apresenta no capítulo 4, a determinação da rigidez pós cedência obedece a um procedimento previsto pelo regulamento em análise (EC8 – Parte 2), resultando em valores que, como se apresenta no capítulo 5, nem sempre estão de acordo com a formulação presente. De facto, como se constatará, em alguns casos, o ramo correspondente à resposta em regime plástico da envolvente momento-curvatura das secções de betão armado, para um carregamento monotónico, exhibe valores de rigidez negativos. Este facto não acarreta problemas uma vez que, nas situações em que tal acontece, não se atinge o limite de cedência, no que respeita à análise dinâmica das estruturas.

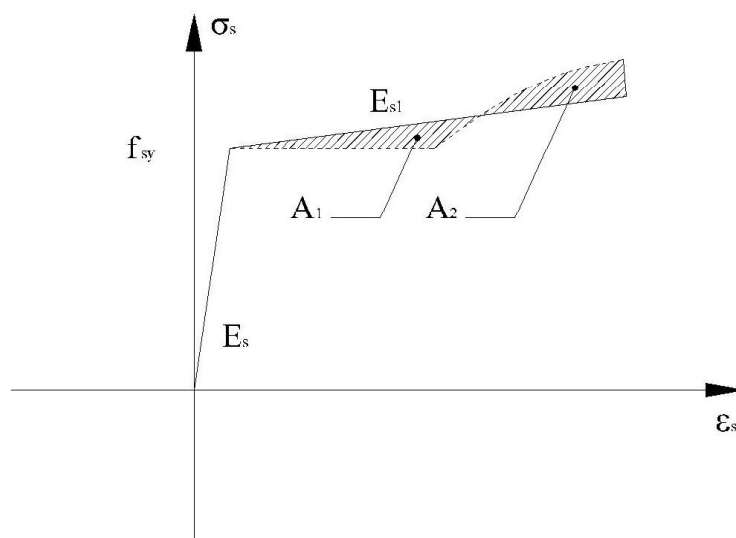


Fig. 3.4 – Diagrama tensão-extensão do aço referente a um carregamento monotónico.

3.3.2. CARREGAMENTO CÍCLICO

O modelo que melhor aproxima a resposta deste material a uma solicitação de carácter cíclico e alternado é o modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto (Giuffré e Pinto, 1970; Menegotto e Pinto, 1973), ilustrado na figura 3.5. Quando um varão é submetido a alterações do sentido do carregamento, sofre alterações nas suas características de rigidez, sendo este fenómeno traduzido pelo modelo em questão através de troços curvos que tendem assintoticamente para rectas definidas com base no diagrama monotónico. Estes dois pares de rectas têm inclinações respectivamente iguais a E_s e E_{s1} , pelo que as leis de carga e descarga se encontram balizadas nos limites estabelecidos pela curva bilinear definida no ponto anterior.

O já referido efeito de Bauschinger ocorre quando se dá a alternância de carga imediatamente após se ter atingido o troço de endurecimento. O que sucede é uma resposta da armadura em regime não linear que vem associada a valores de tensão bastante inferiores ao valor inicial de cedência.

O andamento da curva de transição entre as fases elástica e de endurecimento após o primeiro ciclo é comandado pelo parâmetro R :

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (3.7.)$$

O valor absoluto da deformação plástica do ciclo anterior é definido pelo parâmetro ξ o valor de R resultante da incursão anterior. A obtenção dos valores de a_1 e a_2 relaciona-se com um processo de calibração experimental.

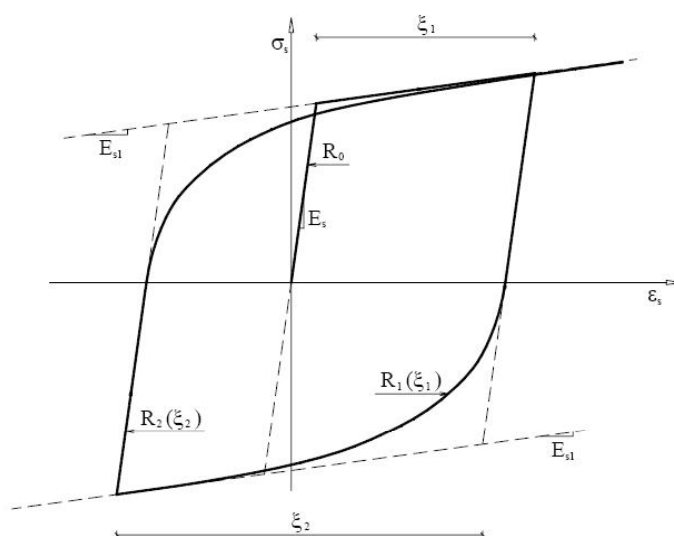


Fig. 3.5 – Diagrama tensão-extensão do aço referente a um carregamento cíclico.

3.4. ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO

A caracterização de elementos de betão armado sujeitos a esforços de flexão pode ser efectuada com base em diagramas momento-curvatura que reflectem a resposta das secções à imposição de deformações (curvaturas) crescentes.

A obtenção dos referidos diagramas parte das relações homólogas referentes aos materiais constituintes (Monteiro e Carvalho, 1985), sendo influenciadas por diversos parâmetros que afectam a capacidade de deformação de elementos sujeitos a esforços de flexão. Destacam-se assim, pelo seu grau de influência no referido comportamento, o valor do esforço axial, o tipo de aço e de betão, e a percentagem mecânica de armadura transversal. No caso particular da última grandeza referida, o fenómeno envolvido é o confinamento, cujo efeito se pode traduzir num aumento significativo da extensão última de compressão e conseqüente incremento de ductilidade em flexão.

Em relação ao esforço axial, é importante referir a sua influência no momento flector máximo resultante, uma vez que confere maior importância à capacidade resistente do betão em compressão no que respeita ao comportamento global. A ductilidade disponível nas peças de betão armado assume assim valores muito reduzidos para valores de esforço axial superiores ao limite de balanceamento, uma vez que, em tais condições, como se pode verificar na figura 3.6, a capacidade de deformação não elástica é devida apenas ao comportamento em compressão do betão, pois não é atingido o patamar de cedência das armaduras (Ferreira, 1992).

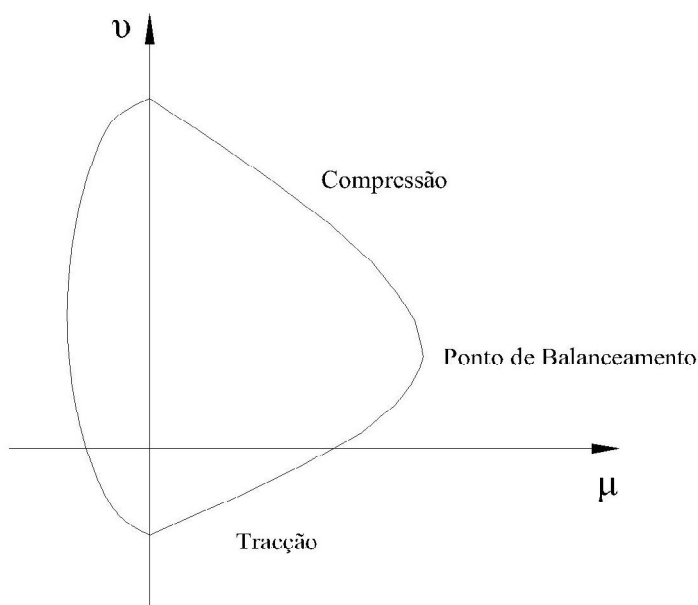


Fig. 3.6 – Diagrama de interacção de secções em flexão composta plana.

Em relação ao comportamento hysterético das secções de betão armado, o modelo adoptado é estabelecido com base numa envolvente monotónica correspondente à relação força – deslocamento, ou momento – curvatura, aliada à consideração de um conjunto de regras que permitem caracterizar a evolução da resposta em condições de carregamento cíclico e alternado. Estas regras possibilitam assim idealizar situações de carga e descarga e inversão do sentido do carregamento, bem como a influencia de fenómenos de degradação de rigidez e/ou resistência e o efeito de aperto ou “pinching”.

O modelo hysterético apresentado posteriormente pode assim ser sucintamente definido como o estabelecimento de leis fenomenológicas, calibradas com base em ensaios estáticos com imposição de forças ou deslocamentos alternados, representativas das relações associadas à resposta dos elementos estruturais (Varum, 1995).

3.4.1. CARREGAMENTO MONOTÓNICO

3.4.1.1. Caracterização da resposta monotónica

Como foi já devidamente referido, os elementos estruturais que representam os pilares estão sujeitos a flexão composta plana ou desviada. Deste modo, o seu comportamento monotónico pode ser discretizado em três fases. Após uma fase inicial com rigidez correspondente à rigidez não fendilhada, começa a processar-se o desenvolvimento de fissuras na zona traccionada do betão e consequentemente existe perda de rigidez. A última etapa corresponde à cedência das armaduras, fase na qual o nível de fissuração é muito elevado e a rigidez muito reduzida.

O aspecto mais importante a registar no âmbito deste trabalho, para a situação acima indicada, será o parâmetro que condiciona a ruína da estrutura, ou seja, a curvatura última atingida para a secção em causa. É a partir deste valor que se determinará a grandeza que define a capacidade de deformação e dissipação hysterética de energia, ou seja, a ductilidade última disponível na secção. Esta é definida

como a relação entre a curvatura última e a curvatura correspondente ao início de cedência das armaduras.

3.4.1.2. Modelação numérica do comportamento monotónico – Modelo de Fibras

A curva base de comportamento em flexão das diversas secções consideradas neste trabalho foi determinada com recurso ao programa de cálculo desenvolvido por Vaz, 1992 baseado no modelo de fibras (figura 3.7). De acordo com o referido modelo, os pilares são discretizados em secções segundo o seu eixo longitudinal e em fatias ao nível da secção transversal, considerando-se um comportamento uniaxial segundo o eixo longitudinal e ignorando os efeitos do esforço transversal.

O campo de extensões axiais é determinado com base na Hipótese de Navier – Bernoulli, ou seja, no pressuposto de as secções se manterem planas após deformação. Assim, considerando uma extensão axial média (ϵ_m), a extensão axial em qualquer ponto da secção pode ser determinada pela relação entre a extensão média e as curvaturas segundo os eixos principais, Φ_x e Φ_y , respectivamente, como se pode verificar na seguinte expressão:

$$\epsilon(x, y) = \epsilon_m + \phi_x \cdot y + \phi_y \cdot x \quad (3.8.)$$

As tensões referentes a cada fatia considerada são assim calculadas com base nas extensões correspondentes e nas relações tensão – extensão admitidas para cada material.

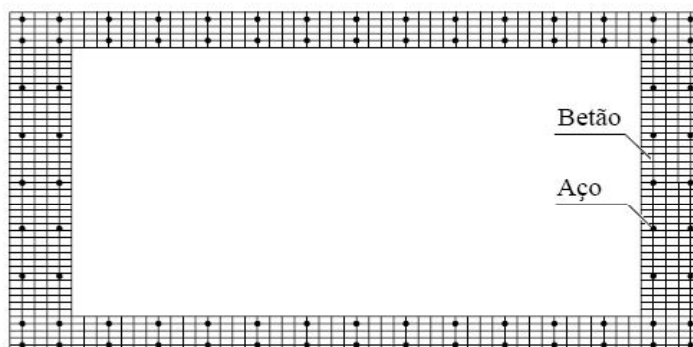


Fig. 3.7 – Modelo de fibras – discretização da secção transversal.

A partir das curvas momento – curvatura resultante da aplicação do modelo de fibras é ajustada uma curva trilinear (figura 3.8) definida por cinco parâmetros:

- K_0 – Rigidez inicial;
- K_1 – Rigidez após fissuração;
- K_2 – Rigidez após cedência;
- ρ_c – Curvatura correspondente à fissuração;
- ρ_y – Curvatura correspondente à cedência;

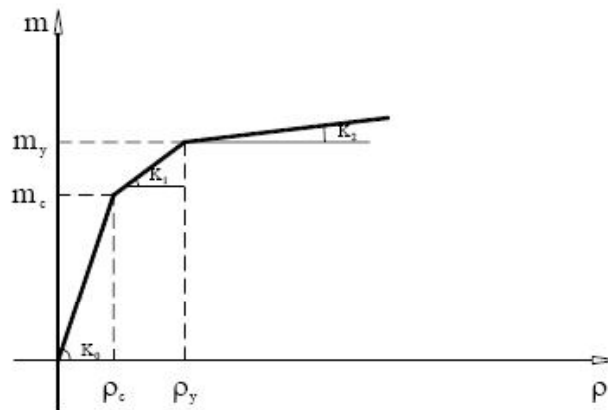


Fig. 3.8 – Lei base trilinear.

3.4.2. CARREGAMENTO CÍCLICO

3.4.2.1. Caracterização da resposta cíclica

No seguimento do exposto relativamente ao carregamento de carácter monotónico, será apresentado um conjunto de disposições que visam descrever o comportamento de elementos de betão armado, no que respeita a carregamentos cíclicos e alternados.

Nestas condições, a degradação de rigidez, a degradação de resistência e o efeito de aperto constituem o conjunto de efeitos que mais influencia a resposta das secções em termos de capacidade resistente. Trata-se de um trinómio cujo ponto comum assenta na relação com o número de ciclos efectuado e a fendilhação associada.

A significativa fissuração registada no processo de carga e descarga afecta de forma importante a rigidez da secção. Pode encarar-se este facto como um ciclo “vicioso”, uma vez que quanto maior o numero de ciclos registado, maior será a deformação resultante e consequentemente mais significativa a fendilhação, para o mesmo nível de esforço. A degradação acumulada afecta assim o resistência da secção, na medida em que leva à natural redução do momento mobilizado.

Quando se dá uma inversão de carregamento até se registar o fecho da fenda que no ciclo anterior estaria associada à plastificação da armadura, ocorre o designado efeito de aperto ou “pinching”. O que se passa não é mais que uma recuperação da deformação plástica associada ao ciclo anterior, na qual a rigidez é muito inferior devido à inactividade do betão.

As deformações são assim muito superiores para incrementos de esforço similares, logo, a deformação resultante desde o início da recarga até ao fecho da fenda é muito elevada. A partir da mobilização da secção de betão, ou seja, do fecho da fenda, as deformações voltam a diminuir, dado ao aumento de rigidez inerente.

3.4.2.2. Modelação numérica do comportamento em condições de carregamento cíclico

O modelo do tipo Takeda, desenvolvido por Costa e Costa (1987) e retomado posteriormente por Varum (1992) pressupõe a contabilização de uma série de parâmetros que procuram reflectir a acção

dos fenómenos apresentados relativamente a uma situação de carregamento cíclico. A degradação da resistência é levada em linha de conta através de um parâmetro que incorpora o efeito de acumulação de degradação ao longo da repetição dos ciclos de carga, em função da relação entre o deslocamento último, referente à lei trilinear apresentada anteriormente, e o deslocamento máximo registado (Wang e Shah, 1987).

Para além da contabilização do efeito de perda de resistência, este modelo permite acompanhar evolução da rigidez ao longo da resposta da secção, mais concretamente no que diz respeito à sua diminuição numa fase de descarga posterior à cedência e em recargas efectuadas em ciclos sucessivos.

O comportamento cíclico e hysterético é assim reproduzido com base na referida curva trilinear, em paralelo com o recurso aos parâmetros α , γ e β , referentes aos efeitos de degradação de rigidez, degradação de resistência e efeito de aperto, respectivamente. Resulta assim um diagrama momento – curvatura, ilustrado na figura 3.9, que reflecte a conjugação destes factores, aproximando à realidade de uma formulação teórica.

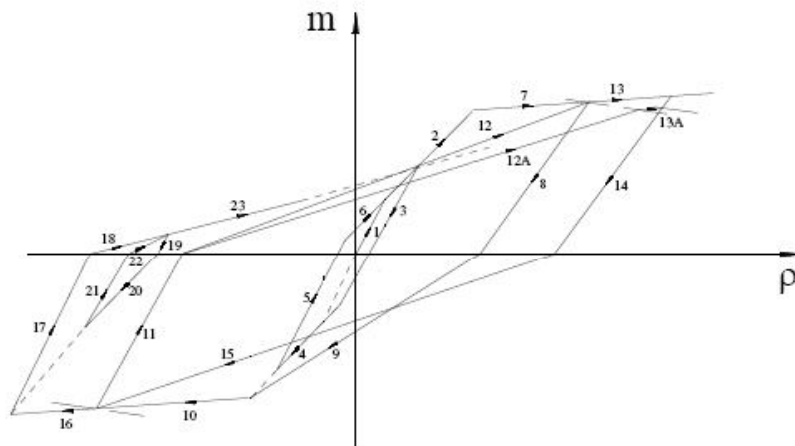


Fig. 3.9 – Modelo geral de comportamento hysterético.

A análise da figura 3.9 permite verificar que o modelo se comporta de forma bilinear sem perda de rigidez enquanto a curvatura máxima atingida em cada ciclo ($\rho_{máx}$) não ultrapassa o valor da curvatura de cedência (ρ_y). Quando a curvatura ultrapassa o referido limite, existindo uma inversão do sentido de carregamento, o conseqüente processo de descarga é efectuado com uma perda de rigidez determinada pela expressão (3.9.), em que K_d caracteriza a rigidez de descarga e K_e é definido como a rigidez equivalente às duas primeiras rectas da curva trilinear. A rigidez de descarga (figura 3.10) será então dada por:

$$K_d = K_e \cdot \left| \frac{\rho_y}{\rho_{máx}} \right|^\alpha \quad (3.9.)$$

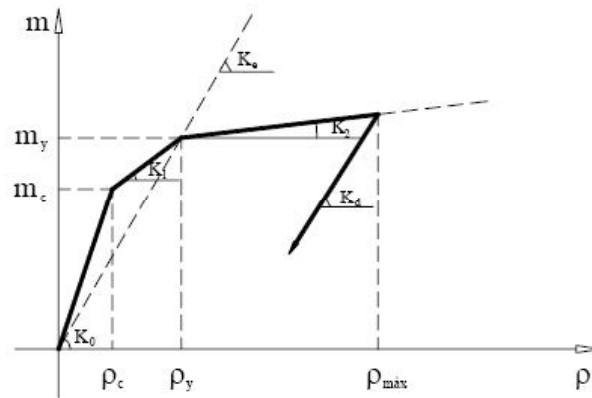


Fig. 3.10 – Evolução da rigidez com a inversão do sentido de carregamento.

Quando a inversão do carregamento volta a ser no sentido da recarga, existe também uma degradação de rigidez, função do momento e curvatura máximos do ciclo anterior e da curvatura correspondente à intersecção do diagrama com o eixo das abcissas (ρ_r), de acordo com a expressão (3.10.) e a figura 3.11.

$$K_r = \frac{m_{\text{máx}}}{\rho_{\text{máx}} - \rho_r} \quad (3.10)$$

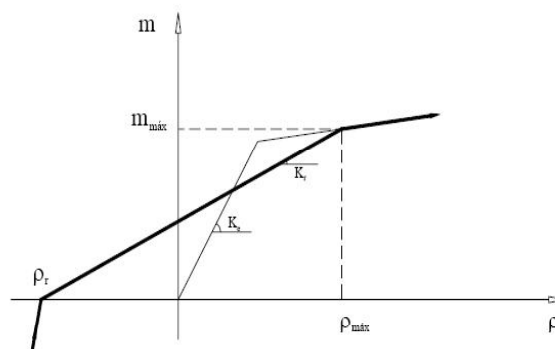


Fig. 3.11 – Evolução da rigidez com a inversão do sinal do momento.

No caso de num dos sentidos não ter sido ultrapassada a deformação correspondente à plastificação, os valores de $m_{\text{máx}}$ e $\rho_{\text{máx}}$ serão tomados como os valores de cedência nesse sentido. A rigidez de recarga assim obtida é muito inferior à rigidez equivalente, diminuindo proporcionalmente ao aumento das incursões não lineares em qualquer dos sentidos.

Aliada à degradação de rigidez pode ainda estar associado outro tipo de perda de qualidades mecânicas da secção. A associação da perda de resistência resulta num ramo de recarga definido pelo mesmo valor de curvatura máxima, mas por um momento inferior ao atingido anteriormente, tal como demonstra a figura 3.12. O momento máximo assim mobilizado, $m'_{máx}$, é calculado com recurso ao momento máximo absoluto obtido no ciclo anterior ($m_{máx}$) e aos parâmetros inerentes à degradação de resistência, γ e PD (com n igual a uma constante dependente de valores experimentais).

$$m_{máx} = (1 - PD) \cdot m_{máx} \quad (3.11.)$$

$$PD = \frac{e^{n\gamma} - 1}{e^n - 1} \quad (3.12.)$$

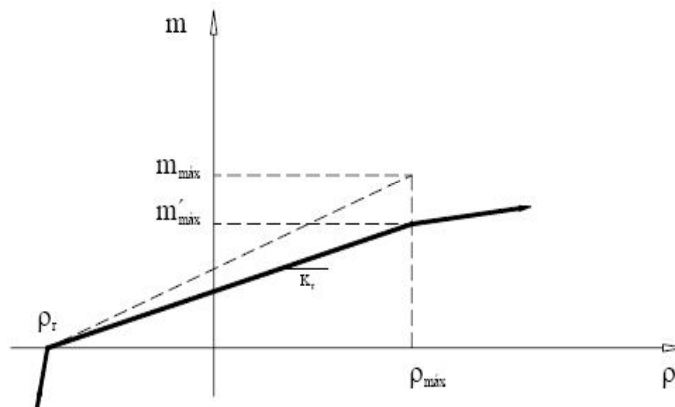


Fig. 3.12 – Evolução da rigidez em recarga com degradação de resistência.

A previsão do efeito de “pinching” ou de aperto (figura 3.13) consiste na consideração duma diminuição de rigidez na zona em que o esforço transversal assume predominância relativamente ao momento flector, devido à compressão da armadura, após ter entrado em cedência por tracção. Nesta situação, em que a área de corte se encontra diminuída, a rigidez em cada recarga possui um valor inferior, que se mantém até à intersecção desta com a recta que une os pontos de origem de coordenadas e de curvatura máxima registada no ciclo anterior. Por este motivo, o tramo que define a recarga é dividido em duas partes. O primeiro troço com inclinação, K , resulta da expressão (3.13.), em que β depende da importância do esforço transversal, com uma amplitude delimitada entre os valores de 0 e 0,5. O segundo segmento une os pontos imediatamente atrás referidos.

$$K = \frac{m_{máx}}{\rho_{máx}} \cdot \left(\frac{\rho_y}{\rho_{máx}} \right)^\beta \quad (3.13.)$$

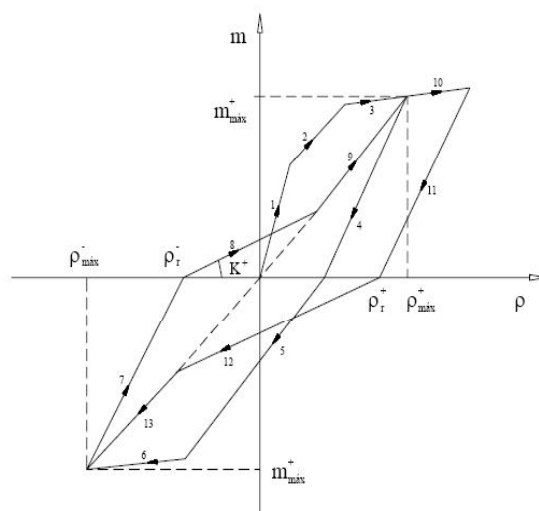


Fig. 3.13 – Representação do efeito de “pinching”.

3.5. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Embora seja reconhecida a simplicidade estrutural que caracteriza uma ponte, as metodologias de modelação e análise normalmente empregues apresentam ainda assim uma certa complexidade. Incorporam normalmente o comportamento tridimensional da estrutura no que diz respeito à distribuição de esforços, alargando o estudo às várias direcções de actuação das solicitações. Quando a este conjunto se junta a necessidade de efectuar um número de análises que se coadune com a avaliação de segurança sísmica, à luz duma análise dinâmica não linear, o processo pode tornar-se penosamente moroso e inadequado, dada a dificuldade de obtenção de resultados.

A análise executada neste trabalho apresenta-se assim muito mais simplificada, procurando simular apenas os graus de liberdade mobilizados durante a actuação de uma acção sísmica. A resposta estrutural que aqui se estuda restringe-se à direcção transversal ao tabuleiro, uma vez que esta é geralmente a a menos bem preparada para fazer face aos esforços sísmicos. A referida acção consiste assim num registo de acelerações com direcção perpendicular à direcção longitudinal da ponte, procedendo-se a uma idealização bidimensional da estrutura.

No modelo histerético implementado para avaliação da resposta de elementos de betão armado sujeitos a uma acção sísmica, cujos esforços gerados são predominantemente de flexão, é admitida a hipótese de as deformações inelásticas se concentrarem ao longo do comprimento de uma secção situada nas extremidades dos elementos que representam os pilares. Tendo em conta que o comportamento de estruturas porticadas sob acções sísmicas intensas é controlado pela capacidade de dissipação de energia nas zonas em que o material plastifica, considera-se que cada elemento possui zonas inelásticas onde se concentram as excursões não lineares, comportando-se a restante secção de forma linear elástica.

3.5.1. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DE BARRA

A idealização do elemento estrutural em causa consiste na consideração de um macro-elemento de barra em que se associam em série três subelementos (figura 3.14). Na zona central do macro – elemento a rigidez mantém-se constante e igual à rigidez da secção não fendilhada da secção. No que concerne aos subelementos extremos que representam as zonas de comportamento inelástico, o mesmo é caracterizado pelo modelo histerético adoptado, aplicado aos diagramas momento – curvatura das secções médias dos ditos subelementos. Admite-se assim uma curvatura constante nestas zonas, com o valor da curvatura das secções médias.

Em termos de caracterização, é considerado um total de seis graus de liberdade, referente às possibilidades de deformação no plano (figura 2.15). Existe assim em cada extremo uma rotação em torno do eixo ortogonal ao plano definido pelo eixo longitudinal da barra e o que lhe é perpendicular, e dois deslocamentos na direcção dos referidos eixos.

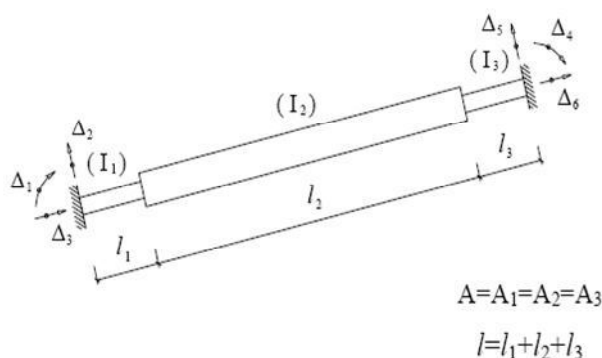


Fig. 3.14 – Associação em série de três subelementos.

Tendo em conta que o modelo adoptado pressupõe um comprimento de rótula plástica constante durante todo o processo de carregamento, bem como uma curvatura constante ao longo dessa extensão, existe um grau de simplificação que deve ser levado em conta no que diz respeito à determinação da rigidez da secção. Assim, ao longo da evolução do carregamento, dado que o modelo consiste num processo incremental com rigidez tangente, a rigidez à flexão dos subelementos não lineares será afectada por um parâmetro de rigidez, f , que pode ser obtido directamente das relações momento - curvatura nas secções de controle da barra.

A matriz de rigidez do macro-elemento apresentado será efectuada em relação aos seis graus de liberdade globais. Tendo sido adoptado um modelo plano de três graus de liberdade por extremidade, a matriz de rigidez do elemento estrutural referido será obtida por condensação estática da rigidez dos subelementos aos seis graus de liberdade gerais.

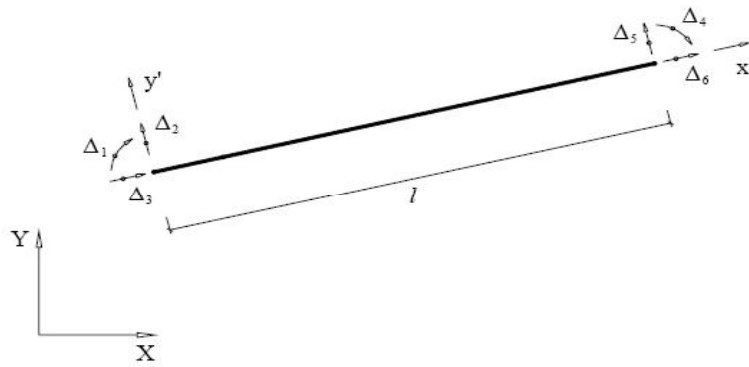


Fig. 3.15 – Graus de liberdade do elemento de barra.

Para todos os elementos representados, assim definidos, é admitida uma rigidez axial constante e igual à rigidez em regime elástico da secção:

$$K_a = \frac{E \cdot A}{l} \quad (3.14.)$$

3.5.2. COMPRIMENTO DE RÓTULA PLÁSTICA

As considerações adoptadas na modelação estrutural dos pilares de betão armado, as quais definem o macro-elemento de barra (figura 3.16), levantam algumas questões que se revelam de grande importância e influência na qualidade dos resultados. À luz do que foi apresentado em relação à curvatura dos troços não lineares, parece óbvio que a escolha do comprimento de rótula plástica escolhido deve obedecer a uma análise cuidada, com vista à minimização dos erros provocados pelas simplificações em causa.

Uma vez que a curvatura é calculada em função do momento flector na secção média da extensão com comportamento não-linear, a sobre ou sub-avaliação do valor do comprimento de rótula plástica pode levar a erros que variam na razão inversa à avaliação do dito comprimento.

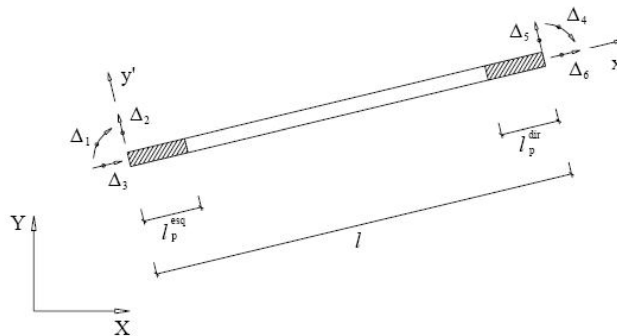


Fig. 3.16 – Comprimento de rótula plástica, l_p .

A plastificação da armadura longitudinal é naturalmente o fenómeno que se relaciona com mais importância com o comprimento de rótula plástica. No entanto, não se pode desprezar a influência de factores de carácter físico, que numa abordagem meramente teórica do problema podem não ser levados em conta.

Nas imediações da secção de encastramento, a curvatura atinge o seu valor máximo, no entanto, dada a restrição imposta à rotação, esse valor será nulo no apoio. É neste contexto que se insere o fenómeno de “yield penetration”, o qual consiste na geração de uma rotação adicional devido à impossibilidade física de a curvatura passar de um valor máximo a zero num comprimento infinitamente diminuto. O esforço transversal aparece também associado ao “alastramento” da rótula plástica, na medida em que provoca a inclinação das fendas e consequentemente a inviabilização da hipótese de Navier – Bernoulli (Vaz, 1992), resultando em tensões e deformações superiores ao calculado (figura 3.17).

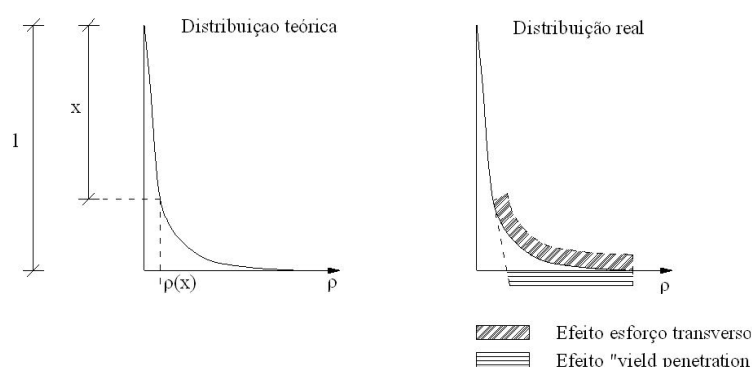


Fig. 3.17 – Distribuições teórica e real de rotações no comprimento de rótula plástica.

Ao longo dos anos, muitos vários os autores que se dedicaram ao estudo e desenvolvimento de fórmulas empíricas para o valor do comprimento de rótula plástica, l_p . Priestley e Park (1984) levaram a cabo um conjunto de ensaios na Universidade de Canterbury, Nova Zelândia, chegando à expressão (3.15.) para a avaliação da zona não linear de uma barra:

$$l_p = 0,5h \quad (3.15.)$$

em que h representa a altura da secção.

Embora ao longo dos anos tenham surgido variadas alternativas à expressão apresentada, as quais incorporavam a influência de parâmetros como o diâmetro da armadura longitudinal e a tensão de cedência da mesma (Kappos, 1991) os resultados obtidos pela primeira continuam a ser suficientemente satisfatórios. Vaz (1992) em análises numéricas com recurso à discretização das zonas críticas num número significativo de elementos (5 a 10), chegou à conclusão que os valores de l_p se compreendem num intervalo que varia entre metade da altura útil e a totalidade deste valor. Além disso, Guedes (1997), numa análise experimental direccionada para a avaliação da extensão da zona fendilhada em pilares de pontes, verificou que a inclinação das fendas na zona crítica de não -

linearidade, ou seja, a base dos pilares, tende a ser menor do que 45°, aproximando-se assim do valor de metade da altura útil do pilar.

Pelo acima disposto, parece razoável afirmar que a expressão proposta por Prestley e Park, 1984 oferece, não descurando a sua aparente simplicidade, uma garantia bastante assinalável de boa aproximação, pelo que, neste trabalho, será essa a expressão adoptada para a determinação do comprimento de rótula plástica. Não obstante, no capítulo 5, este aspecto da selecção do comprimento de rótula plástica é de novo abordado num estudo paramétrico pertinente.

3.5.3. FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL – MODELO PLANO

No contexto de uma análise estrutural de pontes sob acções horizontais, é necessário que o modelo adoptado caracterize de forma satisfatória a interacção entre os diversos elementos que as compõem, de modo a permitir uma reprodução da resposta da estrutura suficientemente fiável. Na direcção longitudinal, dada a continuidade de deslocamentos, parece razoável admitir uma concepção plana do funcionamento da ponte. No entanto, na direcção perpendicular ao plano da mesma, o comportamento é essencialmente tridimensional, pelo que tal simplificação não permite obter a resposta estrutural pretendida.

Como parece evidente, uma análise tridimensional envolve o estudo do comportamento da estrutura segundo um elevado número de graus de liberdade, tornando-se assim demasiado morosa para o tipo de exercício proposto. Junte-se a este facto a complexidade de uma análise dinâmica não linear e o problema assume ainda maior expressão. Parece assim a todos os níveis vantajosa uma idealização plana da estrutura, envolvendo um número significativamente menor de graus de liberdade. No entanto, o grau de precisão e qualidade de resultados não devem ser negligenciados à custa de uma simplificação desta natureza, sob pena da mesma perder todo o sentido.

A utilização de modelos planos para a determinação da resposta de pontes sujeitas a acções sísmicas horizontais deve ser capaz de reproduzir os aspectos essenciais do comportamento fora do plano da ponte (Costa e Costa, 1999). Deve assim considerar-se o comportamento à flexão do tabuleiro e pilares, na direcção em que são solicitados pela acção em questão.

Tratando-se de uma análise plana segundo a direcção transversal, os pilares serão dispostos paralelamente ao eixo do tabuleiro, compatibilizando-se os deslocamentos comuns ao tabuleiro e extremidades dos pilares com recurso a barras biarticuladas com rigidez axial e flexional correspondentes ao tipo de apoio que materializam. Estas barras fictícias, ilustradas na figura 3.18, embora não passem de abstrações, são elementos de extrema importância, uma vez que garantem a igualdade de deslocamentos dos pontos comuns a pilares e tabuleiro, traduzindo assim o comportamento tridimensional da estrutura.

As características geométricas e mecânicas dos pilares e tabuleiro podem desta forma ser respeitadas com exactidão, tendo em conta eventuais relações não lineares e condições de ligação entre elementos estruturais e ao exterior. No que diz respeito ao tipo de apoio mais comum, ou seja, o caso em que existem apenas rotações relativas, as barras fictícias acima mencionadas serão consideradas com uma rigidez axial muito elevada e inércia à flexão praticamente desprezável. No caso em que os aparelhos de apoio possibilitam a existência de deslocamentos relativos entre a extremidade do pilar e o tabuleiro, o procedimento corrente consiste em atribuir ás referidas barras uma rigidez axial que permita simular a resistência que o aparelho de apoio oferece à deformação.

Nas situações em que existe mais que um aparelho de apoio, a rigidez torsional do tabuleiro é mobilizada, podendo desenvolver-se uma compatibilização entre rotações das extremidades

adjacentes. Este fenómeno é impossível de reproduzir através deste tipo de idealização, no entanto, dada a sua reduzida relevância e/ou frequência, o seu desprezo não acarreta erros importantes (Delgado, 2000).

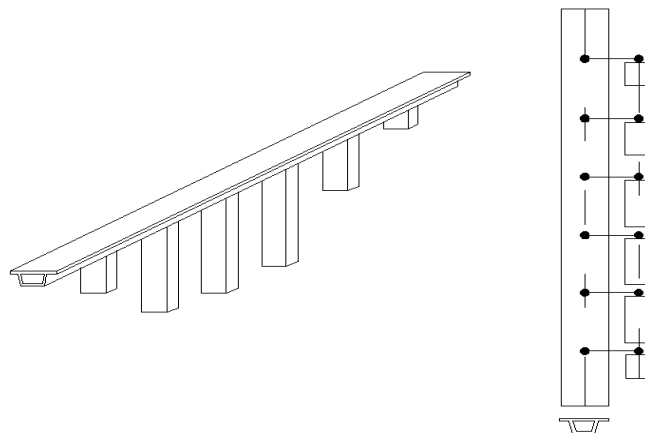


Fig. 3.18 – Esquema de modelação estrutural.

O último aspecto a ter em atenção no processo de concepção das barras fictícias prende-se com a garantia de funcionamento perfeitamente independente dos pilares, em termos de esforços. Ou seja, a ligação ao tabuleiro deve ser efectuada à cota da extremidade dos pilares. Deste modo, os esforços axiais que se desenvolvem nas barras que materializam essa ligação serão perpendiculares ao tabuleiro e aos próprios pilares, evitando assim a transferência de esforços axiais que na realidade não existem.

3.6. ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise da resposta sísmica do conjunto de pontes abordado neste trabalho tem como suporte um algoritmo numérico desenvolvido por Varum (1995). O algoritmo em questão permite efectuar uma análise dinâmica e não linear de estruturas reticuladas planas, tendo por base uma série de considerações relativas às características da estrutura e do seu funcionamento em resposta à acção sísmica.

O modelo plano adoptado estabelece a ligação entre os elementos através de pontos nodais aos quais se associam três deslocamentos no plano, dois de translação e um de rotação. Desta forma, a deformada da estrutura não é mais que um vector de deslocamentos referentes a cada um dos nós supracitados e a relação entre esses deslocamentos e os esforços internos por si gerados é estabelecida pela matriz de rigidez da estrutura, K (expressão 3.16). Por esta razão, a obtenção da matriz de rigidez global deve ser efectuada de forma a que haja uma correspondência unívoca entre os graus de liberdade locais e o referencial geral adoptado. Cada elemento da matriz de rigidez global deve ser a soma dos coeficientes da matriz de cada barra, tendo em conta a relação correcta entre os graus de liberdade locais e os deslocamentos nodais correspondentes da estrutura, segundo o processo clássico de assemblagem da matriz de rigidez, no âmbito do método de deslocamentos.

$$F = K \cdot u \quad (3.16.)$$

A inércia da estrutura é naturalmente traduzida pela matriz de massa, M . Analogamente ao que se apresenta relativamente à relação entre forças e deslocamentos nodais, existe uma relação directa entre forças de inércia e acelerações nodais estabelecida por meio da matriz de massa da estrutura. A sua determinação deve assim obedecer às regras estabelecidas para a obtenção da primeira, tendo em conta todos os graus de liberdade de cada elemento de barra, ou seja, tomando como consistentes as matrizes elementares.

Como é possível constatar através da equação fundamental da dinâmica, várias são as grandezas físicas que regulam o comportamento dinâmico de um oscilador. Tendo já sido mencionadas as relações envolvendo massa e aceleração e rigidez e deslocamento, verifica-se pela expressão (3.17.) que o comportamento de uma estrutura não pode ser correctamente avaliado sem a consideração da relação que envolve velocidade e amortecimento.

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = F \quad (3.17.)$$

As forças de amortecimento na estrutura dependem das velocidades relativas aos graus de liberdade globais, onde se inclui a relação linear entre as ditas velocidades e as forças de amortecimento resultantes.

A matriz de amortecimento, C , será determinada em função das matrizes de massa, M , e rigidez, K , correspondendo assim à formulação clássica de Rayleigh, (Varum, 1995)

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (3.18.)$$

As constantes α e β podem ser determinadas com base na relação entre o coeficiente de amortecimento e frequência de um dado modo de vibração, ω_n , Varum (1995), estabelecendo-se a relação ilustrada na figura 3.19, determinada pela expressão (3.19.):

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \beta \frac{\omega_n}{2} \quad (3.19.)$$

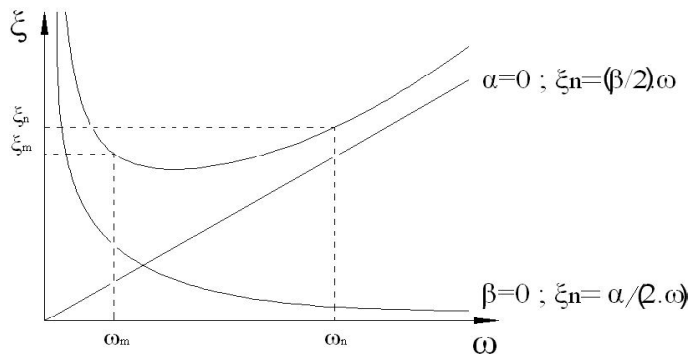


Fig. 3.19 – Relação entre amortecimento e frequências modais.

Uma vez conhecidos os coeficientes de amortecimento ζ_n e ζ_m , relativos aos modos de vibração com o mesmo índice, os valores de α e β podem ser determinados com o recurso à expressão (3.20.) (Varum, 1995).

$$\begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = 2 \cdot \frac{\omega_n^2 - \omega_m^2}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & \omega_m \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \zeta_n \\ \zeta_m \end{bmatrix} \quad (3.20.)$$

Como normalmente a sobreposição modal dos dois primeiros modos de vibração oferece um resultado bastante satisfatório e próximo do comportamento dinâmico real de uma estrutura, e tendo em conta que os modos superiores são geralmente mais amortecidos (Bathè, 1982), considera-se neste trabalho apenas as frequências dos dois primeiros modos de vibração para a determinação das constantes apresentadas nas expressões (3.18.) e (3.20.), as quais se relacionam com as características de amortecimento da estrutura.

3.7. ANÁLISE DINÂMICA E NÃO LINEAR

A não linearidade material é tratada com o recurso a uma análise incremental das equações estruturais, considerando para cada instante a rigidez instalada nas diversas secções. A formulação incremental está associada à linearização das relações constitutivas do comportamento estrutural em cada incremento em que acção é subdividida. A resposta total é assim obtida através da sucessão de estados de equilíbrio com mudanças de rigidez determinadas pela lei de comportamento referida em 3.4.2.1, às quais corresponde uma correcção das deformações referentes ao incremento em que essa mudança é registada (Varum, 1995).

No que respeita à resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico, é utilizado um método de integração directa, uma vez que, tratando-se de um problema de cariz dinâmico em que se considera o comportamento não linear dos materiais, se apresenta como o mais adequado (Delgado, 2000).

4

ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR – EUROCÓDIGO 8.

4.1. INTRODUÇÃO

O propósito deste trabalho consiste na avaliação do comportamento de um conjunto de pontes com recurso a uma análise não linear dinâmica no domínio do tempo, à luz das disposições regulamentares do Eurocódigo 8 relativas ao tipo de estudo em questão.

No que ao procedimento analítico diz respeito, foram já devidamente apresentados os modelos numéricos que traduzem o funcionamento não só dos elementos que compõem o tipo de estrutura a estudar, como a resposta global da mesma a uma acção cíclica e alternada – acção sísmica. Interessa agora aplicar essas potencialidades no âmbito das exigências do referido regulamento tanto no que respeita à matriz em que o estudo se deve proceder, como na avaliação dos seus resultados.

Este tipo de análise compreende um conjunto de ferramentas que permite obter a resposta da estrutura na forma de um registo temporal do seu comportamento, face a um conjunto de acelerogramas artificiais gerados segundo os parâmetros da proposta de zonamento sísmico do Anexo Nacional do EC8.

Para além das características não lineares dos materiais e dos graus de liberdade adoptados (modelação plana), a variável tempo assume uma importância inegável na complexidade de obtenção de resultados. A evolução da resposta e características da estrutura ao longo do tempo de actuação da acção sísmica podem assim ser idealizados de três formas distintas: integração passo-a-passo no domínio do tempo, sobreposição das respostas referentes aos diferentes modos de vibração e avaliação da resposta no domínio da frequência. Uma vez que a análise linear estática não fornece informação suficiente numa perspectiva de projecto sísmico (Calvi *et al*, 1996) e avaliação de segurança, e dado que o processo de sobreposição implica em si uma limitação ao domínio elástico e linear, apenas o primeiro tem interesse na perspectiva dos resultados pretendidos.

4.2. EC8 – DISPOSIÇÕES APLICÁVEIS

Como já foi possível referir, o estudo apresentado neste capítulo tem como base uma metodologia própria e pressupostos teóricos inerentes particulares. Trata-se de um trabalho que visa uma análise não-linear dinâmica da estrutura, sujeita a uma acção que neste caso se caracteriza como um registo temporal de acelerações do solo referentes a um ou vários sismos gerado artificialmente.

Neste contexto, importa definir *à priori* os pressupostos da análise em si e as grandezas e propriedades que interessa avaliar e/ou quantificar, dado que a validade de qualquer estudo depende tanto ou mais da qualidade da interpretação dos resultados e consequente enquadramento e aplicação, como da abundância de informação resultante.

4.2.1. ACÇÃO SÍSMICA

4.2.1.1. Zonamento sísmico.

A definição das zonas sísmicas e respectivas acelerações máximas é, segundo o ponto 3.2.1 (1)P da norma referida neste capítulo, definido pelas autoridades nacionais no seu Anexo Nacional.

Esse zonamento deve ser estabelecido em termos da aceleração máxima de projecto de referência a_{gR} , para o período de retorno de referência de 475 anos, definida em termos de intensidade de Housner, e para um terreno tipo A (Carvalho, 2007). Assim, no Anexo Nacional da NP EN 1998-1 apresenta-se o zonamento sísmico proposto para Portugal. Tal como no RSA, é contemplada uma acção sísmica próxima (sismo intraplaca) e uma acção sísmica afastada (sismo interplacas). Esta proposta prevê no entanto dois zonamentos do território, adequados a cada um dos cenários atrás mencionados, o que permite corrigir uma incoerência até agora vigente no RSA, segundo o qual os dois tipos de acção sísmica seriam estabelecidos de acordo com o mesmo zonamento.

Em Outubro de 2006, foi proposto um zonamento com 5 zonas para o cenário afastado e 3 zonas no cenário próximo. Este ajuste determina uma variação menos significativa de acelerações entre as diferentes zonas referentes ao sismo interplacas e simultaneamente uma maior distinção entre valores de aceleração de zonas que dizem respeito ao cenário de sismo próximo.

À data deste trabalho, esta classificação não se encontra oficialmente publicada. No entanto, segundo o que determina a proposta elaborada por Carvalho (2007) para o Anexo Nacional do EC8, como se ilustra na figura 4.1, são previstas cinco zonas para ambos os tipos de acção (afastada ou próxima), em que, no caso de acção próxima, apenas as últimas três zonas correspondem ao território continental. Neste âmbito, apresenta-se no quadro 3.1 as acelerações máximas referentes às zonas supracitadas.

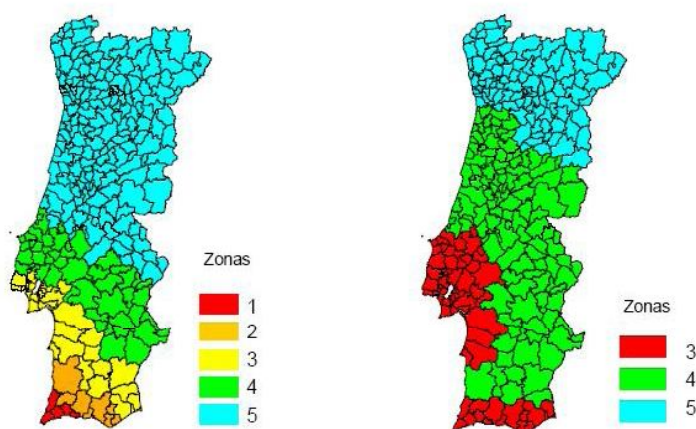


Fig. 4.1 – Zonamento sísmico acção afastada (esquerda) e acção próxima (direita).

Quadro 4.1 – Aceleração máxima de referência, a_{gR} (cm/s²), para as diferentes zonas sísmicas.

Zona Sísmica	Sismo Afastado	Sismo Próximo
1	250	-
2	200	-
3	150	170
4	100	110
5	50	80

4.2.1.2. Classificação do solo

O tipo de solo influencia não só a propagação das ondas sísmicas ao longo do mesmo, como a interação entre este e a estrutura durante o tempo em que a acção em questão se faz sentir. Será assim óbvio admitir que a identificação do tipo de solo é bastante importante no contexto da avaliação da resposta da estrutura a uma acção sísmica.

A divisão e classificação do solo pode encontrar-se na secção 3.1.2. Transcreve-se assim o quadro 3.1, referente à secção em questão, no qual são apresentados os 5 tipos de solo previstos:

Ground Type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	NSPT (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	>800	-	-
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 - 800	>50	>250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	<180	<15	<70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			

Quadro 3.1 – Classificação do tipo de solo.

4.2.2. ANÁLISE NO DOMÍNIO DO TEMPO

Segundo o ponto 3.2.3.1 da parte 1 do EC8, apresentado na figura 4.2, o recurso a acelerogramas artificiais para a avaliação da resposta sísmica de pontes deve incluir no mínimo 3 acelerogramas, sendo os valores relativos às grandezas a determinar o resultado do máximo entre os correspondentes a cada registo de acelerações.

A geração dos referidos acelerogramas foi, no âmbito deste trabalho, efectuada com o recurso à ferramenta de cálculo automático SIMQKE (Vanmarke *et al.*, 1976), a qual encerra todos os pressupostos decorrentes no regulamento em causa.

3.2.3.1 Time - history representation

3.2.3.1.2 Artificial accelerograms

(1)P Artificial accelerograms shall be generated so as to match the elastic response spectra given in 3.2.2.2 and 3.2.2.3 for 5% viscous damping ($\xi = 5\%$).

(2)P The duration of the accelerograms shall be consistent with the magnitude and the other relevant features of the seismic event underlying the establishment of ag .

(3) When site-specific data are not available, the minimum duration T_s of the stationary part of the accelerograms should be equal to 10 s.

(4) The suite of artificial accelerograms should observe the following rules:

a) a minimum of 3 accelerograms should be used;

b) the mean of the zero period spectral response acceleration values (calculated from the individual time histories) should not be smaller than the value of ag_s for the site in question.

c) in the range of periods between $0,2T_1$ and $2T_1$, where T_1 is the fundamental period of the structure in the direction where the accelerogram will be applied; no value of the mean 5% damping elastic spectrum, calculated from all time histories, should be less than 90% of the corresponding value of the 5% damping elastic response spectrum.

Fig. 4.2 – Secção 3.2.3.1 do Eurocódigo 8 (Parte 1).

4.2.3. DUCTILIDADE

4.2.3.1. Ductilidade global

O que o regulamento estabelece é que as zonas da estrutura em que se prevê um comportamento não linear sejam capazes de conferir à mesma uma ductilidade adequada ao tipo de acção prevista. A ductilidade global, μ_d , é assim obtida através do rácio entre o deslocamento último, d_u , e o deslocamento correspondente à cedência, d_y , como é disposto na secção 2.3.5 do EC8 – Parte 2 (figuras 4.3 e 4.4).

2.3.5 Provisions for ductility

2.3.5.1 General requirement

(1)P The intended plastic hinges shall be provided with adequate ductility, to ensure the required overall global ductility of the structure.

Fig. 4.3 – Secção 2.3.5.1 do EC8 (Parte 2).

2.3.5.2 Global ductility

(1) Referring to an equivalent one-degree-of-freedom system with an idealised elastic-perfectly plastic force-displacement relationship, as shown in Figure 2.2, the design value of the ductility factor of the structure (available displacement ductility factor) is defined as the ratio of the ultimate limit state displacement (du) to the yield displacement (dy), both measured at the centre of mass: i.e. $\mu_d = du / dy$.

Fig. 4.4 – Secção 2.3.5.2 (1) do EC8 (Parte 2).

4.2.3.2. Ductilidade local

Como é acima mencionado, a ductilidade global depende directamente da ductilidade mobilizada localmente. Esta é usualmente expressa por meio de uma relação análoga à relativa à ductilidade global, embora em termos de curvaturas. Desta forma, a ductilidade disponível numa zona de comportamento não linear, μ_Φ , é o quociente entre Φ_u e Φ_y , em que Φ_u e Φ_y , apresentados na figura 4.5, correspondem às curvaturas última e de cedência, respectivamente.

2.3.5.3 Local ductility at the plastic hinges

(1) The global ductility of the structure depends on the available local ductility at the plastic hinges (see Figure 2.4). This can be expressed in terms of the curvature ductility factor of the cross-section:

$$\mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} \quad (2.2)$$

Fig. 4.5 – Secção 2.3.5.3 (1) do EC8 (Parte 2).

4.2.3.3. Verificações relativas a ductilidade

O ponto do EC8 (Parte 2) no qual esta questão é abordada (2.3.5.4), ilustrado na figura 4.6, especifica que, para além das regras estabelecidas de forma a garantir as ductilidades local e global, quando se trata de uma análise dinâmica e não linear, deve ser ainda verificada a capacidade de rotação das rótulas plásticas. Estes aspectos são abordados na secção 6 e no ponto 4.2.4.4. do dito regulamento, sendo analisados neste capítulo posteriormente.

No seguimento do que é determinado em relação à capacidade dúctil local, é apresentada uma verificação relativa às características mecânicas das secções, nomeadamente no que respeita à armadura transversal e ao confinamento a esta associado. A secção 5.4.3.2.2 do EC8- Parte 1 (Figura 4.7) prevê a quantificação desse efeito através da percentagem mecânica de armadura, w_{wd} , apresentando como limite mínimo o disposto no ponto (8) da mesma secção. Este termo relaciona-se directamente com a curvatura máxima exigida para determinada secção, μ , determinando assim uma directiva que se revela de elevado interesse no âmbito deste trabalho, uma vez que permite estabelecer uma relação directa entre as exigências de ductilidade e a eficiência da armadura de confinamento que deve ser proporcionada.

2.3.5.4 Ductility verification

(1)P Conformance to the Specific Rules specified in **Section 6** is deemed to ensure the availability of adequate local and global ductility.

(2)P When non-linear static or dynamic analysis is performed, chord rotation demands shall be checked against available rotation capacities of the plastic hinges (see **4.2.4.4**).

Fig. 4.6 – Secções 2.3.5.4 (1)P e (2)P do EC8 (Parte 2).

5.4.3.2 Columns

5.4.3.2.2 Detailing of primary seismic columns for local ductility

(6)P In the critical region at the base of primary seismic columns a value of the curvature ductility factor, μ_{ϕ} , should be provided, at least equal to that given in **5.2.3.4(3)**.

(7)P If for the specified value of μ_{ϕ} a concrete strain larger than $\epsilon_{cu2}=0,0035$ is needed anywhere in the cross-section, compensation for the loss of resistance due to spalling of the concrete shall be achieved by means of adequate confinement of the concrete core, on the basis of the properties of confined concrete in EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**.

(8) The requirements specified in (6)P and (7)P of this subclause are deemed to be satisfied if:

$$\alpha \omega_{\omega d} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.0035 \quad (5.15)$$

Where

$\omega_{\omega d}$ is the mechanical volumetric ratio of confining hoops within the critical regions

$$\left[\omega_{\omega d} = \frac{\text{volume of confining hoops}}{\text{volume of concrete core}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right];$$

μ_{ϕ} is the required value of the curvature ductility factor;

ν_d is the normalised design axial force ($\nu_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$);

$\epsilon_{sy,d}$ is the design value of tension steel strain at yield;

h_c is the gross cross-sectional depth (parallel to the horizontal direction in which the value of μ_{ϕ} used in (6)P of this subclause applies);

h_o is the depth of confined core (to the centreline of the hoops);

b_c is the gross cross-sectional width;

b_o is the width of confined core (to the centreline of the hoops);

α is the confinement effectiveness factor, equal to $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, with:

a) For rectangular cross-sections:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad (5.16a)$$

$$\alpha_s = 1 - s / 2b_o \quad 1 - s / 2h_o \quad (5.16b)$$

Where

n is the total number of longitudinal bars laterally engaged by hoops or cross ties; and

b_i is the distance between consecutive engaged bars (see Figure 5.7; also for b_o, h_o, s).

Fig. 4.7 – Secção 5.4.3.2.2 do EC8 (Parte 1).

4.2.4. ESTRUTURAS COM COMPORTAMENTO DÚCTIL

Para que a estimativa das prováveis exigências de deformação plástica e inerentes deformações seja realizada com propriedade é necessário uma identificação realista do comprimento das zonas não lineares, baseada em previsões igualmente precisas das relações tensões – extensões dos materiais. Nas zonas em que se prevêem incursões não lineares, os diagramas relativos às secções de betão armado devem reflectir o comportamento pós-cedência com base na consideração dos efeitos de confinamento do betão, endurecimento e encurvadura local da armadura ordinária, tal como é disposto na figura 4.8. Os diagramas de comportamento histerético consequentes devem ser o resultado da ponderação destes pressupostos, tendo em linha de conta os efeitos de degradação de rigidez, degradação de resistência, e “pinching”.

4.2.4.4 Ductile structures

(1) Objectives

The main objectives of a non-linear time-history analysis of a ductile bridge are the following:

- The identification of the actual pattern of plastic hinge formation
- The estimation and verification of the probable post-yield deformation demands in plastic hinges and the estimation of the displacement demands
- The determination of the strength requirements for the prevention of non-ductile failure modes in the superstructure and for the verification of the soil.

(2) Requirements

For a ductile structure subjected to high local ductility demands, achievement of the above objectives requires the following.

(a) A realistic identification of the extent of the structure that remains elastic. Such an identification should be based on probable values of the yield stresses and strains of the materials.

(b) In the regions of plastic hinges, the stress-strain diagrams for both concrete and reinforcement or structural steel, should reflect the probable post-yield behaviour, taking into account confinement of concrete, when relevant, and strain hardening and/or local buckling effects for steel. The shape of hysteresis loops should be properly modelled, taking into account strength and stiffness degradation and hysteretic pinching, if indicated by appropriate laboratory tests.

(c) The verification that deformation demands are safely lower than the capacities of the plastic hinges, should be performed by comparing plastic hinge rotation demands, $\theta_{p,d}$, to the relevant design rotation capacities, $\theta_{p,E}$, as follows:

$$\theta_{p,E} \leq \theta_{p,d} \quad (4.20)$$

The design values of the plastic rotation capacities, $\theta_{p,d}$, should be derived from relevant test results or calculated from ultimate curvatures, by dividing the probable value $\theta_{p,u}$ by a factor, $\gamma_{R,p}$, that reflects local defects of the structure, uncertainties of the model and/or the dispersion of relevant test results, as follows:

$$\theta_{p,d} = \frac{\theta_{p,u}}{\gamma_{R,p}} \quad (4.21)$$

The same condition should be checked for other deformation demands and capacities of dissipative zones of steel structures (e.g. elongation of tensile members in diagonals and shear deformation of shear panels in eccentric bracings).

NOTE Informative Annex E gives information for the estimation of $\theta_{p,d}$ and for $\gamma_{R,p}$.

Fig. 4.8 – Alíneas (1) e (2) da secção 4.2.4.4 do EC8 (Parte 2).

As exigências e pressupostos teóricos mencionados neste ponto do presente capítulo são exactamente as directivas segundo as quais se pretende executar este estudo, tendo sido devidamente apresentadas no terceiro capítulo do mesmo. Como se pode constatar na figura 4.8, estas constam igualmente das disposições do EC8 (Parte 2), no seu ponto 4.2.4.4, o qual contempla igualmente uma verificação relativa à capacidade de deformação das zonas em que se concentram as incursões não lineares. Deve assim considerar-se que a capacidade de rotação exigida para determinada secção, $\theta_{p,E}$, deve ser inferior ao valor de cálculo da rotação máxima admissível, $\theta_{p,d}$.

A informação relativa às propriedades dos materiais, bem como às verificações relativas à capacidade de deformação plástica decorrentes de uma análise não linear encontram-se detalhadas no Anexo E do regulamento em causa, do qual se apresentam (nas figuras 4.9, 4.10 e 4.11) as componentes relevantes para o trabalho em questão.

ANNEX E (INFORMATIVE)
PROBABLE MATERIAL PROPERTIES AND PLASTIC HINGE
DEFORMATION CAPACITIES FOR NON-LINEAR ANALYSES

E.1 General

(1) This Annex provides guidance for the selection of the probable material properties and for the estimation of the deformation capacities of the plastic hinges. Both are intended for use exclusively for non-linear analyses in accordance with 4.2.4 and 4.2.5.

E.2 Probable material properties

E.2.1 Concrete

(1) Mean values f_{cm} , E_{cm} in accordance with EN 1992-1-1: 2004, Table 3.1 should be used.

(2) For unconfined concrete the stress-strain relationship for non-linear analysis specified in EN 1992-1-1:2004, 3.1.5(1), should be used, with the values of strains ϵ_{c1} and ϵ_{cu1} as specified in Table 3.1 of the same standard.

E.3 Rotation capacity of plastic hinges

E.3.1 General

(1) In general the rotation capacity of plastic hinges, $\theta_{p,u}$ (see 4.2.4.4(2)c) should be evaluated on the basis of laboratory tests, satisfying the conditions of 2.3.5.2(3), that have been carried out on similar components. This applies for the deformation capacities of tensile members or of plastic shear mechanisms used in eccentric structural steel bracings.

(2) The similarity mentioned above refers to the following aspects of the components where relevant:

- geometry of the component
- loading rate
- ratios between action effects (bending moment, axial force, shear)
- reinforcement configuration (longitudinal and transverse reinforcement, including confinement), for reinforced concrete components
- local and/or shear buckling conditions for steel components

(3) In the absence of specific justification based on actual data, the reduction factor R_{p} of expression (4.21) may be assumed as $\gamma R_{p} = 1,40$.

Fig. 4.9 – Alíneas (1) e (2) das secções E.2.1 e E.3.1 do EC8 (Parte 2).

Para além do que é referido em relação aos parâmetros que representam a resistência do betão, em que se aconselha o uso dos valores médios em detrimento dos valores característicos, a primeira parte do anexo E, apresentada na figura 4.9, contempla as directrizes segundo as quais deve ser determinada a capacidade de rotação das rótulas plásticas. Deve assim ser considerado para o efeito: a geometria da secção, relação entre os esforços actuantes (momento flector, esforço axial e esforço transversal), o efeito de confinamento e os fenómenos de encurvadura da armadura longitudinal.

Segundo o que foi apresentado no terceiro capítulo deste trabalho em relação ao modelo utilizado na determinação da relação momento – curvatura de uma secção de betão armado sujeita a acções cíclicas, apenas a influência do esforço transversal não é contemplada no âmbito da determinação da envolvente monotónica que lhe serve de base.

E.3 Rotation capacity of plastic hinges

E.3.2 Reinforced concrete

(1) In the absence of appropriate laboratory test results, as mentioned in E.3.1, the plastic rotation capacity $\theta_{p,u}$, and the total chord rotation θ_u of plastic hinges (see Figure 2.4) may be estimated on the basis of the ultimate curvature Φ_u and the plastic hinge length L_p (see Figure E.2), as follows:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u} \tag{E.16a}$$

$$\theta_{p,u} = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L} \right) \tag{E.16b}$$

where:

L is the distance from the end section of the plastic hinge to the point of zero moment in the pier Φ_y is the yield curvature

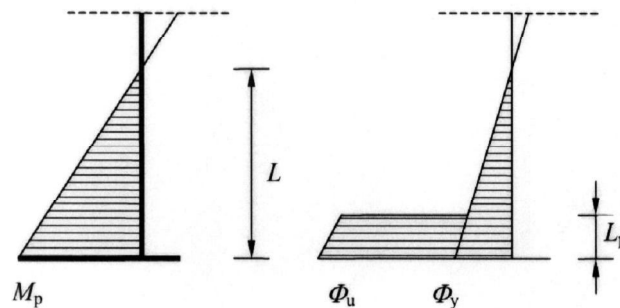


Figure E.2: θ_y and $\theta_{p,u}$

For linear variation of the bending moment, the yield rotation θ_y may be assumed as:

$$\theta_y = \frac{\Phi_y L}{3} \tag{E.17}$$

(2) Both θ_y and Φ_u should be determined by means of a moment curvature analysis of the section under the axial load corresponding to the design seismic combination (see also (4)). When $\epsilon_c \geq \epsilon_{cu1}$, Only the confined concrete core section should be taken into an account.

Fig. 4.10 – Alíneas (1) e (2) da secção E.3.2 do EC8 (Parte 2).

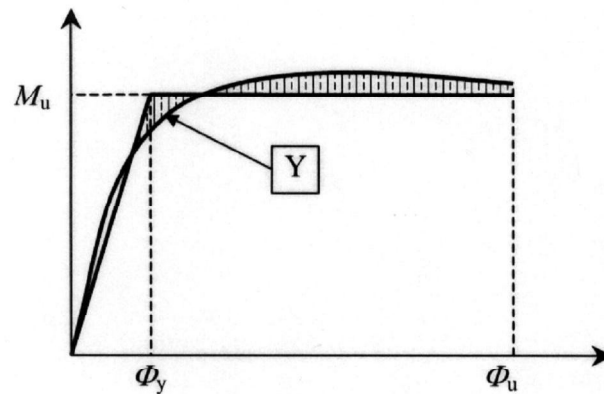
A capacidade resistente das rótulas plásticas em comportamento não linear é expressa, segundo o modelo adoptado, em termos de curvatura da secção e não de rotação da mesma. No entanto, tendo em conta a extensão em que as incursões não lineares se processam, L_p , facilmente se pode estabelecer uma relação entre os parâmetros em causa.

As expressões (E.16a), (E.16b) e (E.17), representadas na figura 4.10, permitem estabelecer a dita relação à custa da curvatura última disponível, Φ_u , a curvatura de cedência, Φ_y , o comprimento de rótula plástica, L_p , e a distância entre a secção extrema da rótula plástica e o ponto em que o momento é nulo, L , tomando como linear a variação do momento flector.

E.3 Rotation capacity of plastic hinges

E.3.2 Reinforced concrete

(3) Φ_y should be evaluated by idealising the actual $M-\Phi$ diagram by a bilinear diagram of equal area beyond the first yield of reinforcement, as shown in Figure E.3.



Key

Y – Yield of first bar

Figure E.3: Definition of Φ_y

(4) The ultimate curvature Φ_u at the plastic hinge of the member should be taken as:

$$\Phi_u = \frac{\epsilon_s - \epsilon_c}{d} \quad (\text{E.18})$$

Where:

d is the effective section depth

ϵ_s and ϵ_c are the reinforcement and concrete strains respectively (compressive strains negative), derived from the condition that either of the two or both have reached the following ultimate values:

– ϵ_{cu1} for the compression strain of unconfined concrete (see EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

– $\epsilon_{cu,c}$ for the compression strain of confined concrete (see E.2.1(3)(c) or EN 1992-1-1: 2004, 3.1.9(2))

– ϵ_{su} for the tensile strain of reinforcement (see E.2.1(3)(c))

Fig. 4.11 – Alínea (3) da secção E.3.2 do EC8 (Parte 2).

Os mencionados valores de curvatura última e de cedência devem ser determinados como é exposto na secção E.3.2 do EC8 (Parte 2), apresentada na figura 4.11. A curvatura de cedência, avaliada através da idealização de um diagrama bilinear momento – curvatura que resulte numa área aproximadamente equivalente ao diagrama real, ou seja, que represente aproximadamente a energia dissipada na realidade. A curvatura última disponível é o resultado da relação entre as extensões no betão e aço e a altura útil da secção, tal como disposto na expressão (E.18) da mesma secção. Sendo premissa o facto de pelo menos uma das extensões tenha atingido o valor máximo estabelecido pela norma EN 1992-1-1:2004, tal como se apresenta na figura em questão.

5

AVALIAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DAS PONTES – ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA.

5.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo encerra a componente analítica deste trabalho, a qual tem como base os pressupostos e modelos numéricos apresentados nas secções precedentes. O objecto de estudo é constituído por um conjunto de casos de pontes e viadutos nacionais de betão armado, com pilares de secção oca, cuja selecção pretendeu representar uma gama de localizações que permita uma caracterização o mais vasta possível da relação entre a acção sísmica para a qual foi dimensionada e o seu comportamento face à mesma, à luz das disposições regulamentares do Eurocódigo 8.

Para cada caso estudado, apresentar-se-á a caracterização estrutural em termos de geometria, materiais constituintes e características mecânicas das secções reais e adoptadas. Serve este exercício de base à definição das leis trilineares de comportamento dos respectivos pilares face a um carregamento monotónico, as quais serão apresentadas numa fase subsequente em paralelo com as grandezas e parâmetros envolvidos na sua determinação.

A relação momento – curvatura que caracteriza a resposta da estrutura, mais concretamente no que respeita à zona dos pilares em que se podem desenvolver incursões não lineares, será obtida com recurso à modelação numérica apresentada no capítulo 3. Decidiu-se considerar apenas as secções mais solicitadas, ou seja, as rótulas plásticas referentes às secções encastradas, a partir das quais se apresenta igualmente a relação força – deslocamento na extremidade dos respectivos pilares.

O exercício final deste capítulo consiste na avaliação dos resultados obtidos, à luz da regulamentação aplicável ao estudo em questão, ou seja, o Eurocódigo 8. Este tema foi já devidamente abordado, tendo sido apresentadas as disposições aplicáveis a este caso no capítulo 4 do presente trabalho.

5.2. CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS E NUMÉRICAS

O trabalho realizado no âmbito da análise da resposta sísmica do conjunto de obras seguidamente apresentado tem como base uma série de considerações relativas ao algoritmo de cálculo que devem ser devidamente clarificadas. Trata-se de um conjunto de operações de carácter numérico que visam ultrapassar determinadas limitações do programa, no que diz respeito à reprodução das características físicas das secções envolvidas e do comportamento global da estrutura.

Uma vez que não parece razoável explicitar, caso a caso, todas as operações e considerações adoptadas, serão apresentadas detalhadamente numa primeira abordagem, sendo assim a base da apresentação dos resultados das estruturas subsequentes analisadas.

Numa primeira abordagem, tendo em linha de conta o que consta do ponto 3.5.2 deste trabalho, será avaliada a influência do comprimento de rótula plástica no resultado final deste exercício, tendo em conta a sua relação com o comportamento da estrutura em termos de dissipação de energia. Seguidamente, será estudado um facto verificado no decorrer da aplicação da ferramenta de cálculo utilizada na análise dinâmica das estruturas, em relação ao qual se verifica uma descontinuidade de esforços ao longo da estrutura, inerente ao algoritmo de cálculo do programa, sendo clarificadas as operações efectuadas.

A obra que serviu de base a este exercício foi o Viaduto da Morreira, não só porque foi o primeiro a ser alvo de estudo, mas porque, exactamente pela razão imediatamente atrás apresentada, foi o caso que permitiu realizar a calibração dos processos discutidos neste ponto. Trata-se de uma obra de arte que se insere no sublanço Celeirós – Guimarães Oeste da ligação entre Braga (A11/IP9) e Guimarães (A4/IP4), constituindo assim o primeiro caso referente à zona norte do país, região para a qual o regulamento (EC8) prevê a menor intensidade sísmica do território continental.

5.2.1. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE RÓTULA PLÁSTICA

Como foi referido em 3.5.2, o valor do comprimento de rótula plástica adoptado neste trabalho é o equivalente a metade da maior dimensão dos pilares, h . No entanto, tal como exposto no mesmo ponto, existem expressões alternativas à primeira, as quais resultam de estudos cientificamente aceites. Por esta razão, parece lógico avaliar qual a influência e discrepância de resultados resultante da aplicação de diferentes alternativas para o valor em causa.

No contexto acima referido, as expressões (5.1.), (5.2.) e (5.3.) constituem as três situações consideradas em relação ao valor do comprimento de rótula plástica, sendo última resultante de estudos elaborados por Kappos (1991), realizados na Universidade de Canterbury, em que d_b representa o diâmetro máximo da armadura longitudinal e L a altura do pilar.

$$l_p = 0,5h \quad (5.1.)$$

$$l_p = h \quad (5.2.)$$

$$l_p = 0,08L + 6d_b \quad (5.3.)$$

O viaduto em questão possui 12 pilares de secção oca (4,0 m*2,6 m), com uma espessura das paredes de 0,30 m. O tabuleiro é assim dividido em 11 tramos de 44 m e 2 tramos de 35 m que correspondem às extremidades do mesmo. Nesta fase, pretende-se apenas avaliar a influência do comprimento de rótula plástica na resposta histerética da estrutura, no âmbito do enquadramento e escolha adequada dos pressupostos teóricos e procedimentos práticos adoptados. Por esta razão, remete-se uma descrição mais detalhada das características da ponte para a apresentação dos resultados propriamente dita.

Numa primeira reflexão, parece lógico centrar esta análise nos resultados do pilar com maior valor de ductilidade exigida, que neste caso surge num dos pilares mais altos (Pilar 7), com uma altura de 41 m. No entanto, como se pode verificar pelas expressões apresentadas, enquanto as duas primeiras se relacionam através do mesmo parâmetro, a terceira depende essencialmente de um terceiro factor. Trata-se da altura dos pilares, razão pela qual o comprimento de rótula plástica resultante pode aproximar-se, ou não, dos valores fornecidos pelas restantes aproximações, conforme a dimensão do parâmetro em causa. Consequentemente, optou-se por estudar, para além do pilar 7, o pilar mais esforçado dos homólogos com menores valores de altura (pilar 2, com 23 m de altura), de modo a contrapor ou corroborar os resultados inerentes ao primeiro.

Importa referir que o registo temporal de acelerações utilizado corresponde a um acelerograma relativo à zona sísmica em que a estrutura se insere (zona 5 – acção afastada), apresentada em 4.2.1.1, embora com uma intensidade significativamente superior ($4,0 \text{ m/s}^2$), de modo a induzir na estrutura um comportamento não linear que permita uma melhor interpretação dos resultados.

A geração do dito registo merece uma abordagem apropriada no ponto 5.3.4.2, interessando, nesta fase, apenas a apresentação do referido acelerograma, a qual se efectua na figura 5.1, salientando ainda o valor de aceleração máxima considerada ($4,0 \text{ m/s}^2$).

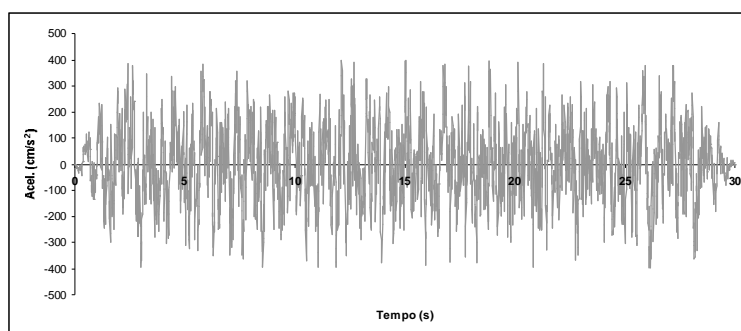


Fig. 5.1 – Acelerograma relativo à zona 5 – EC8 (escalado) – acção afastada.

Neste contexto, as figuras 5.2e 5.3 ilustram os diagramas momento – curvatura referentes aos pilares 2 e 7, para os diferentes valores de I_p .

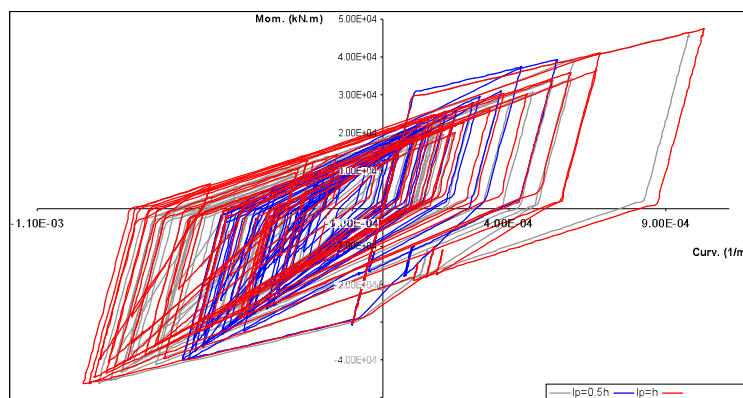


Fig. 5.2 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar 2, para os diferentes valores de I_p .

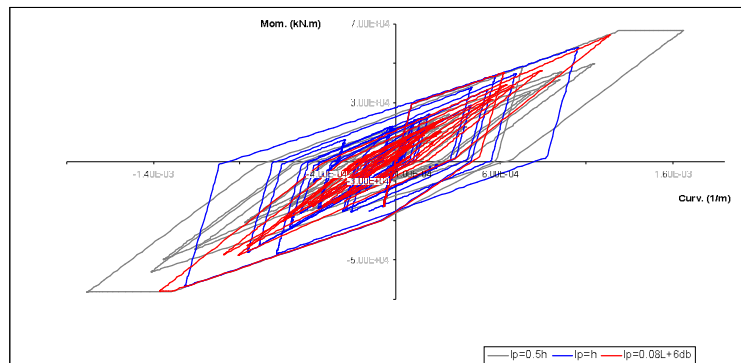


Fig. 5.3 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar 7, para os diferentes valores de l_p .

Os valores concretos de l_p resultantes das expressões adoptadas, bem como os relativos à curvatura máxima atingida em cada caso, ρ_u , a curvatura de cedência, ρ_y , e ductilidade exigida, μ , são os que constam dos quadros 5.1 e 5.2.

Quadro 5.1 – Parâmetros e resultados relativos ao pilar 2.

	L_p (m)	ρ_u (1/m)	ρ_y (1/m)	μ
$l_p = 0.5h$	2,00	$9,74 \cdot 10^{-4}$	$13,67 \cdot 10^{-4}$	0,71
$l_p = h$	4,00	$6,38 \cdot 10^{-4}$	$13,67 \cdot 10^{-4}$	0,47
$l_p = 0.08L + 6d_b$	1.95	$10,2 \cdot 10^{-4}$	$13,67 \cdot 10^{-4}$	0,75

Quadro 5.2 – Parâmetros e resultados relativos ao pilar 7.

	L_p (m)	ρ_u (1/m)	ρ_y (1/m)	μ
$l_p = 0.5h$	2,00	$17,83 \cdot 10^{-4}$	$13,67 \cdot 10^{-4}$	1,37
$l_p = h$	4,00	$12,16 \cdot 10^{-4}$	$13,67 \cdot 10^{-4}$	0,94
$l_p = 0.08L + 6d_b$	3.45	$13,63 \cdot 10^{-4}$	$13,67 \cdot 10^{-4}$	1,05

Como se verifica pela simples análise gráfica dos diagramas momento curvatura referentes ao pilar 2, a curvatura de cedência não é atingida, mantendo-se a secção a funcionar em regime bilinear, razão pela qual o estudo da influência de l_p no comportamento não linear propriamente dito não pode ser satisfatório. Ainda assim, é possível avaliar as repercussões do mesmo na resposta da estrutura através de um raciocínio de extrapolação dos resultados em regime linear para a resposta em fase de cedência.

Tal como é disposto em 3.5.2, as incursões não lineares variam em sentido inverso ao valor do comprimento de rótula plástica. Assim, no caso do pilar 2, embora não se verifique um comportamento pós cedência, facilmente se verifica que os valores de l_p resultantes das expressões (5.2.) e (5.3.) constituem os limites inferior e superior da resposta. A consideração do valor de comprimento de rótula plástica igual a metade da altura da secção, resulta num comportamento

intermédio, não se registando diferenças substanciais de momentos atingidos, devido ao regime em que a resposta se processa.

Tendo em conta os resultados obtidos por Guedes (1997) e Delgado (2000), segundo os quais, em análises semelhantes às que se propõe neste trabalho, as situações mais desfavoráveis se desenvolvem por norma nos pilares de menores dimensões, pode considerar-se perfeitamente válida a adopção de um comprimento de rótula plástica igual a $0,5h$, uma vez que, nas situações consideradas, tende a fornecer resultados intermédios entre os que neste ponto se consideram.

No caso do pilar 7, devido à sua elevada altura, o valor de l_p que resulta da expressão (5.3.) é superior a metade da maior dimensão do pilar, o que resulta num comportamento intermédio entre os correspondentes aos restantes valores adoptados. Por consequência, o valor de curvatura máxima atingida verifica-se no caso em que l_p assume o valor de $0,5h$, cerca de 30% superior ao valor fornecido pela expressão (4.3.), sendo de destacar que, em ambas as situações, a ductilidade exigida é superior à unidade, o que corresponde a um comportamento não linear.

O que se pode concluir é que a expressão (5.3.) tende a fornecer valores mais gravosos nos casos em que a altura do pilar é reduzida, devido ao menor valor de comprimento de rótula plástica resultante, enquanto nos outros casos este se apresenta independente da altura do mesmo. De facto, é plausível afirmar que a consideração da relação entre a altura do pilar e a extensão de rótula plástica é um procedimento mais correcto do que conceber o mesmo comprimento sem atender à mesma. No entanto, tal como se refere em 3.5.2, estudos levados a cabo por Vaz (1992) demonstram que, na generalidade dos casos, o comprimento de rótula plástica se enquadra entre os valores de metade e a totalidade da altura útil da secção, o que de facto se verifica no caso do pilar 7, se considerarmos a altura total aproximadamente igual à altura útil da secção transversal.

Por tudo o que se apresenta neste ponto, pode considerar-se perfeitamente razoável a consideração de l_p igual a metade da maior dimensão transversal do pilar, uma vez que, não correspondendo na totalidade dos casos a uma resposta mais condicionante, tende a aproximar-se dos restantes valores, sendo, em situações de pilares curtos, o valor que resulta num comportamento intermédio. A isto se acresce o facto de, numa perspectiva de análise de comportamento, a adopção de valores extremos como resultado final não ser necessariamente a exigida no próprio regulamento (4.2.2).

5.2.2. DIFERENÇAS DE COMPORTAMENTO ENTRE IDEALIZAÇÃO DE MASSA CONCENTRADA E DISTRIBUÍDA.

As forças nodais resultantes de uma análise dinâmica estão associadas a deslocamentos, velocidades e acelerações, sendo o resultado final a combinação destas grandezas nodais com as matrizes de rigidez, amortecimento e massa, respectivamente. Em relação à matriz massa, a sua relação com as acelerações nodais resulta em forças de inércia, as quais dependem directamente do perfil de acelerações que se desenvolve no elemento onde actuam. Desta forma, se for considerada uma distribuição uniforme da massa que lhe esta associada, as forças de inércia resultantes serão proporcionais ao perfil de acelerações instalado, Arêde (1992).

O que o algoritmo de cálculo utilizado neste trabalho considera é uma formulação consistente da matriz de massa. No entanto, no que respeita ao cálculo dos esforços, apenas a contribuição da matriz de rigidez é tida em conta, o que resulta em descontinuidades de momentos entre os diversos elementos que constituem a estrutura. Esta imprecisão pode ser ultrapassada considerando uma distribuição de massa pontual, concentrando a mesma nas bielas que materializam a ligação entre o tabuleiro e os pilares. Desta idealização resultam momentos nulos nas extremidades superiores dos pilares, tal como seria de esperar, tendo em conta as características das referidas bielas, apresentadas

em 3.5.3, bem como uma perfeita continuidade de momentos nos elementos que constituem o tabuleiro.

Embora a ultima simplificação forneça valores que asseguram a continuidade de esforços na estrutura, acarreta, ainda assim, erros que podem levar a resultados menos satisfatórios que os consequentes da distribuição uniforme de massa, que de resto é a concepção mais realista. De facto, quer se considere a totalidade da massa dos pilares concentrada nas bielas, quer se adopte apenas metade, admitindo que a restante é associada ao nó da base, existe um erro associado a esta operação. Se num caso se considera um valor de massa que não é na realidade associado ao grau de liberdade em questão, no outro despreza-se uma componente importante de massa da estrutura, o que pode afectar significativamente a determinação das frequências fundamentais e consequentemente as características de amortecimento da estrutura.

Tendo em conta o que acima se dispõe, procurou-se realizar uma comparação de resultados entre as situações em que se considera uma configuração de massa distribuída e concentrada. No último caso, a massa de cada biela corresponde à totalidade da massa do pilar e da zona de influência do tabuleiro que lhe estão associados, de modo a aproximar ao máximo o valor total envolvido do valor real. Desta forma, tendo em conta a modelação estrutural ilustrada na figura 5.4, as características de massa adoptadas para as ditas bielas são as que se apresentam no quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Massa concentrada nas bielas de ligação entre pilares e tabuleiro.

Biela	Massa Pilar (ton)	Massa Tabuleiro (ton)	Massa total (ton)
1	142,2	1022,2	1164,4
2	217,4	1138,6	1356,0
3	288,0	1138,6	1426,6
4	377,0	1138,6	1515,6
5	429,3	1138,6	1567,9
6	410,9	1138,6	1549,5
7	377,9	1138,6	1516,5
8	368,7	1138,6	1507,4
9	331,1	1138,6	1469,7
10	286,2	1138,6	1424,8
11	200,9	1138,6	1339,5
12	97,2	1022,2	1119,4

Tomando em consideração o facto de se ter desprezado a massa de uma extensão de tabuleiro igual a trinta e cinco metros, ou seja, duas vezes metade da extensão dos tramos extremos, a massa total considerada é inferior à real em 5 %.

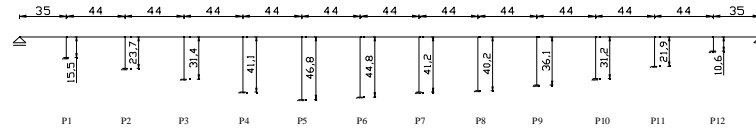


Fig. 5.4 – Esquema estrutural do viaduto (alçado).

Baseando o estudo do comportamento global da estrutura na resposta do pilar mais solicitado em termos de envolvente momento – curvatura (pilar 7), na relação força – deslocamento do mesmo e respectiva indexação ao tempo dos deslocamentos em causa, expostas nas figuras 5.5 e 5.6 e 5.7, bem como no corte basal máximo registado ao longo do tempo em que se aplica à estrutura o registo de acelerações correspondente à figura 5.1, pode concluir-se que não existem diferenças substanciais ao nível das grandezas envolvidas neste exercício.

No que respeita à relação momento – curvatura não é de registar uma diferença acentuada de valores máximos, sendo a curvatura última atingida relativamente à situação de massa concentrada de $9,70 \cdot 10^{-5} / m$ e de $9,06 \cdot 10^{-5} / m$ no que concerne à idealização de massa distribuída. Estes são, no entanto, valores absolutos, podendo verificar-se que os resultados provenientes das duas concepções, embora relativamente semelhantes, se encontram desfasados em termos do sentido em que processa o carregamento. Assim, embora os valores extremos sejam praticamente coincidentes, existe uma incursão superior por valores negativos no caso de massa concentrada, e o contrário no que concerne à massa distribuída.

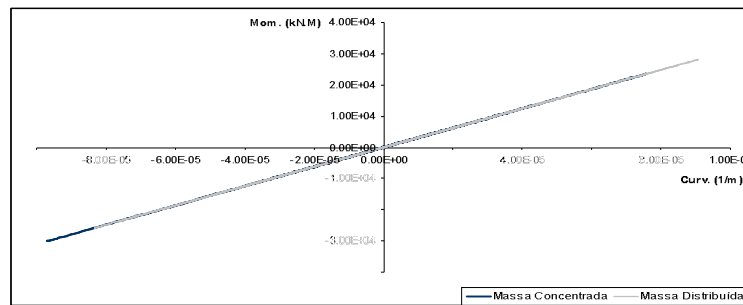


Fig. 5.5 – Diagramas Momento – Curvatura relativos ao pilar 7 (massa concentrada e distribuída).

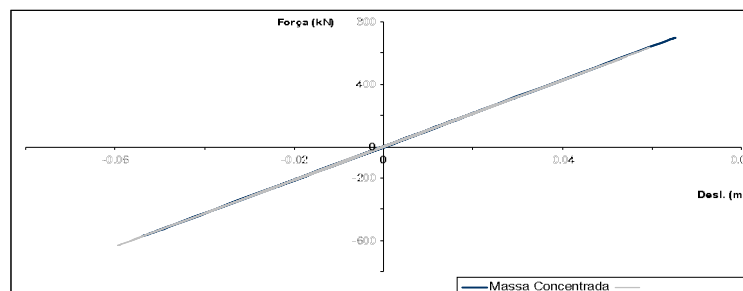


Fig. 5.6 – Diagramas Força – Deslocamento relativos ao pilar 6 (massa concentrada e distribuída).

O raciocínio anterior é válido para a relação entre força e deslocamento na extremidade do pilar em causa, verificando-se a mesma tendência de evolução da resposta, à qual se associam valores máximos de força de 687 kN e 627 kN correspondentes às situações de força concentrada e distribuída, respectivamente. Em consequência, considerando a mesma ordem de apresentação, 6.4 cm e 5.9 cm constituem os valores máximos de deslocamentos atingidos em cada caso, verificando-se uma proximidade de resultados que se pode verificar na figura 5.7, com exceção, naturalmente, das frequências e do deslocamento registado aproximadamente entre os instantes de 8 s e 16 s.

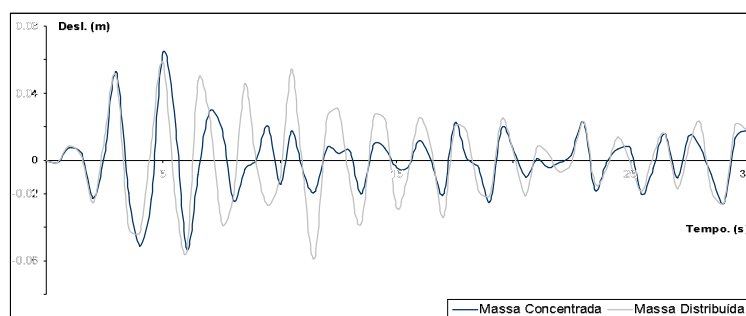


Fig. 5.7 – Diagramas Deslocamento – Tempo relativos ao pilar 6 (massa concentrada e distribuída).

Uma vez que existem diferenças ao nível da massa da estrutura e das frequências dos primeiros modos de vibração que lhe estão associados, é natural que as forças registadas na base dos pilares difiram ligeiramente em valor absoluto. Importa assim, para além de comparar os valores totais de corte base, aferir em que pilares essas diferenças são mais relevantes. Neste contexto, apresenta-se, na figura 5.8, a força máxima registada na base de cada pilar, para os dois cenários de distribuição de massa considerados.

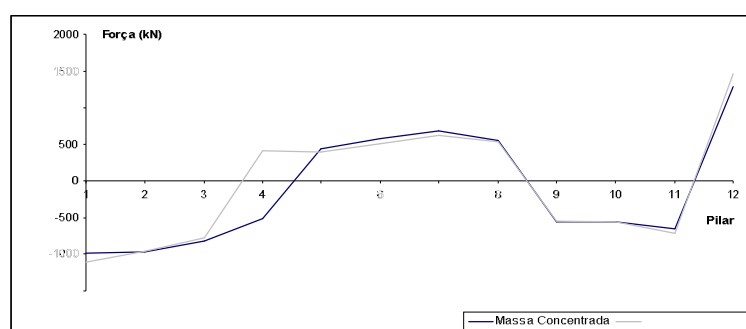


Fig. 5.8 – Força máxima na base dos pilares.

O que se verifica é uma assinalável coincidência entre valores de corte basal ao nível de cada pilar, com exceção do pilar 4. No entanto, os pilares mais desfavoráveis em termos de ductilidade máxima exigida são precisamente os que se encontram na zona de maior coincidência dos valores em causa.

No que ao corte basal total diz respeito, continua a existir uma elevada proximidade entre os valores que lhe dizem respeito, com uma força total máxima de 7730 kN na situação de massa concentrada e 7450 kN na hipótese que contempla a massa distribuída uniformemente.

Dada a proximidade de resultados, quer ao nível das forças mobilizadas, quer ao nível do comportamento da estrutura na sua globalidade e dos elementos que a compõem, é possível considerar perfeitamente válida a concepção uniformemente distribuída de massa, uma vez que, para além de ser mais realista, não resulta em erros que se possam considerar relevantes, ao nível dos parâmetros abordados numa análise não linear dinâmica.

5.2.3. CONSIDERAÇÕES NUMÉRICAS RELATIVAS AO ALGORITMO DE ANÁLISE DINÂMICA

No que diz respeito à reprodução das características mecânicas das secções e dos materiais constituintes, existe uma série de simplificações efectuadas pelo programa que devem ser acauteladas, de modo a que o comportamento estrutural por este simulado reflecta as reais características da estrutura. Está em causa um procedimento de carácter meramente numérico, direccionando as capacidades do algoritmo de cálculo no sentido de ultrapassar algumas limitações que lhe estão subjacentes.

5.2.3.1. Modelo de fibras – secção transversal equivalente

No que a este ponto diz respeito, verifica-se uma limitação do programa em termos de idealização da secção transversal dos pilares, razão pela qual as mesmas tiveram que ser reproduzidas através de uma secção rectangular oca com inércia e área equivalentes, mantendo-se naturalmente as dimensões exteriores da mesma.

Dada a simplificação adoptada, naturalmente se conclui que a inércia correspondente à menor dimensão dos pilares sofrerá alterações mais ou menos significativas. No entanto, uma vez que a estrutura será solicitada apenas na direcção transversal ao tabuleiro, este efeito não terá relevância assinalável. Excepção serão os casos em que a implantação da estrutura corresponda a uma orientação em curva, situação na qual a inércia considerada deve reproduzir a inércia com a qual o pilar responde à acção a que está sujeito, na direcção em que esta se processa.

5.2.3.2. Caracterização da armadura transversal e efeito de confinamento

O parâmetro w_w corresponde à percentagem mecânica de armadura transversal, o qual, após afectado por α , de modo a reflectir o confinamento efectivo conferido pela armadura em causa, como disposto em 4.2.3.3, corresponderá a uma armadura fictícia que confira ao betão o mesmo efeito. Trata-se de uma abstracção que tem em linha de conta uma série de operações efectuadas pelo programa de cálculo automático BIAX, apresentado em 3.4.1.2, segundo as quais a armadura transversal do pilar seria composta por um único estribo exterior.

Na realidade, em relação à armadura em causa, o programa contempla apenas dois “inputs”, o diâmetro da armadura e o respectivo espaçamento, reproduzindo o seu efeito através da razão volumétrica de armadura, parâmetro que designa por ROV, como se apresenta na expressão (5.4.).

$$ROV = \frac{A_{st}}{s} \cdot \frac{l_t}{A_{conf}} \quad (5.4.)$$

Naturalmente, A_{st} e s representam a área da secção e espaçamento longitudinal da armadura transversal, respectivamente. No que à disposição da mesma diz respeito, o algoritmo em causa considera apenas um estribo disposto ao longo do limite exterior da secção rectangular equivalente, a menos do recobrimento. Resulta assim um perímetro, l_r , ao qual corresponde uma área confinada fictícia, A_{conf} .

Uma vez determinados estes parâmetros, conhecendo a real percentagem mecânica de armadura transversal, α^*w_w , é possível estabelecer um diâmetro de armadura que, à luz dos pressupostos do programa, reproduz o efeito conferido pela sua real configuração.

5.3. VIADUTO MORREIRA

Esta obra insere-se, como referido em 5.2, no sublanço Celeirós – Guimarães Oeste da ligação entre Braga (A11/IP9) e Guimarães (A4/IP4), constituindo assim o primeiro caso referente à zona norte do país, região para a qual o regulamento aplicável prescreve a menor intensidade sísmica de território continental.

5.3.1. GEOMETRIA

Os doze pilares do viaduto em causa possuem alturas que variam num intervalo de dez a quarenta e sete metros, aos quais corresponde uma única secção rectangular oca, com espessura das paredes de 30 cm e uma área exterior de $4,0 \times 2,6 \text{ m}^2$, como se apresenta na figura 5.9.

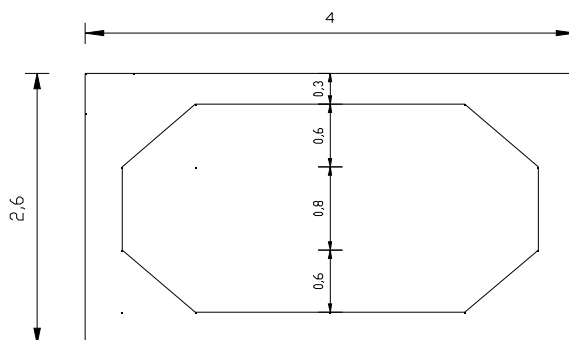


Fig. 5.9 – Secção dos pilares.

O tabuleiro divide-se assim em 13 vãos, 11 com 44 m de extensão e 2 com 35 m de comprimento, sendo os últimos os tramos extremos do viaduto. Desta forma, o tabuleiro atinge uma extensão de 554 metros, sendo a ligação entre este e os pilares estabelecida através de aparelhos de apoio que impossibilitam a continuidade de momentos entre estes.

O tabuleiro é composto por uma laje de espessura variável e duas longarinas que assentam nos pilares, conferindo à secção uma maior rigidez, tal como se pode verificar na figura 5.10.

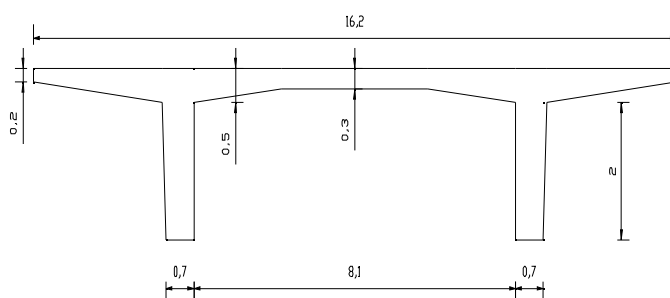


Fig. 5.10 – Secção transversal do tabuleiro.

5.3.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES

Para além da secção transversal, todos os pilares partilham a mesma disposição de armadura transversal e longitudinal, havendo diferenças apenas no diâmetro dos varões que constituem a última. Deste modo, a figura 5.11 ilustra a configuração geral de armadura, comum a todos os pilares.

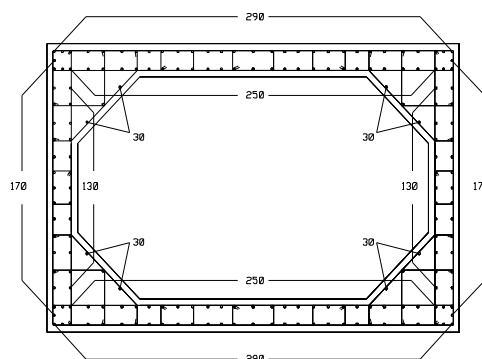


Fig. 5.11 – Esquema de armadura dos pilares.

A armadura longitudinal é constituída por varões $\Phi 20$, sendo excepção os pilares P4 a P8, em que a armadura longitudinal exterior é formada por varões $\Phi 25$. No que respeita à armadura transversal, trata-se de cintas com espaçamento longitudinal de 20 cm, estabelecidas através de varões a área de armadura longitudinal dos pilares P4 a P8 é igual a 728 cm², sendo de 566 cm² para os restantes. A estes valores correspondem percentagens de armadura de 1,69% e 1,31%, respectivamente.

5.3.3. CARACTERÍSTICAS MATERIAIS

As características dos materiais são avaliadas segundo uma série de parâmetros que permitem obter a resposta dos elementos estruturais, através do modelo numérico apresentado em 3.4.1.2. Trata-se de uma série de elementos que caracterizam a resistência do aço, betão confinado e betão não confinado. Nos quadros 5.4 e 5.5 apresenta-se, para além dos parâmetros acima referidos, as restantes características relativas ao modelo de fibras que permitem a obtenção do diagrama trilinear da resposta a um carregamento monotónico.

Quadro 5.4 – Características do aço e betão não confinado.

Betão não confinado		Aço	
f_{cm} (MPa)	38,0	f_{sym} (MPa)	547,0
E_{cm} (GPa)	33,0	E_s (GPa)	206,0
ϵ_0	0,002	β	0,0

Interessa referir que os parâmetros ϵ_0 e β correspondem à extensão para a qual se atinge a força máxima de compressão no betão e ao parâmetro de endurecimento do aço, respectivamente. No que respeita ao último, o seu valor nulo corresponde à consideração de um patamar de cedência horizontal, tal como adoptado por Delgado (2000).

Quadro 5.5 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.

Pilar	w_w	α	A_{st}^* (cm ²)	s_t (m)	N (kN)	ν	Nº camadas (x)	Nº camadas (y)	Curv. Max.	Nº Pontos
1	0,01093	0,336	2,117	0,20	10000	0,116	98	63	0,05	500
2 a 11	0,01093	0,336	2,117	0,20	11200	0,129	98	63	0,05	500
12	0,01093	0,336	2,117	0,20	10000	0,116	98	63	0,05	500

O valor do esforço axial resulta da consideração de todas as cargas permanentes actuantes no tabuleiro, sendo o esforço de cada pilar o resultado da carga distribuída actuante na largura de influência de tabuleiro que lhe corresponde. Para o efeito foram considerados pesos volúmicos de 24 kN/m³ e 22 kN/m³ para os revestimentos e o betuminoso, respectivamente.

Da determinação da real percentagem mecânica de armadura transversal, w_w , e do coeficiente âmetro A_{st}^* , correspondente à área dos varões que compõem a armadura transversal, com o qual se relaciona o diâmetro equivalente enunciado em 5.2.3.2. Desta forma, as características do betão confinado e não confinado, segundo o que se apresenta na figura 3.2 de 3.2.2., são as que se expõem no quadro 5.6.

Quadro 5.6 – Características de betão confinado e não confinado.

	Betão não confinado		Betão confinado	
	Parábola	Ramo decrescente	Parábola	Ramo decrescente
σ_1	0,00	38,0	0,00	38,75
σ_2	38,00	0,0	38,75	7,75
ε_1	0,000	0,002	0,000	0,002
ε_2	0,002	0,0042	0,002	0,0096
Z	451,00		105,83	
K	1,0000		1,0198	
ROV	-		0,1373	

Os parâmetros σ_1 e σ_2 correspondem à tensão inicial e final de cada ramo, sendo ε_1 e ε_2 as extensões correspondentes, e o parâmetro *ROV* é o que se encontra definido em 5.2.3.2.

5.3.3.1. Modelo de fibras

Relativamente ao modelo de fibras propriamente dito, uma vez que se trata de secções ocas, a definição do número de camadas em cada direcção teve como principal preocupação a compatibilização das dimensões da secção do pilar com as divisões efectuadas pelo programa. Para além disso, o que se verificou foi uma limitação do programa em termos de idealização da secção, razão pela qual, tal como disposto em 5.2.3.1, as mesmas teriam que ser reproduzidas através de uma secção oca com dimensões exteriores iguais, alterando-se a espessura das paredes no sentido da maior dimensão, com vista à obtenção de inércia e área equivalentes às mobilizadas na direcção transversal ao tabuleiro.

A figura 5.12 ilustra a operação mencionada imediatamente acima, da qual resultam uma inércia igual a $8,96 \text{ m}^4$ e uma área correspondente a $4,07 \text{ m}^2$, às quais se contrapõem os valores reais de $8,95 \text{ m}^4$ e $4,32 \text{ m}^2$, respectivamente. Destes resulta um erro máximo inferior a 6%, relativo à área, razão pela qual se considera como perfeitamente aceitáveis os resultados obtidos deste ponto em diante.

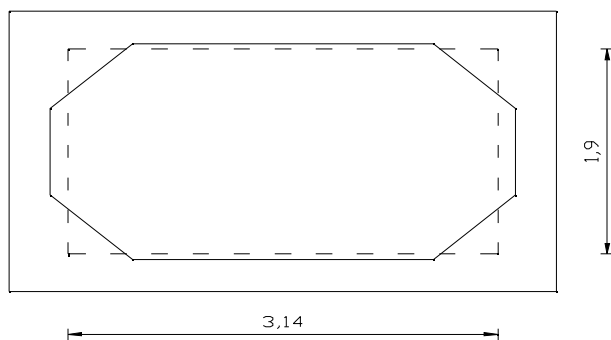


Fig. 5.12 – Secção real e secção adoptada relativamente ao modelo de fibras.

Tendo em conta todas as características anunciadas em relação aos pilares, nomeadamente no que concerne aos materiais que os constituem, à disposição de armadura e às características orgânicas das secções, resultam três curvas trilineares distintas. Estas são definidas pelos parâmetros apresentados em 3.4.1.2, os quais, para o caso em questão, se expõem no quadro 5.7.

Quadro 5.7 – Parâmetros de definição da lei trilinear.

Pilar	K_0	K_1	K_2	ρ_c	ρ_y
P1 e P12	$2,8338 \cdot 10^8$	$1,9521 \cdot 10^7$	$-5,1531 \cdot 10^3$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$1,4014 \cdot 10^{-3}$
P4 a P8	$3,0992 \cdot 10^8$	$2,9742 \cdot 10^7$	$-3,2451 \cdot 10^4$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$1,2878 \cdot 10^{-3}$
P2; P3 e P9 a P11	$3,0974 \cdot 10^8$	$1,9760 \cdot 10^7$	$-2,2994 \cdot 10^4$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$1,3665 \cdot 10^{-3}$

Os diagramas obtidos pelo modelo de fibras, a partir dos quais se ajustaram as leis trilineares acima caracterizadas, segundo as directivas do Eurocódigo 8 apresentadas na figura 4.11 de 4.2.4 são expostos nas figuras 5.13, 5.14 e 5.15.

Como se pode verificar nas referidas figuras, bem como no quadro 5.7, os valores de K_2 que resultam da simplificação em causa são inferiores a zero. Este facto pode conduzir a problemas no que diz respeito ao algoritmo de cálculo, uma vez que, caso a rótula plástica de um dado pilar entre em cedência, é impossível mobilizar um acréscimo de momento na extensão referente e l_p . Por esta razão, nos casos em que é ultrapassada a curvatura de cedência, caso os valores de K_2 sejam negativos, é adoptado um valor positivo próximo de zero, o que de resto está de acordo com o que se considera em 5.3.3 relativamente ao parâmetro de endurecimento do aço.

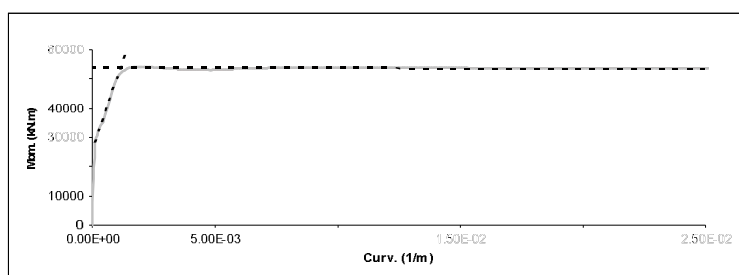


Fig. 5.13 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P1 e P12.

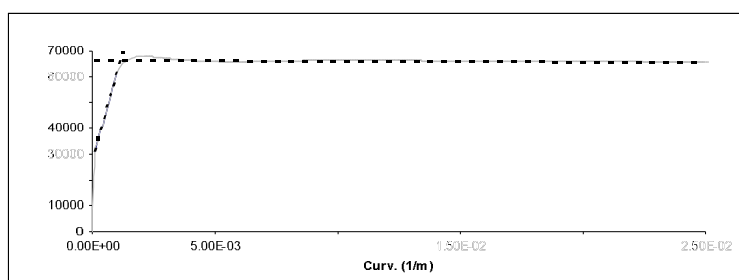


Fig. 5.14 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P4 a P8

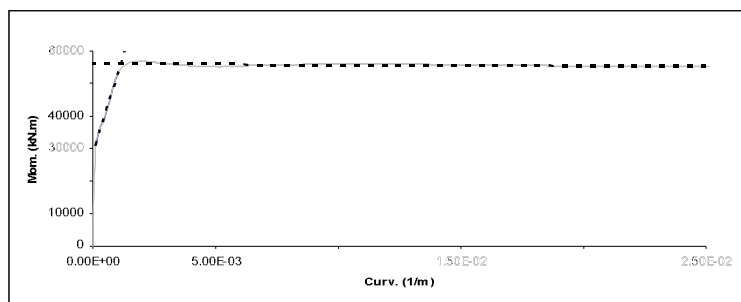


Fig. 5.15 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P2, P3 e P9 a P11.

5.3.4. ANÁLISE SÍSMICA

Para a análise sísmica do viaduto em causa, foi utilizado o modelo numérico apresentado no capítulo 3 do presente trabalho, com todas as considerações a este inerentes. Deste modo, considerou-se uma análise dinâmica do viaduto na direcção perpendicular ao eixo do tabuleiro, recorrendo assim à modelação descrita em 3.5. Neste contexto, a ligação entre os pilares e o tabuleiro foi estabelecida por meio de bielas que garantem a independência das secções em termos de rotações, compatibilizando, no entanto, os respectivos deslocamentos. A orientação dos pilares é naturalmente aquela que lhes confere a maior inércia no plano em que se procede o estudo do comportamento estrutural.

A estrutura encontra-se discretizada em 37 elementos, dos quais 24 correspondem aos 12 pilares e respectivas bielas de ligação, sendo os restantes 13 elementos referentes ao tabuleiro. No que diz respeito ao tabuleiro e bielas, considera-se um comportamento linear e elástico, ao passo que os pilares, segundo o disposto em 3.5.2, são constituídos nas suas extremidades por rótulas plásticas de extensão igual a metade da altura da secção ($l_p=2,0$ m).

Definiram-se 3 materiais distintos, um para cada tipo de elemento, de modo a reproduzir as características orgânicas dos pilares, bielas e tabuleiro, em condições de resposta linear e elástica. Mais uma vez, essas características foram determinadas segundo a direcção considerada neste exercício, obedecendo o comportamento das rótulas plásticas ao modelo definido em 3.5.1. Verifica-se nesta extensão a dissipação de energia inerente ao comportamento histerético dos materiais, segundo o método de Newmark.

Quadro 5.8 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura.

Nº de nós	38
Nº de elementos	37
Nº de nós fixos	14
Nº de materiais	3

Quadro 5.9 – Parâmetros relativos ao Método de Newmark.

α	1,0
β	0,5
γ	0,25

Quadro 5.10 – Características dos materiais.

Material	E (GPa)	h (m)	b (m)	γ (ton/m ³)
Pilares	33,0	4,938	0,729	2,548
Bielas	33,0	0,001	1000	0,001
Tabuleiro	33,0	15,693	0,570	2,893

A determinação do peso volúmico do tabuleiro resulta da consideração do peso volúmico do betão armado (2,548 ton/m³), acrescido do peso por unidade de volume resultante dos revestimentos e camada de betuminoso.

5.3.4.1. Amortecimento da estrutura.

No que se refere ao amortecimento da estrutura, este é idealizado através de uma combinação linear que envolve as matrizes de massa e de rigidez, tal como é disposto em 3.6. Define-se assim os parâmetros α e β , a partir das frequências dos dois primeiros modos de vibração e do coeficiente de amortecimento associado a cada um, que neste caso se considerou igual a 5%.

Quadro 5.11 – Parâmetros de amortecimento.

f_1 (Hz)	0,50981
f_2 (Hz)	0,78136
α	0,19385
β	0,01233

5.3.4.2. Acção sísmica.

Tal como é determinado na secção 3.2.3.1.2 do Eurocódigo 8, é necessário considerar no mínimo três acelerogramas gerados artificialmente, tomando-se os valores médios dos máximos das grandezas obtidas como os resultados da análise no domínio do tempo em questão. Os referidos acelerogramas foram gerados com recurso à ferramenta de cálculo automático SIMQKE (Vanmarke *et al*, 1976) que, em conjunto com uma folha de cálculo adicional, contempla as orientações do EC8 relativamente à acção sísmica de determinada região, como disposto em 4.2.1.1, bem como o tipo de solo em que se insere a estrutura (4.2.1.2).

Esta estrutura encontra-se localizada na zona 5, tanto no que respeita à acção próxima como à acção afastada, às quais correspondem acelerações máximas de 80 e 50 cm/s², respectivamente.

Os registos temporais que resultam destas considerações são os que se apresentam nas figuras 5.16 e 5.17, os quais serviram de base ao estudo da resposta sísmica da estrutura.

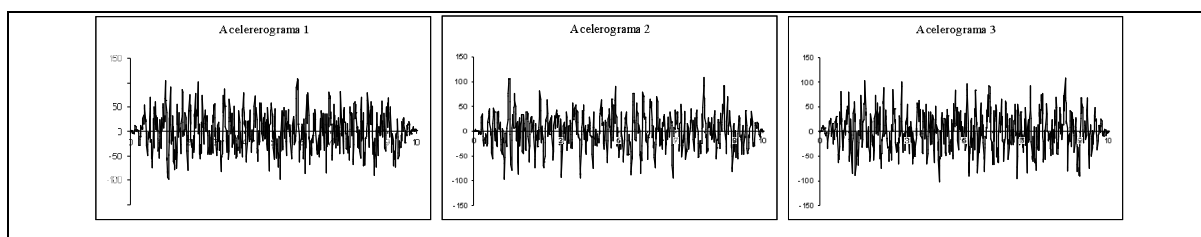


Fig. 5.16 – Acelerogramas relativos à acção próxima.

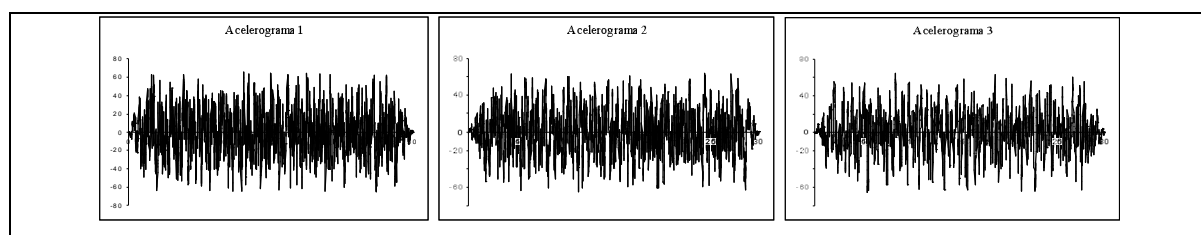


Fig. 5.17 – Acelerogramas relativos à acção afastada.

Resta referir que se considerou um solo tipo B, segundo as especificações constantes do quadro 3.1 do EC8 – Parte 1, apresentado em de 4.2.1.2, a que corresponde factores S de 1,35 e 1,30, respectivamente para a acção próxima e afastada. Os valores de pico dos acelerogramas apresentados estão em consonância com as acelerações máximas atrás referidas, afectadas dos factores S correspondentes.

5.3.4.3. Comportamento estrutural.

A resposta da estrutura à acção em causa é assim determinada pelos diagramas momento – curvatura das rótulas plásticas referentes às secções de encastramento dos pilares, uma vez que serão as secções mais solicitadas aquando da ocorrência de um sismo (figura 5.18). A partir deste se pode determinar qual a curvatura máxima atingida, obtendo a ductilidade máxima exigida para a secção em causa através do quociente entre as curvaturas máxima e de cedência.

Naturalmente, interessa ainda determinar qual o comportamento da estrutura em termos de deslocamentos, apresentando-se, neste contexto, os diagramas força – deslocamento (figura 5.19) correspondente às extremidades de cada pilar (deslocamento no topo vs força na base).

Importa referir que, dada a proximidade de resultados obtidos para os diferentes acelerogramas, em cada tipo de acção, apresenta-se apenas os diagramas imediatamente atrás mencionados relativos à acção que produz os efeitos mais desfavoráveis. Trata-se neste caso do primeiro registo temporal de acelerações, tanto no que diz respeito à acção próxima como à acção afastada.

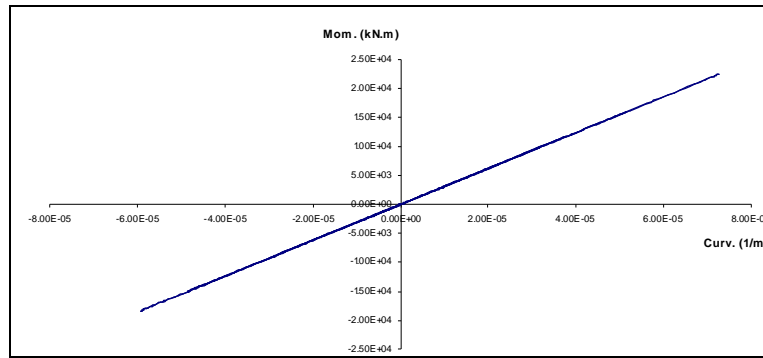


Fig. 5.18 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 7 (acção próxima).

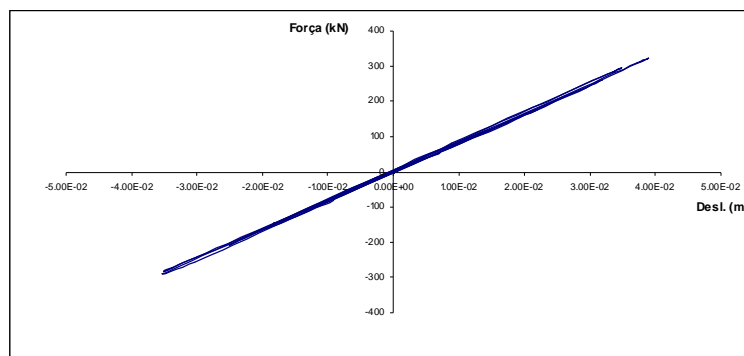


Fig. 5.19 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 6 (acção próxima).

Apenas se ilustra o diagrama momento – curvatura referente ao pilar 7, uma vez que a resposta da estrutura se processa em regime linear, sendo este o caso em que se atinge o valor mais elevado de curvatura ($7,25 \cdot 10^{-5}/m$). Seria assim, à partida, de esperar que o deslocamento máximo fosse atingido para o mesmo pilar, o que não acontece. O valor máximo em questão é relativo ao pilar 6 (aproximadamente 4 cm), o que se pode explicar pelo facto de ter uma altura superior ao primeiro, não sendo o valor de curvatura máxima substancialmente inferior ($6,56 \cdot 10^{-5}/m$). Deste resulta um *drift* (razão entre o deslocamento e a altura do pilar) aproximadamente igual a 0,09%.

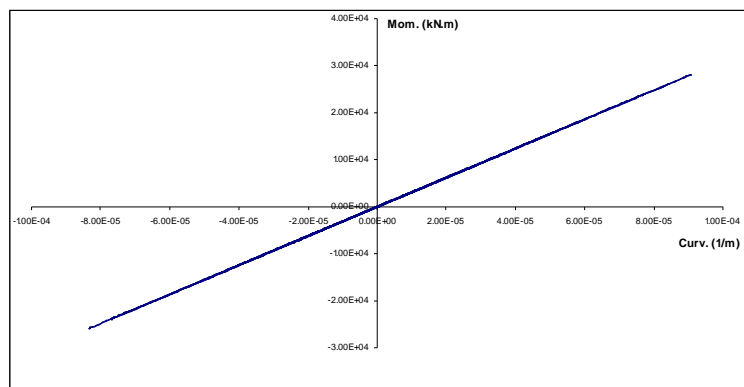


Fig. 5.20 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 7 (acção afastada).

No que diz respeito à acção afastada, também o pilar 7 é o que regista uma incursão superior em curvatura, com um valor máximo igual a $9,06 \cdot 10^{-5}$ /m. Mais uma vez, embora seja o pilar número 7 o que regista este valor máximo, é na extremidade do pilar 6 que se verifica o deslocamento mais elevado (na ordem dos 6 cm), ao qual corresponde uma curvatura na rótula plástica de $8,05 \cdot 10^{-5}$ /m.

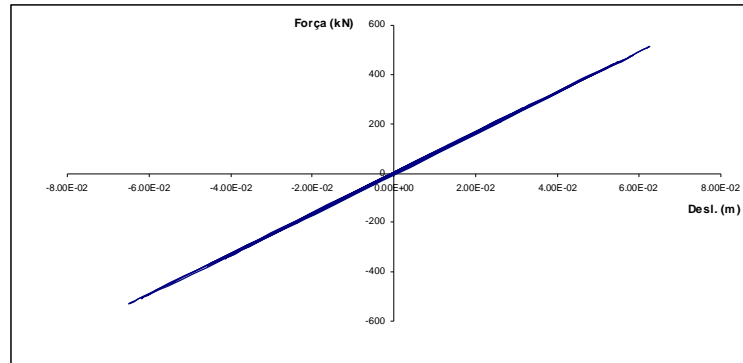


Fig. 5.21 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 6 (acção afastada).

o Análise da resposta sísmica – deslocamento transversal

É de notar que embora a aceleração máxima seja correspondente à acção próxima, é na acção afastada que se registam os valores mais elevados de curvatura e deslocamento. O que à partida não seria expectável, parece admissível se for levada em linha de conta a frequência dos dois primeiros modos de vibração, apresentados em 5.3.4.1. De facto, o que acontece é que, sendo estes valores tão reduzidos, a resposta da estrutura é quase estática, ou seja, mais controlada pela rigidez do que pela massa e correspondentes acelerações, com deslocamentos registados que podem ser aproximados pelos espectros de resposta do EC8.

Tal como se pode verificar nas figuras 5.22 e 5.23, para a gama de frequências desta estrutura, que se situa abaixo de 1,0 Hz para os primeiros modos, o deslocamento expectável segundo os espectros de resposta é superior no caso de acção afastada. Considerando apenas a frequência do primeiro modo de vibração, da qual resulta um período de aproximadamente 2s, é possível extrair, dos referidos espectros, valores de deslocamento aproximadamente iguais a 3,5 cm e 5 cm para a acção próxima e afastada, respectivamente.

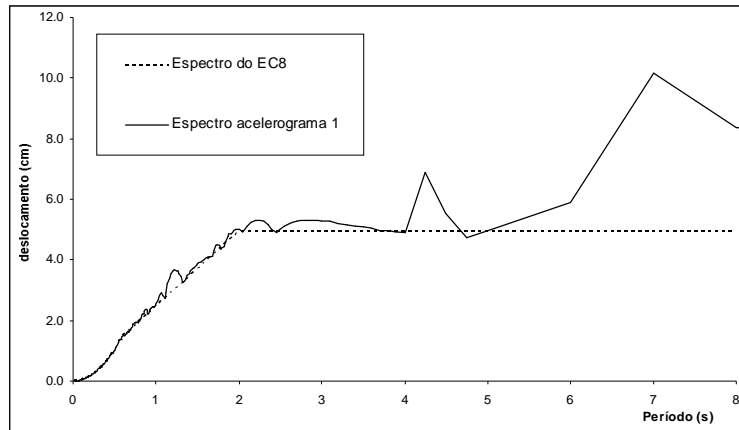


Fig. 5.22 – Espectro EC8 para ação afastada – acelerograma 1.

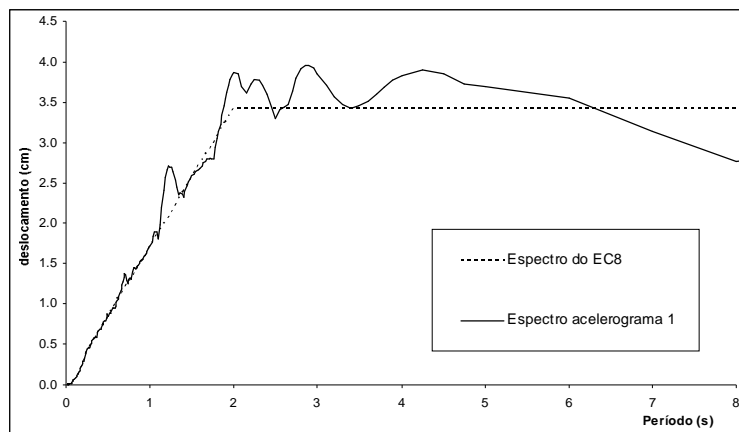


Fig. 5.23 – Espectro EC8 para ação próxima – acelerograma 1.

Embora esta análise seja válida, tendo em conta a relação entre os deslocamentos apresentados e as respectivas envolventes momento – curvatura, o estudo global da estrutura deve centrar-se no que prevêem as directivas do regulamento aplicável constantes de 4.2.2.

Neste contexto, as figuras 5.24 e 5.25 ilustram a relação deslocamento – tempo dos pilar 6 para a ação próxima e afastada, para os três acelerogramas considerados, uma vez que, como já foi possível verificar em relação à resposta da estrutura à primeira solicitação, se trata do pilar em que se registam os deslocamentos mais significativos em ambas os cenários de ação sísmica.

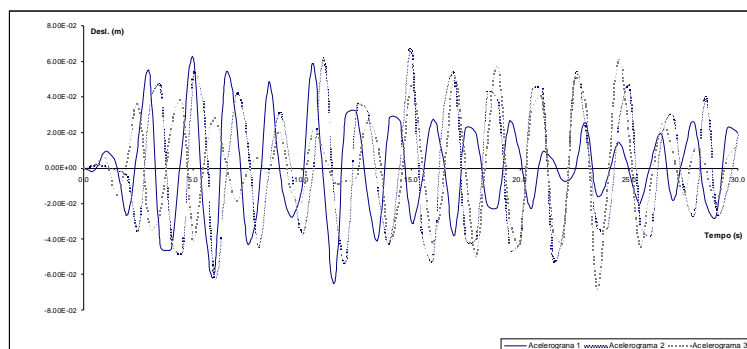


Fig. 5.24 – Evolução temporal do deslocamento do pilar 6 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção afastada)

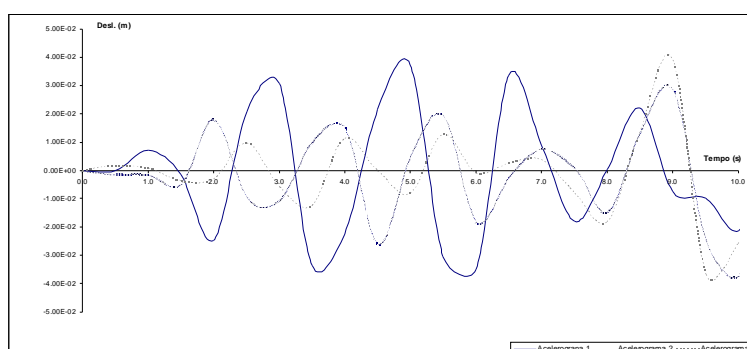


Fig. 5.25 – Evolução temporal do deslocamento do pilar 6 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção próxima)

Como se pode verificar, os resultados não diferem significativamente em termos de amplitude, tal como seria de esperar, tendo em conta a coincidência de valores máximos de aceleração. Existe, no entanto, uma relativa disparidade em termos de evolução temporal da resposta, registando-se os referidos valores máximos em instantes de tempo diferentes, conforme a acelerograma em questão. Por esta razão, o deslocamento máximo deve ser o maior dos valores máximos registados na análise de cada acelerograma, e não o máximo da média dos deslocamentos registados a cada instante, em cada caso. Resultam assim valores de 4,23 cm e 7,37 cm para a acção próxima e afastada, respectivamente, aos quais correspondem drifts de 0,09% e 0,16%, pela mesma ordem.

5.4. PONTE SOBRE O RIO COURA

A ponte sobre o Rio Coura é uma estrutura em betão armado e pré-esforçado, de comprimento total igual a 816 m. As duas superestruturas que a compõem são compostas por 18 tramos, dos quais quatro vencem o rio a uma altura de trinta metros, sendo o tabuleiro composto por vigas contínuas em caixão. Os viadutos de acesso, monolíticos com os últimos, são materializados por duas vigas longitudinais de altura uniforme, ligadas pela laje que constitui o tabuleiro. Os pilares são ocos e de secção uniforme ao longo do fuste, com excepção da zona de coroamento, em que a largura aumenta.

Em termos de localização, esta obra serve a auto-estrada A3, mais concretamente, o seu sublanço Ponte de Lima – E.N. 303. Enquadra-se assim na mesma zona sísmica à qual pertence o viaduto apresentado em 5.3, em ambas as situações de acção sísmica.

5.4.1. GEOMETRIA

Os dezassete pilares que compõem esta estrutura possuem alturas que variam num intervalo compreendido entre seis e trinta e dois metros, aos quais correspondem três secções ocas distintas, que se apresentam nas figuras 5.26 e 5.27. Importa ainda salientar que, no que respeita aos pilares de menor largura, na zona dos apoios inferiores, a secção encontra-se maciça. Uma vez que esta é a zona em que se concentram as maiores deformações plásticas, é com base na secção cheia correspondente que se determina a envolvente monotónica que serve de base à idealização do comportamento histerético dos pilares em questão.

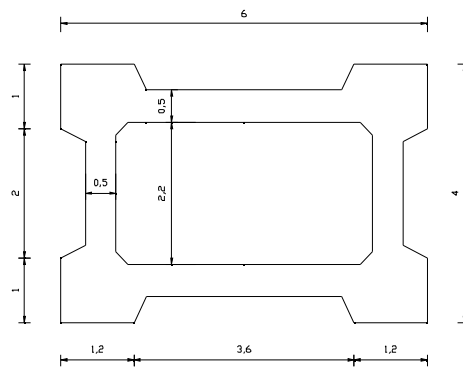


Fig. 5.26 – Secção dos pilares 6, 7 e 8

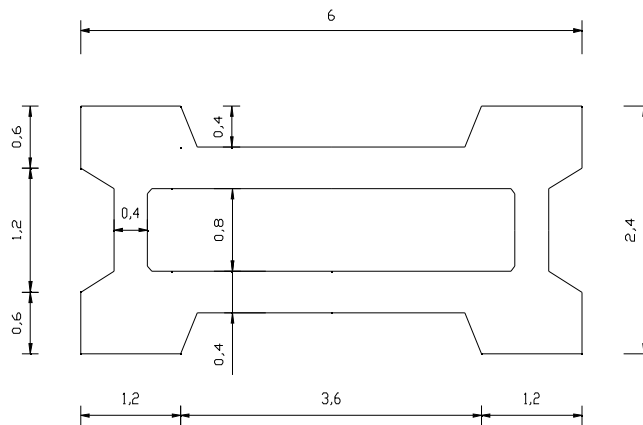


Fig. 5.27 – Secção dos pilares 1 a 5 e 9 a 17

A superestrutura é assim dividida em dezoito tramos de diferentes extensões, apresentando valores superiores entre os pilares P5 e P9, ou seja, na zona em que vence o Rio Lima, tal como se pode verificar na figura 5.28. Em relação aos pilares, apresentam, naturalmente, altura variável, com valores que se expõem no quadro 5.12.

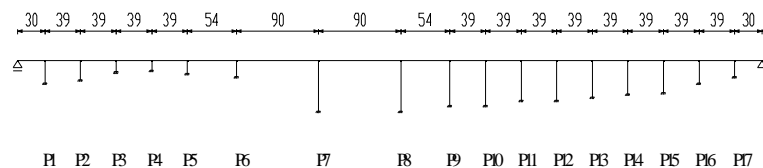


Fig. 5.28 – Esquema estrutural da ponte (alçado).

Quadro 5.12 – Altura dos pilares.

Pilar	Altura (m)	Pilar	Altura (m)
1	14,3	10	25,8
2	12,2	11	24,8
3	7,0	12	22,9
4	6,2	13	21,4
5	8,4	14	20,1
6	10,8	15	16,8
7	32,6	16	14,1
8	32,5	17	10,0
9	28,5		

Como já foi referido, o tabuleiro divide-se em duas zonas distintas, uma correspondente à ponte propriamente dita e outra que constitui o viaduto de acesso a esta. No primeiro caso, o tabuleiro é concretizado através de vigas caixão de altura variável entre 3 m (pilares P5 e P9 e meio vão entre pilares P6, P7 e P8) tal como demonstram as figuras 5.29 e 5.30.

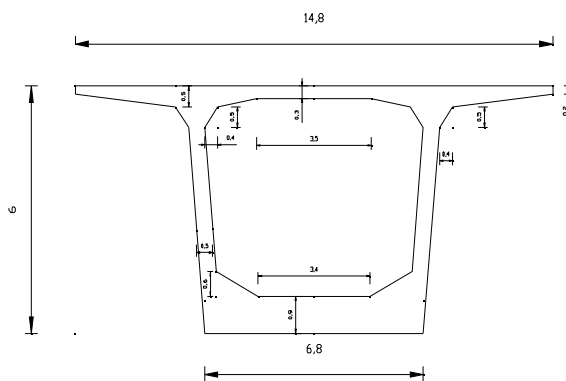


Fig. 5.29 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P6, P7 e P8.

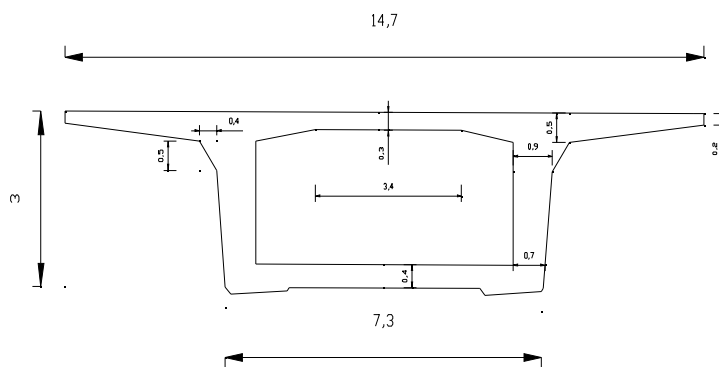


Fig. 5.30 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P5 e P9.

Em relação à restante extensão da obra, verifica-se uma composição em vigas longitudinais de altura constante, tal como se apresenta na figura 4.31.

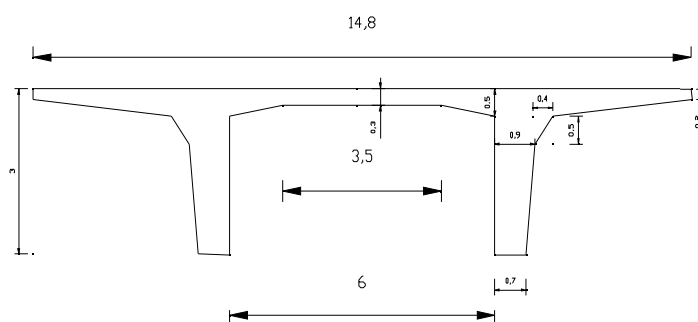


Fig. 5.31 – Corte transversal do tabuleiro referente aos viadutos de acesso.

5.4.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES

No que diz respeito à disposição de armadura longitudinal, os pilares dividem-se em dois grupos, aos quais pertencem, separadamente, os pilares P6, P7 e P8, e os pilares P1 a P4 e P9 a P17, tal como se apresenta no quadro 5.13. Desta forma, resulta uma área total de 1110 cm², aos quais corresponde uma percentagem de armadura igual a 1,19% para o pilar P6 e 1,04% para os pilares P7 e P8. Aos restantes associa-se uma área total de 941 cm², correspondendo a 0,86% da secção transversal dos pilares.

Quadro 5.13 – Armadura dos pilares.

Pilares	Φ16	Φ20	Φ25	Φ32	A _{total}	% Arm.
6	70	46	32	83	1110 cm ²	1,19%
7 e 8	70	46	32	83	1110 cm ²	1,04%
1 a 4 e 9 a 17	0	0	54	84	941 cm ²	0,86%

Em relação aos mesmos grupos de pilares, a armadura transversal engloba estribos $\Phi 8//0.20$, $\Phi 8//0.10$ e $\Phi 16//0.20$ no primeiro caso e estribos $\Phi 8//0.20$ e $\Phi 12//0.10$ no segundo. Como parece lógico, a apresentação destes dados não tem sentido isoladamente, pelo que, nas figuras 5.32 e 5.33 se apresenta a configuração geral de armadura da totalidade dos pilares.

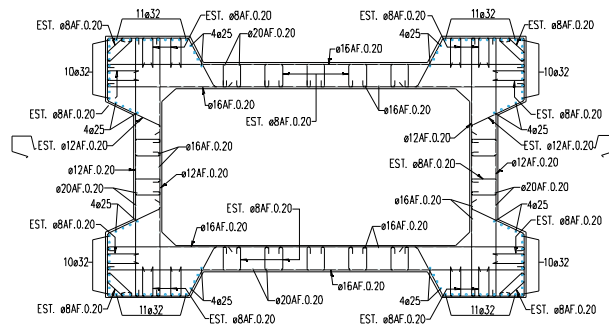


Fig. 5.32 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P6, P7 e P8.

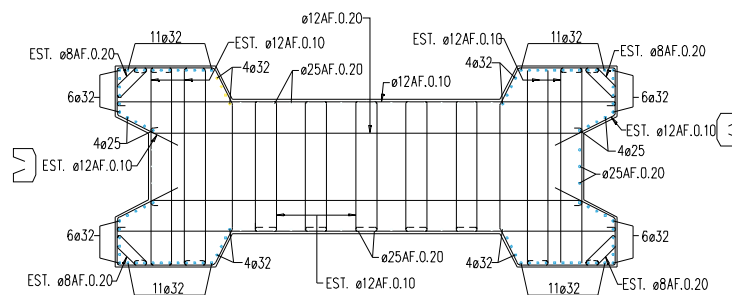


Fig. 5.33 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1 a P5 e P9 a P17 (base).

Como foi referido em 5.4.1, a secção e armaduras dos pilares P9 a P17 variam em altura, sendo a base dos mesmos materializada por uma secção cheia.

Uma vez que, nesta fase, interessa compilar informação relativa às características orgânicas das secções que podem comandar a resposta em regime plástico, a secção e armaduras consideradas são as que se apresentam na figura 5.33, às quais corresponde a referida secção da base dos pilares.

5.4.3. CARACTERÍSTICAS MATERIAIS

A resposta das secções a um carregamento monotónico é determinada com base nas características de resistência dos materiais em condições confinadas e não confinadas. Neste contexto, os quadros 5.14 e 5.15 compilam todos os parâmetros que necessários à caracterização do comportamento das secções.

Quadro 5.14 – Características do aço e betão não confinado.

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

Quadro 5.15 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.

Pilar	w_w	α	A_{st}^* (cm^2)	s_t (m)	N (kN)	v	Nº camadas (x)	Nº camadas (y)	Curv. Max.	Nº Pontos
1 a 5 e 9 a 17	0,01012	0,926	4,901	0,10	8200	0,028	88	68	0,05	500
6	0,07113	0,526	5,810	0,20	25100	0,113	94	92	0,05	500
7 e 8	0,06296	0,588	5,712	0,20	25100	0,096	101	92	0,05	500

À semelhança do disposto em 4.3.3, o parâmetro A_{st}^* , correspondente à área dos varões que compõem a armadura transversal, relaciona-se com w_w e α pelo que se enuncia em 5.2.3.2. Deste efeito resultam as diferenças de resistência e ductilidade que constam dos quadros 5.16, 5.17 e 5.18, relativamente aos diferentes pilares.

Quadro 5.16 – Características de betão confinado e não confinado para o pilar P6.

	Betão não confinado		Betão confinado	
	Parábola	Ramo decrecente	Parábola	Ramo decrecente
σ_1	0,00	43,0	0,00	44,23
σ_2	43,00	0,0	44,23	8,85
ϵ_1	0,000	0,0021	0,000	0,002
ϵ_2	0,0021	0,0039	0,002	0,0168
Z	523,50		54,18	
K	1,0000		1,0286	
ROV	-		0,2812	

Quadro 5.17 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P7 e P8.

	Betão não confinado		Betão confinado	
	Parábola	Ramo decrescente	Parábola	Ramo decrescente
σ_1	0,00	43,0	0,00	44,21
σ_2	43,00	0,0	44,21	8,84
ε_1	0,000	0,002	0,000	0,002
ε_2	0,002	0,0039	0,002	0,0166
Z	523,50		54,83	
K	1,0000		1,0282	
ROV	-		0,2775	

Quadro 5.18 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P1 a P5 e P9 a P17.

	Betão não confinado		Betão confinado	
	Parábola	Ramo decrescente	Parábola	Ramo decrescente
σ_1	0,00	43,0	0,00	46,07
σ_2	43,00	0,0	46,07	9,21
ε_1	0,000	0,002	0,000	0,002
ε_2	0,002	0,0039	0,002	0,0394
Z	523,50		21,47	
K	1,0000		1,0714	
ROV	-		0,7024	

5.4.3.1. Modelo de fibras

Com vista à idealização das secções equivalentes, o que se procurou, mais uma vez, foi reproduzir as características das secções na direcção de maior inércia. As figuras 5.33, 5.34 e 5.35 ilustram as secções adoptadas, das quais resultam valores de inércia e área que levam a erros inferiores a 5% no respeito à área e 1% no que à inércia se preconiza.

Dada a magnitude dos erros registados, é perfeitamente plausível considerar que esta simplificação não acarreta erros que ponham em causa a qualidade dos resultados finais deste exercício.

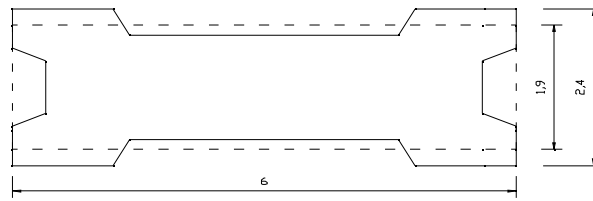


Fig. 5.34 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares P1 a P5 e P9 a P17.

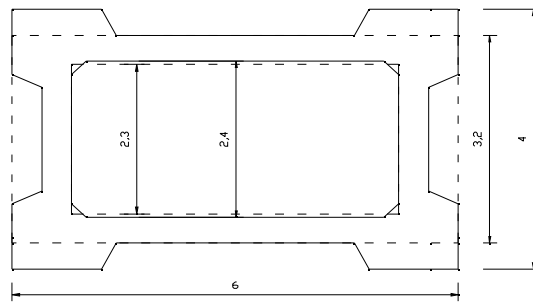


Fig. 5.35 – Secção real e secção adoptada relativas ao pilar P6.

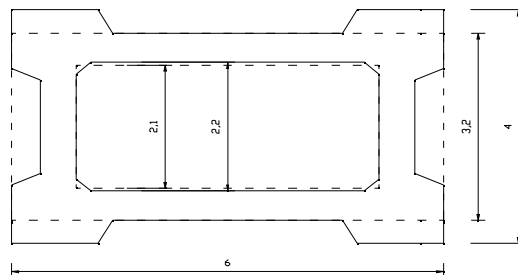


Fig. 5.36 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares P7 e P8.

Partindo das características dos materiais apresentadas, que distinguem os diferentes tipos de pilares, surgem três curvas trilineares correspondentes, que se caracterizam pelos parâmetros apresentados no quadro 5.19.

Quadro 5.19 – Parâmetros de definição da lei trilinear.

Pilar	K_0	K_1	K_2	ρ_c	ρ_y
P1 a P5 e P9 a P17	$3,6207 \cdot 10^8$	$2,1300 \cdot 10^7$	$3,0654 \cdot 10^4$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$5,1719 \cdot 10^{-4}$
P6	$1,1962 \cdot 10^9$	$2,0019 \cdot 10^8$	$8,9123 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$5,8047 \cdot 10^{-4}$
P7 e P8	$1,0686 \cdot 10^9$	$2,0354 \cdot 10^8$	$-1,4626 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$5,9434 \cdot 10^{-4}$

Os diagramas obtidos pelo modelo de fibras, a partir dos quais se ajustaram as leis trilineares acima caracterizadas, segundo as directivas apresentadas em 4.2.4, são expostos nas figuras 5.37, 5.38 e 5.39

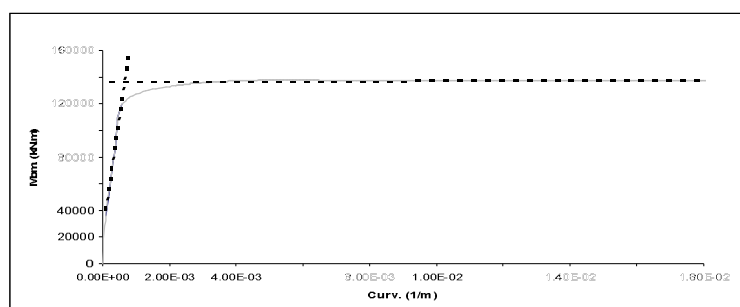


Fig. 5.37 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P1 a P5 e P9 a P17.

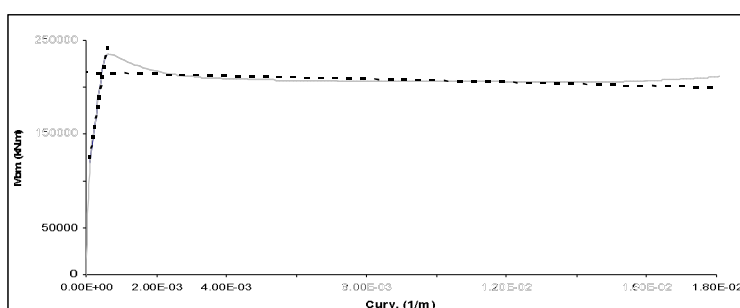


Fig. 5.38 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P6.

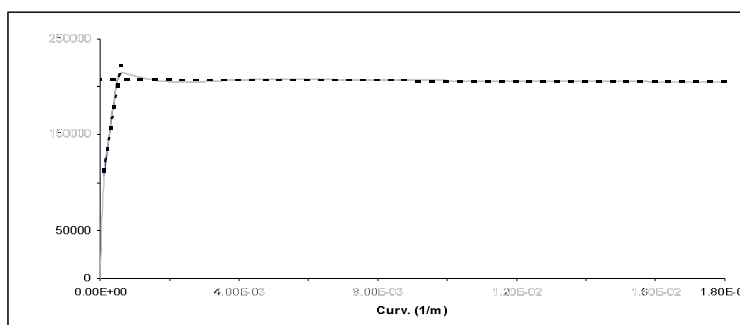


Fig. 5.39 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P7 e P8.

5.4.4. ANÁLISE SÍSMICA

A discretização da estrutura foi efectuada tendo em conta as considerações do modelo numérico apresentado no capítulo 2 deste trabalho, com base no qual se prescreve uma análise dinâmica na direcção perpendicular ao tabuleiro.

A ponte será assim decomposta em 52 elementos, dos quais 34 dizem respeito aos 17 pilares e respectivas bielas de ligação, com os restantes 18 a materializarem os diferentes tramos do tabuleiro. À excepção da extensão dos pilares em que se concentram as deformações plásticas, segundo o que se

dispõe em 3.5.2, o comportamento estrutural considera-se linear e elástico. Assim, o comprimento de rótula plástica que se situa nas extremidades dos pilares é igual a metade da maior dimensão transversal dos mesmos, ou seja, 3m.

Tendo em conta as diferenças de comportamento previsto, para cada elemento, pelo algoritmo de cálculo, definiram-se 5 materiais distintos, dois alusivos aos pilares, uma relativo às bielas e os referentes às diferentes secções do tabuleiro. Em relação ao comportamento não linear, a dissipação de energia que se processa na extensão definida para as rótulas plásticas obedece ao método de Newmark.

Quadro 5.20 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura e ao Método de Newmark

Nº de nós	53
Nº de elementos	52
Nº de nós fixos	19
Nº de materiais	5
α	1,0
β	0,5
γ	0,25

Quadro 5.21 – Características dos materiais.

Material	E (GPa)	h (m)	b (m)	γ (ton/m ³)
P6, P7 e P8	34,0	6,822	1,079	2,548
P1 a P5 e P9 a P17	34,0	7,279	1,286	2,548
Bielas	34,0	0,001	1000	0,001
Tabuleiro 1	34,0	13,307	0,736	2,845
Tabuleiro 2	34,0	11,898	1,151	2,845

Em relação aos pilares, os dois materiais definidos pretendem reflectir as características dos dois tipos de secção. Por sua vez, o tabuleiro apresenta uma variação assinalável ao longo dos seus 816 m de extensão, tendo-se dividido o mesmo em dois grupos com características orgânicas diferentes. O primeiro engloba os tramos de 30 e 39 m, uma vez que possuem uma secção constante ao longo do seu comprimento, sendo o segundo grupo respeitante aos tramos de 54 e 90 m. Relativamente a este caso, a secção em caixão que os caracteriza varia a sua altura entre 3 m e 6 m, razão pela qual o que se adoptou foi uma secção com inércia transversal equivalente à inércia média do tabuleiro numa extensão de 54 m, uma vez que os tramo de 90 m são constituídos pela associação de dois tramos de 45 m simétricos a meio vão, cuja inércia equivalente se aproxima bastante da referente aos tramos de 54 m.

5.4.4.1. Amortecimento da estrutura.

O amortecimento da estrutura é idealizado através da soma ponderada das matrizes de massa e rigidez. Neste contexto, partindo das frequências dos dois primeiros modos de vibração e do coeficiente de amortecimento que se lhes associa (5%), define-se os parâmetros α e β que afectam as matrizes de massa e rigidez, respectivamente.

Quadro 5.22 – Parâmetros de amortecimento.

f_1 (Hz)	1,04024
f_2 (Hz)	1,54550
α	0,39065
β	0,00615

5.4.4.2. Acção sísmica.

Em relação a este ponto, uma vez que se trata do mesmo cenário de acção sísmica correspondente ao caso estudado em 5.3, quer para a acção próxima quer para acção afastada, é válido o que se apresenta em 5.3.4.2, em relação a esta matéria.

5.4.4.3. Comportamento estrutural.

A caracterização do comportamento estrutural é efectuada com base no procedimento adoptado em 5.3.4.2. Uma vez que não parece razoável apresentar os resultados obtidos com base em cada acelerograma, apresenta-se nas figuras 5.40, 5.41, 5.42 e 5.43 os resultados relativos ao segundo registo de acelerações, por ser o que provoca na estrutura um comportamento mais desfavorável em ambas as situações de acção sísmica.

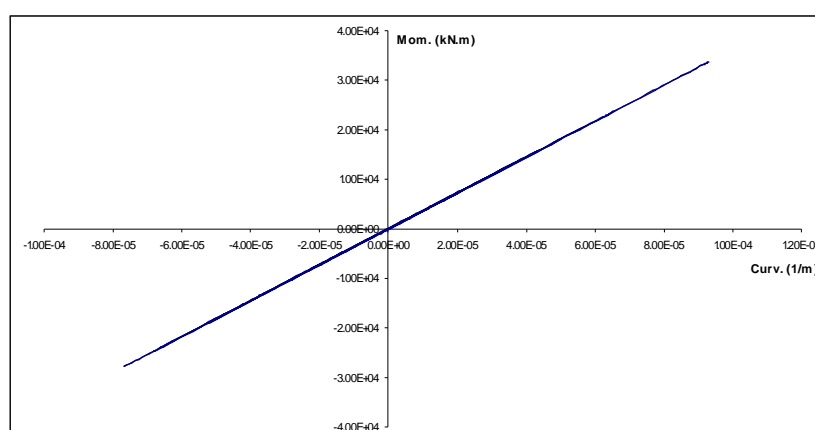


Fig. 5.40 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 9 (acção próxima).

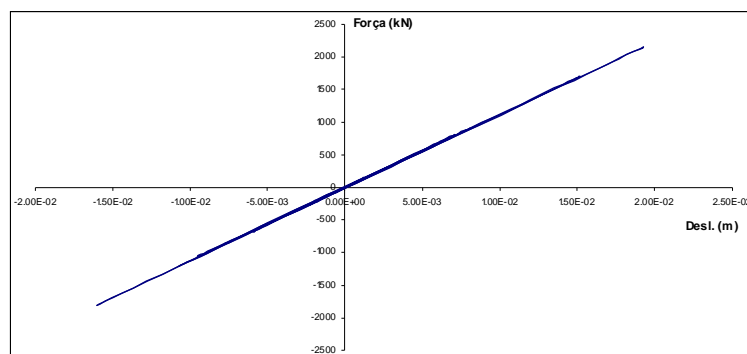


Fig. 5.41 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 8 (acção próxima).

Dado que todas as rótulas plásticas se mantêm em regime linear, apenas se apresenta o diagrama momento curvatura relativo à secção mais desfavorável (pilar 9), com uma curvatura máxima exigida de $1,02 \cdot 10^{-4}$ /m.

À semelhança do que acontece no Viaduto da Morreira, o deslocamento máximo atingido não se regista no pilar mais solicitado, mas sim no pilar 8. Mais uma vez se pode atribuir este facto à diferença de alturas entre os dois pilares em questão. Sendo o pilar 8 o mais alto, superior em quatro metros, em relação ao pilar 9, corresponde-lhe uma curvatura máxima de $8,11 \cdot 10^{-5}$ /m e um deslocamento extremo de aproximadamente 2 cm, numa situação de acção sísmica próxima.

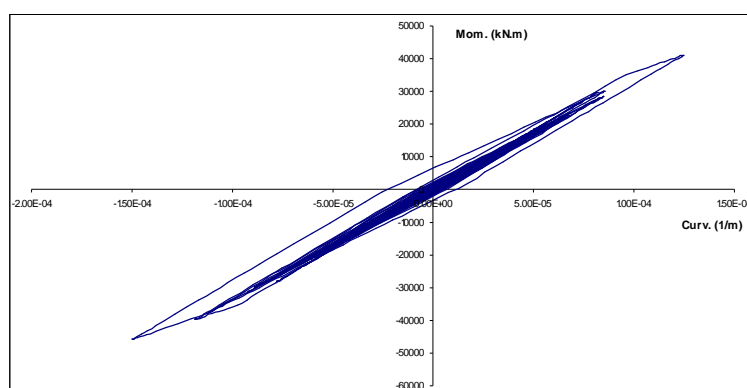


Fig. 5.42 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 9 (acção afastada).

O mesmo raciocínio se aplica ao cenário de ação afastada, registando-se a curvatura máxima na rótula plástica referente ao pilar 9, com um valor de $1,50 \cdot 10^{-4}$ /m e o deslocamento máximo na extremidade do pilar 8, com um valor de aproximadamente 3 cm, para uma curvatura máxima de $1,23 \cdot 10^{-4}$ /m.

É de realçar o facto de, tanto no caso do pilar 8 como do pilar 9 se ultrapassar a curvatura de fendilhação, que assume um valor de $1,00 \cdot 10^{-4}$ /m, tal como se verifica na figura 5.42. Embora seja um fenómeno normal, dado que acontece em variadas situações de serviço em diversos tipos de estruturas, importa que se destaque, em comparação com o caso do Viaduto da Morreira, em que tal situação não acontece.

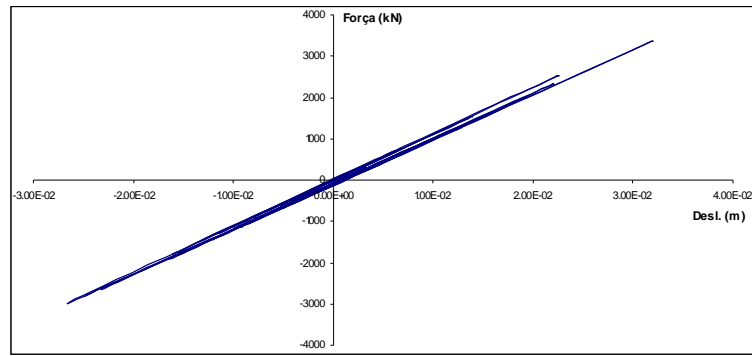


Fig. 5.43 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 8 (ação afastada).

o Análise da resposta sísmica – deslocamento transversal

O raciocínio realizado em 5.3.4.1, relativo à aproximação dos deslocamentos registados aos extraídos dos espectros de resposta do EC8, dada a semelhança dos valores das frequências dos primeiros modos de vibração, continua a ser válido. Neste contexto, apresenta-se nas figuras 5.44 e 5.45 apenas os resultados relativos aos deslocamentos registados para cada solicitação, determinando os valores máximos segundo o que consta do ponto 4.2.2.

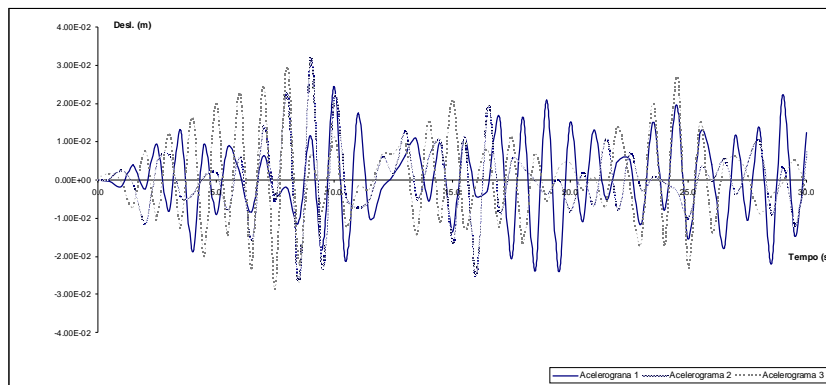


Fig. 5.44 – Evolução temporal do deslocamento pilar 8 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (ação afastada)

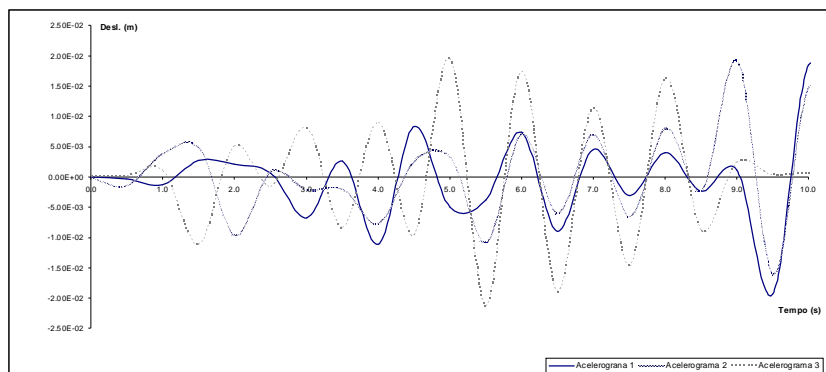


Fig. 5.45 – Evolução temporal do deslocamento do pilar 8 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (ação próxima)

O deslocamento máximo é o maior dos valores máximos registados na análise de cada acelerograma, resultando valores de 2,12 cm e 3,20 cm para a acção próxima e afastada, respectivamente, aproximando-se, pela mesma ordem, dos valores de 1,91 cm e 3,2 cm que respeitam aos deslocamentos máximos registados na resposta ao acelerograma 2. A estes se associam drifts de 0,07% e 0,10%, pela mesma ordem.

5.5. PONTE SOBRE O RIO LOUREDO

Esta ponte vence o vale do Rio Louredo a 80 m de altura, sendo constituída por duas superestruturas paralelas em betão armado e pré-esforçado. Os 380 m de extensão do tabuleiro são executados em viga contínua em caixão, com quatro tramos apoiados em três pilares que atingem uma dimensão máxima de 65 m de altura em secção rectangular oca e constante ao longo do fuste.

Esta obra serve a auto-estrada A7, no seu sublanço Basto – Ribeira de Pena. Desta forma, enquadra-se na mesma zona sísmica à qual pertencem as duas obras analisadas em 5.3 e 5.4.

5.5.1. GEOMETRIA

A estrutura em questão comporta três pilares de alturas entre os valores de 20 e 60 metros, constituídos por uma secção oca comum de 6,5 m de comprimento e 5 m de largura, com um espessura de paredes de 0,50 m e reforço de rigidez nos cantos, tal como demonstra a figura 5.46.

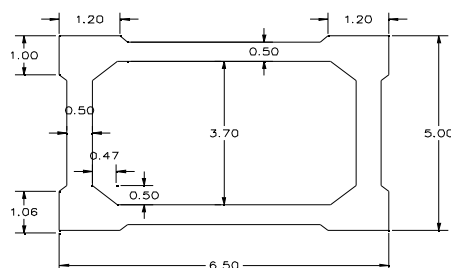


Fig. 5.46 – Secção transversal dos pilares.

Divide-se assim o tabuleiro em quatro tramos de extensão igual a 70 m entre os encontros e os pilares P1 e P3 e 120 m entre os pilares P1, P2 e P3. A figura 5.47 ilustra o alçado lateral da ponte, no qual se pode ainda verificar qual a altura exacta dos pilares.

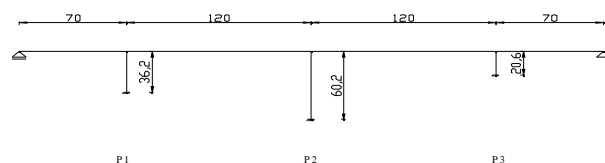


Fig. 5.47 – Esquema estrutural da ponte (alçado).

A secção em caixão do tabuleiro varia em altura entre 3,0 m e 7,40 m. Como é lógico, a maior dimensão corresponde às secções de apoio dos pilares, registando-se uma altura de três metros na zona dos encontros e a meio dos vãos mais extensos, com secções que se apresentam nas figuras 5.48 e 5.49.

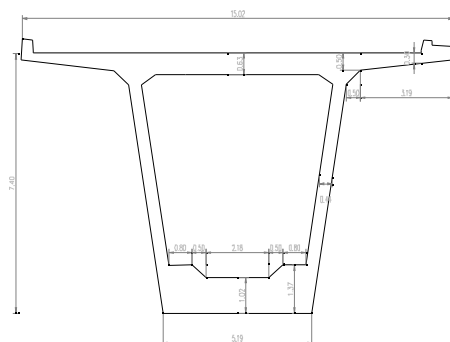


Fig. 5.48 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos apoios sobre os pilares.

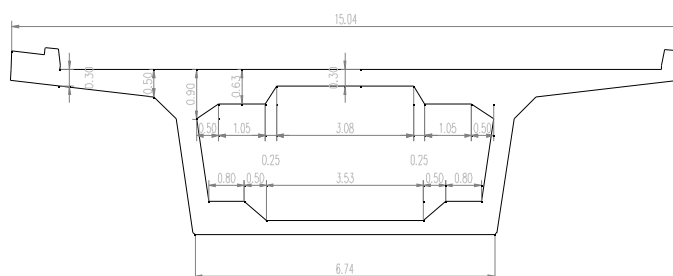


Fig. 5.49 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos encontros e na secção média dos vãos maiores.

5.5.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES

A armadura longitudinal é comum aos três pilares, apresentando 80 varões $\Phi 16$, 68 varões $\Phi 20$ e 32 varões $\Phi 32$, que perfazem uma área total de 1114 cm^2 , correspondendo uma percentagem igual a 0,95%, em relação à área da secção de betão.

Em relação à armadura transversal, esta engloba estribos ndo a sua
disposição representada, tal como a configuração de armadura longitudinal, na figura 5.50.

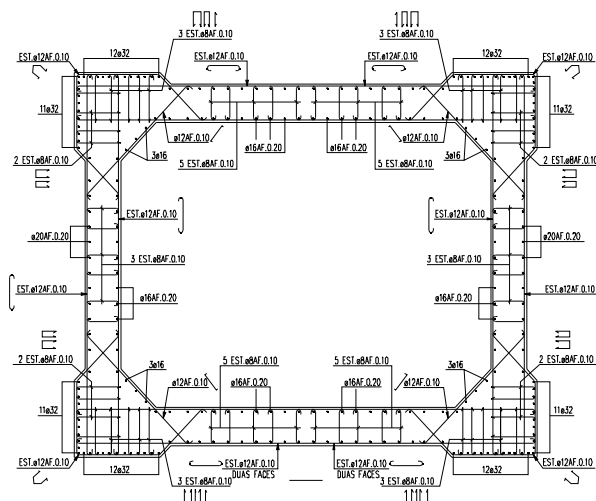


Fig. 5.50 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1, P2 e P3.

5.5.3. CARACTERÍSTICAS MATERIAIS

Os parâmetros que definem o comportamento dos materiais, bem como o efeito de confinamento conferido pela armadura transversal apresentam-se nos quadros 5.23 e 5.24. Para além destes, são ainda apresentados os valores dos restantes elementos que se inserem no contexto do já referido modelo de fibras.

Quadro 5.23 – Características do aço e betão não confinado.

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

Quadro 5.24 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.

Pilar	w_w	α	A_{st}^* (cm ²)	S_t (m)	N (kN)	v	Nº camadas (x)	Nº camadas (y)	Curv. Max.	Nº Pontos
1e 3	0,19056	0,703	10,59	0,10	31800	0,095	96	71	0,05	500
2	0,19056	0,703	10,59	0,10	40500	0,121	96	71	0,05	500

Tal como se procede em 5.3.3 e 5.4.3, apresenta-se no quadro 5.25 os parâmetros que caracterizam a resposta do betão confinado e não confinado a um carregamento cíclico, para os dois grupos de pilares definidos.

Quadro 5.25 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P1 a P3.

	Betão não confinado		Betão confinado	
	Parábola	Ramo decrescente	Parábola	Ramo decrescente
σ_1	0,00	43,0	0,00	47,27
σ_2	43,00	0,0	47,27	9,45
ε_1	0,000	0,002	0,000	0,0022
ε_2	0,002	0,0039	0,0022	0,0672
Z	523,50		12,30	
K	1,0000		1,0993	
ROV	-		0,7806	

5.5.3.1. Modelo de fibras

O procedimento adoptado com vista à reprodução das características orgânicas da secção segundo o sentido de maior inércia, conduz a valores de área e inércia que acarretam erros de 3,6% e 0,5% em relações aos valores de área e inércia reais, respectivamente. Considera-se assim valores $11,31 \text{ m}^2$ e $64,21 \text{ m}^4$ para as grandezas em questão, provenientes das dimensões apresentadas na figura 5.51.

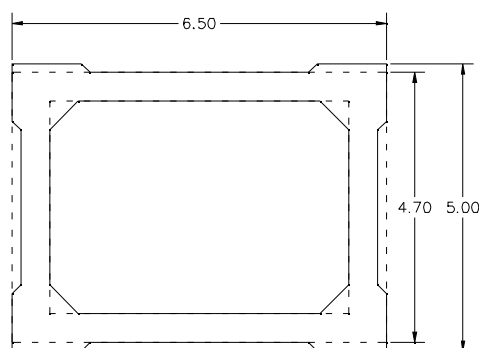


Fig. 5.51 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares P1 a P5 e P9 a P17.

As envolventes trilineares de carregamento monotónico que resultam das considerações inerentes ao modelo de fibras, tendo por base os parâmetros que se apresentam neste ponto, são caracterizadas pelos elementos que se expõem no quadro 5.26, após o ajuste realizado às curvas teóricas, segundo as normas do regulamento expostas em 4.2.4, procedimento que se ilustra nas figuras 5.52 e 5.53.

Quadro 4.26 – Parâmetros de definição da lei trilinear.

Pilar	K_0	K_1	K_2	ρ_c	ρ_y
P1 e P3	$3,6207 \cdot 10^8$	$2,1300 \cdot 10^7$	$3,0654 \cdot 10^4$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$5,1719 \cdot 10^{-4}$
P2	$1,1962 \cdot 10^9$	$2,0019 \cdot 10^8$	$8,9123 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$5,8047 \cdot 10^{-4}$

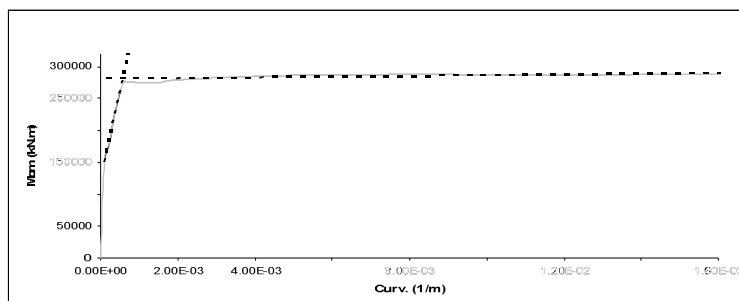


Fig. 5.52 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P1 e P3.

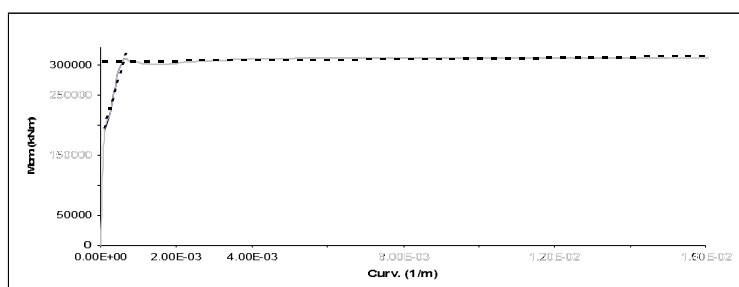


Fig. 5.53 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P2.

5.5.4. ANÁLISE SÍSMICA

Tendo em conta a modelação descrita em 3.5.2, a ponte será dividida em 10 elementos, dos quais 6 correspondem aos pilares e bielas de ligação respectivas, sendo os restantes equivalentes aos tramos do tabuleiro. O comportamento plástico concentra-se numa extensão igual a metade da altura da secção transversal dos pilares, ou seja, 3,25 m.

Os parâmetros alusivos ao método de Newmark são os mesmos que foram adoptados para os casos estudados em 5.3 e 5.4.

Quadro 4.27 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura.

Nº de nós	11
Nº de elementos	10
Nº de nós fixos	5

Quadro 4.28 – Características dos materiais.

Material	E (GPa)	h (m)	b (m)	γ (ton/m ³)
Pilares	34,0	6,822	1,079	2,548
Bielas	34,0	0,001	1000	0,001
Tabuleiro	34,0	11,898	1,151	2,845

Em relação aos pilares e bielas, as secções equivalentes são definidas com base no mesmo procedimento que se apresenta em 5.3.4 e 5.4.4. No que respeita ao tabuleiro, tal como se efectuou em 5.4.4, pretendeu-se que as características do material assim definido sejam equivalentes a uma secção com inércia média ao longo da extensão de 70 m, na qual a altura varia entre 3,0 m e 7,40 m. O facto de se adoptar a mesma secção média para os tramos de 70 m e 120 m prende-se com o facto de a última ser aproximadamente o resultado da conjugação de dois tramos de 70 m, a menos da extensão em que se mantém uma altura de 3,0 m, que neste caso é naturalmente menor, dando-se a variação da altura numa extensão comum a ambos os casos, igual a 55 m.

5.5.4.1. Amortecimento da estrutura.

O amortecimento da estrutura é idealizado com base nos pressupostos apresentados em 3.6, apresentando-se os parâmetros em causa no quadro 5.29.

Quadro 5.29 – Parâmetros de amortecimento.

f_1 (Hz)	0,60273
f_2 (Hz)	1,19710
α	0,25188
β	0,00884

5.5.4.2. Acção sísmica.

Mantendo-se o que é prescrito em 5.3.4.2, consideram-se três acelerogramas relativos a cada cenário de acção sísmica, para um solo tipo B, inserindo-se a estrutura na zona 5 ilustrada em 3.2.3.2, tanto para a acção próxima como para a acção afastada.

5.5.4.3. Comportamento estrutural.

Apresenta-se, neste ponto, os diagramas momento – curvatura relativos ao pilar P1 e P3 (figuras 5.54 e 5.56), uma vez que são os que registam os maiores valores de curvatura, que porém não atingem o limite de cedência, para as acções afastada e próxima, respectivamente. A estes se associam as relações força – deslocamento, sendo o pilar P2 o que apresenta valores de deslocamento mais significativos em ambas as situações (figuras 5.55 e 5.57).

Os resultados acima citados dizem respeito ao acelerograma 1, dado ser o que provoca na estrutura o comportamento mais desfavorável em ambos os cenários de acção sísmica.

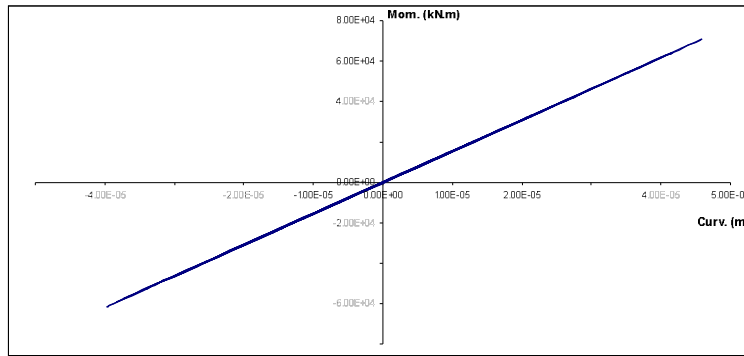


Fig. 5.54 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 3 (acção próxima).

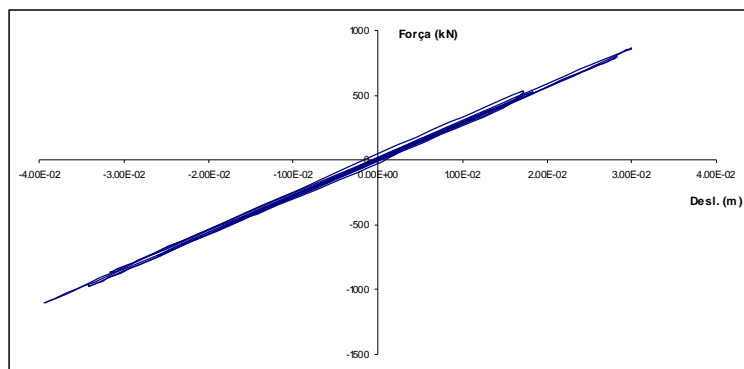


Fig. 5.55 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 2 (acção próxima).

Dada a diferença significativa de alturas entre o pilar P2 e os restantes, sendo este o mais alto, com uma altura de 62 m, embora não seja o mais desfavorável em termos de curvatura máxima atingida, é aquele que atinge maiores valores de deslocamento transversal. A uma curvatura máxima de $3,84 \cdot 10^{-5}$ /m, neste caso, corresponde um deslocamento máximo de aproximadamente 4 cm, sendo a curvatura máxima atingida no pilar P3, igual a $4,59 \cdot 10^{-5}$ /m, numa situação de acção sísmica próxima.

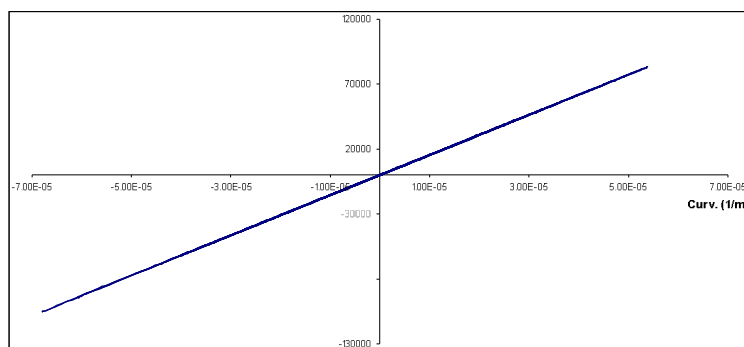


Fig. 5.56 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 1 (acção afastada).

O mesmo raciocínio se aplica à situação de acção afastada, registando-se o deslocamento máximo na extremidade do pilar 2, com um valor de aproximadamente 6 cm, para uma curvatura máxima de

$5,68 \cdot 10^{-5}/m$, sendo na rótula plástica referente ao pilar 1 que se verifica o valor mais elevado de curvatura ($6,80 \cdot 10^{-5}/m$).

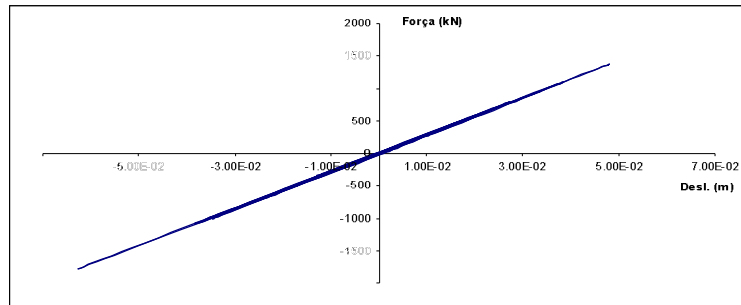


Fig. 5.57 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade do pilar 2 (acção afastada).

o Análise da resposta sísmica – deslocamento transversal

É possível verificar que as frequências dos dois primeiros modos de vibração se aproximam dos valores correspondentes à primeira frequência do caso apresentado em 5.3 e à segunda frequência do caso exposto em 5.4, respectivamente. No entanto, os valores de deslocamentos registados aproximam-se mais dos valores registados no primeiro caso estudado, o que pode permitir concluir que o modo que mais contribui para a resposta é o primeiro, tal como admitido até aqui, em 5.3.4.3.

Os diagramas deslocamento – tempo relativos aos três acelerogramas representam-se nas figuras 5.58 e 5.59, sendo a partir destes avaliados os valores máximos da resposta.

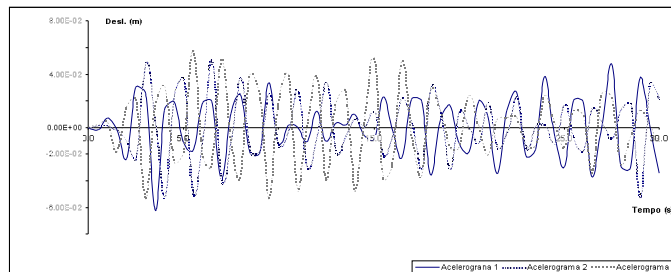


Fig. 5.58 – Evolução temporal do deslocamento do pilar 2 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção afastada)

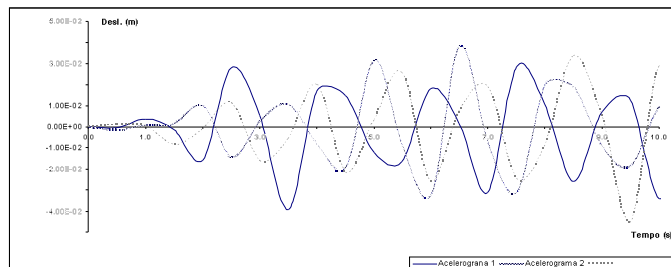


Fig. 5.59 – Evolução temporal do deslocamento do pilar 2 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (acção próxima)

Resultam assim valores máximos de 4,53 cm e 6,25 cm para a acção próxima e afastada, respectivamente, aproximando-se, pela mesma ordem, dos valores de 3,92 cm e 6,25 cm que respeitam aos deslocamentos máximos registados na resposta ao acelerograma considerado na análise da relação força – deslocamento, ou seja, o acelerograma 1. Os drifts associados aos valores máximos são 0,08% e 0,10%.

5.6. PONTE SOBRE A RIBEIRA DE ALCARRACHE

Esta ponte enquadra-se no restabelecimento da rede viária submersa pela Barragem do Alqueva, vencendo a Ribeira de Alcarrache a uma altura máxima de 45 m. As duas superestruturas adjacentes são constituídas por duas vigas longitudinais de altura uniforme, ligadas pela laje que constitui o tabuleiro. Os pilares são executados com uma secção rectangular oca de dimensões constantes ao longo do fuste e comuns a todos eles.

5.6.1. GEOMETRIA

A obra em causa engloba nove pilares com alturas entre os 12 m e os 44 m, materializados por uma secção transversal oca com espessura das paredes de 0,40 m, largura de 2,10 m e comprimento de 4,0 m, tal como se apresenta na figura 5.60.

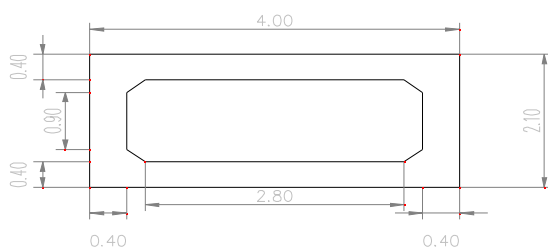


Fig. 5.60 – Secção transversal dos pilares.

Desta forma, o tabuleiro divide-se em dez tramos, sendo os dois extremos de comprimento igual a 38 m e os restantes de extensão igual a 44 m. A figura 5.61, referente ao alçado lateral da ponte, demonstra a configuração referida, ilustrando ainda a variação de altura dos pilares, altura essa que se apresenta no quadro subsequente (quadro 5.30).

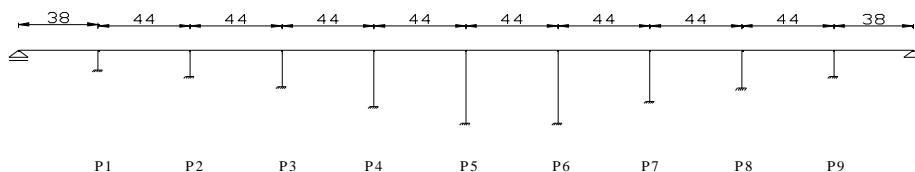


Fig. 5.61 – Esquema estrutural da ponte (alçado).

Quadro 5.30 – Altura dos pilares.

Pilar	Altura (m)	Pilar	Altura (m)
1	12,1	6	44,5
2	16,3	7	31,8
3	22,5	8	24,0
4	34,8	9	16,5
5	44,7		

A secção do tabuleiro é constante ao longo da totalidade da sua extensão, a qual se representa na figura 5.62.

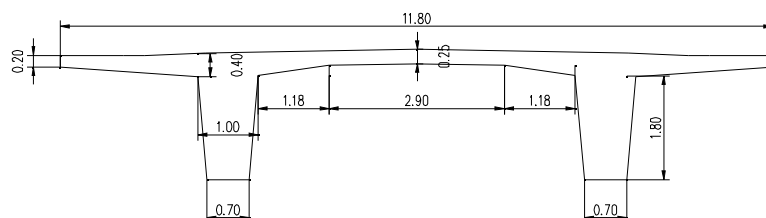


Fig. 5.62 – Corte transversal do tabuleiro.

5.6.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES

A armadura longitudinal divide-se em três grupos com características semelhantes, os quais englobam os pilares P1 e P9, os pilares P7 e P8 e os pilares P2 a P6, como se apresenta no quadro 5.31.

Quadro 5.31 – Armadura dos pilares.

Pilares	Φ16	Φ20	Φ25	Φ32	A_{total}	% Arm.
1 e 9	208	0	0	0	818 cm ²	0,97%
7 e 8	0	0	86	122	1403 cm ²	3,25%
2 a 6	0	0	208	0	1021 cm ²	2,36%

Em relação à armadura transversal, considera-se estribos Φ6//0.15 e estribos Φ8//0.125 para os pilares P1 e P9 e estribos Φ8//0.125 para os pilares P7 e P8. A ligação resultante de armadura é a que se apresenta nas figuras 5.63, 5.63 e 5.65.

Quadro 5.33 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.

Pilar	w_w	α	A_{st}^* (cm ²)	s_t (m)	N (kN)	v	Nº camadas (x)	Nº camadas (y)	Curv. Max.	Nº Pontos
1 e 9	0,06488	0,440	3,87	0,15	7540	0,085	106	93	0,05	500
7 e 8	0,10363	0,464	5,44	0,125	8090	0,091	106	93	0,06	500
2 a 6	0,10363	0,464	5,44	0,125	8090	0,091	106	93	0,05	500

Deve ser referido que, em relação ao espaçamento da armadura transversal, no que respeita aos pilares P2 a P8, se considerou o espaçamento menor, efectuando uma proporção de volume de aço e de betão confinado correspondentes à porção de armadura com espaçamento de 0,25 m, de modo a obter as referidas grandezas para o espaçamento em causa. Desta configuração resultam as características que se apresentam nos quadros 5.34 e 5.35, relativas à resistência do betão confinado e não confinado.

Quadro 5.34 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P1 e P9.

	Betão não confinado		Betão confinado	
	Parábola	Ramo decrecente	Parábola	Ramo decrecente
σ_1	0,00	37,0	0,00	39,10
σ_2	37,00	0,0	39,10	7,82
ϵ_1	0,000	0,002	0,000	0,0021
ϵ_2	0,002	0,0043	0,0021	0,0207
Z	436,50		43,07	
K	1,0000		1,0568	

Quadro 5.35 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P2 a P8.

	Betão não confinado		Betão confinado	
	Parábola	Ramo decrecente	Parábola	Ramo decrecente
σ_1	0,00	37,0	0,00	40,54
σ_2	37,00	0,0	40,54	8,11
ϵ_1	0,000	0,002	0,000	0,0022
ϵ_2	0,002	0,0043	0,0022	0,0349
Z	436,50		24,43	
K	1,0000		1,0957	

5.6.3.1. Modelo de fibras

A secção equivalente adoptada para os pilares conduz a valores de área e inércia segundo a maior dimensão de $4,24 \text{ m}^2$ e $7,65 \text{ m}^4$, respectivamente. A estes se associam, pela mesma ordem, em relação aos valores efectivos, erros de 1,9% e 2,5%, ilustrando-se na figura 5.66 as diferenças entre as secções real e adoptada.

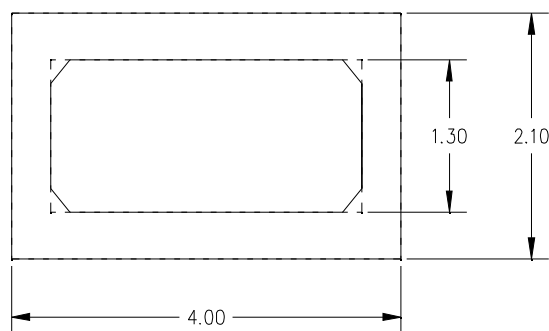


Fig. 5.66 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares.

A partir das envolventes momento–curvatura ajustam-se três troços rectos que caracterizam a envolvente trilinear monotónica dos três grupos de pilares em causa, as quais se apresentam nas figuras 5.67, 5.68 e 5.69.

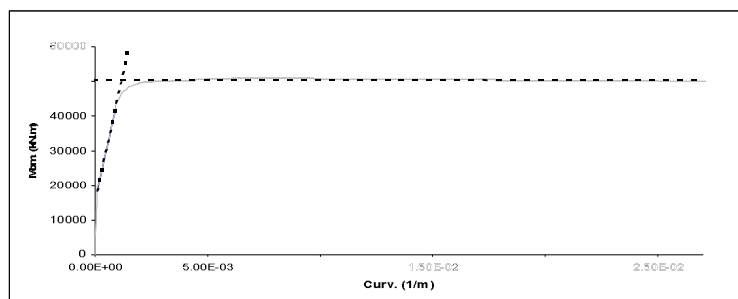


Fig. 5.67 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P1 e P9.

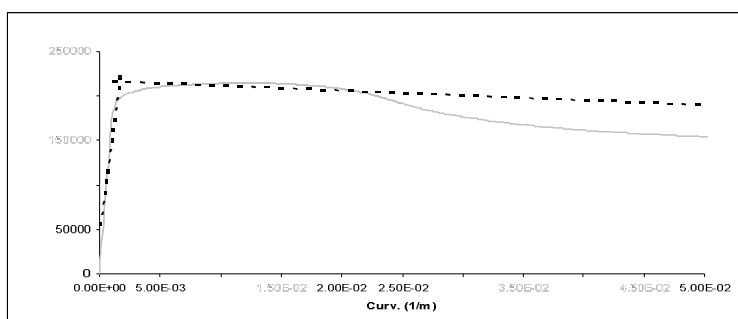


Fig. 5.68 – Diagrama Momento – Curvatura do pilares P7 e P8.

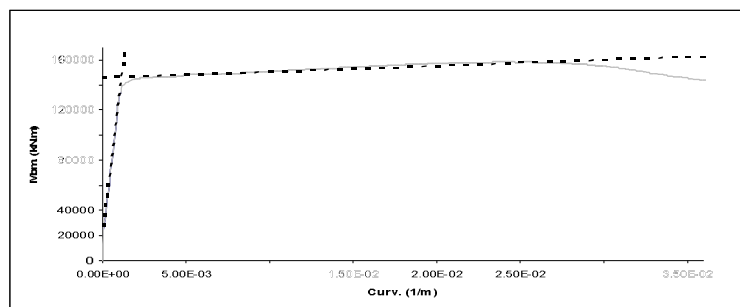


Fig. 5.69 – Diagrama Momento – Curvatura do pilares P2 a P6.

Quadro 5.36 – Parâmetros de definição da lei trilinear.

Pilar	K_0	K_1	K_2	ρ_c	ρ_y
P1 e P9	$1,8335 \cdot 10^8$	$3,0023 \cdot 10^7$	$-1,2798 \cdot 10^4$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$1,1755 \cdot 10^{-3}$
P7 e P8	$2,6375 \cdot 10^8$	$1,1396 \cdot 10^8$	$-5,6022 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$1,7432 \cdot 10^{-3}$
P2 a P6	$2,5151 \cdot 10^8$	$1,0023 \cdot 10^8$	$4,7489 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$1,3214 \cdot 10^{-3}$

5.6.4. ANÁLISE SÍSMICA

A modelação da ponte será baseada na divisão que se apresenta no quadro 5.37, sendo os parâmetros que reproduzem as características lineares e elásticas dos elementos os que expõem no quadro 5.38.

Quadro 5.37 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura.

Nº de nós	29
Nº de elementos	28
Nº de nós fixos	11
Nº de materiais	3

Quadro 5.38 – Características dos materiais.

Material	E (GPa)	h (m)	b (m)	γ (ton/m ³)
Pilares	33,0	4,666	0,956	2,548
Bielas	33,0	0,001	1000	0,001
Tabuleiro	33,0	11,180	0,591	2,843

Em relação ao comprimento de rótula plástica, é adoptado, à semelhança dos casos anteriores, um valor de l_p igual a metade da maior dimensão ($l_p=2,0$ m).

5.6.4.1. Amortecimento da estrutura.

As características de amortecimento da estrutura são concebidas através dos parâmetros α e β . Estes são assim determinados através da expressão (2.20.) de 3.6, considerando coeficientes de amortecimento iguais a 5% em ambos os modos de vibração.

Quadro 5.39 – Parâmetros de amortecimento.

f_1 (Hz)	0,71211
f_2 (Hz)	1,22427
α	0,28288
β	0,00822

5.6.4.2. Acção sísmica.

São considerados três registos distintos de acelerações, gerados artificialmente, correspondentes à zona 4 do zonamento sísmico proposto em 4.2.1.1, para o cenário de acção próxima e afastada (figuras 5.70 e 5.71). À semelhança dos casos analisados até este ponto, considerou-se um solo do tipo B, partindo do que se especifica no quadro 3.1 ilustrado em 4.2.1.2.

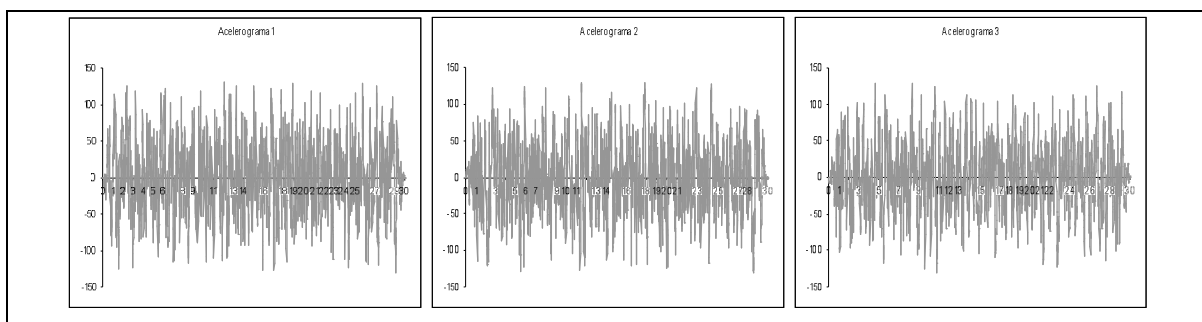


Fig. 5.70 – Acelerogramas relativos à acção afastada.

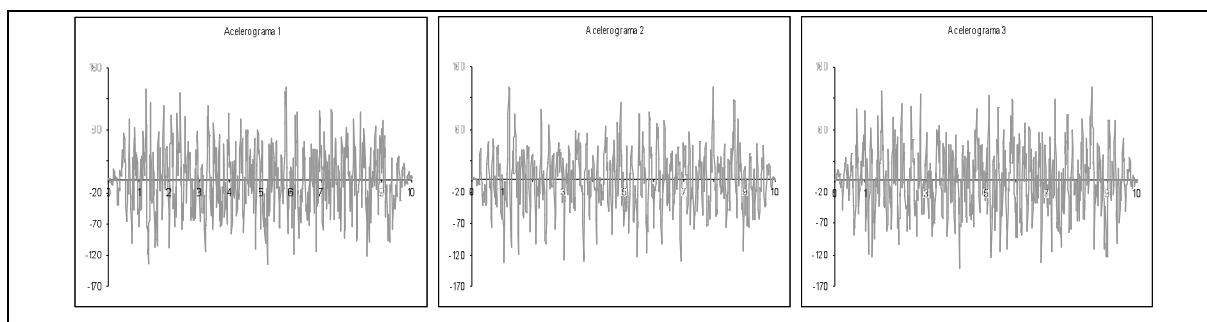


Fig. 5.71 – Acelerogramas relativos à acção próxima.

5.6.4.3. Comportamento estrutural.

No caso desta obra, os pilares P7 e P9 são aqueles nos quais se verificam valores superiores de curvatura máxima, nos cenários de acção próxima e afastada, respectivamente. No entanto, seguindo a tendência evidenciada nos casos estudados até este ponto, é nos pilares mais altos que se verifica os maiores deslocamentos, tratando-se, neste caso, do pilar 5.

Os resultados apresentados neste ponto são referentes à análise da estrutura, com base numa solicitação que se caracteriza pelo primeiro registo de acelerações, sendo apresentados os diagramas momento-curvatura dos pilares mais solicitados em cada situação (figuras 5.72 e 5.73)

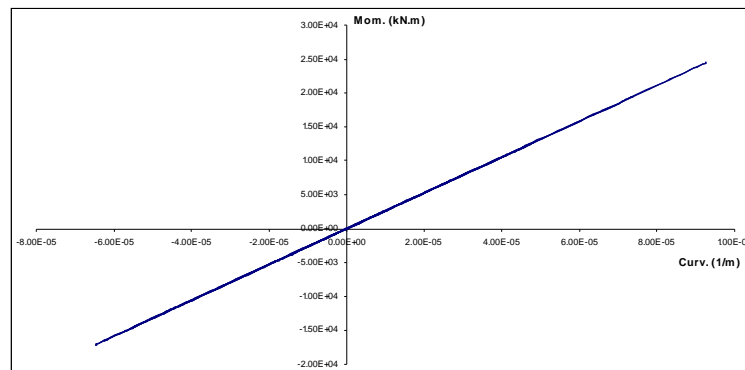


Fig. 5.72 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 7 (acção próxima).

O pilar mais solicitado em termos de curvatura é o pilar P7, com um valor inferior à curvatura de fendilhação e igual a $9,27 \cdot 10^{-5}$ /m. Dada a altura do pilar P5, este é o que apresenta maior valor de deslocamento transversal (aproximadamente 3 cm), mesmo sendo o pilar com o valor mais reduzido de força actuante. Este facto permite admitir que, para além da zona em que se encontra o pilar, tendo em conta a deformada da estrutura, a qual se relaciona com a rigidez do tabuleiro, a altura do pilar desempenha um papel mais condicionante do que a força que se lhe associa, no que ao deslocamento no topo diz respeito.

No que diz respeito à acção afastada, como se verifica na figura 5.73, é ultrapassada a deformação limite de fendilhação, contudo, a ductilidade exigida resultante exhibe um valor de 0,21, ficando ainda muito aquém da curvatura de cedência.

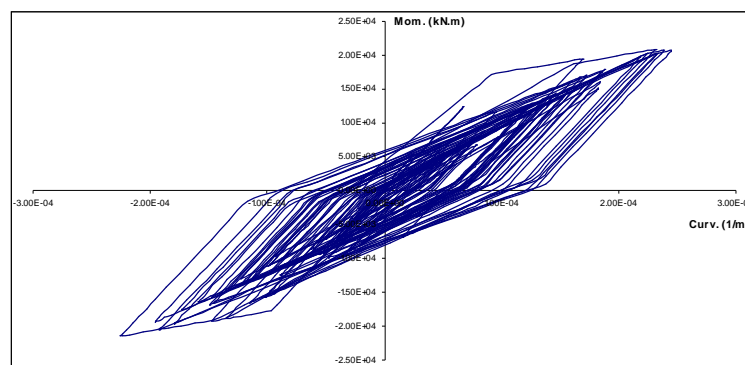


Fig. 5.73 – Diagrama Momento – Curvatura referente ao pilar 9 (acção afastada).

Além disso, como se demonstra na figura 5.74, os deslocamentos registados nos pilares P2 e P3, que apresentam alturas de 16,3 e 22,5 m, respectivamente, são substancialmente diferentes, embora as forças mobilizadas sejam muito semelhantes, evidenciando a influência da rigidez na deformação da estrutura.

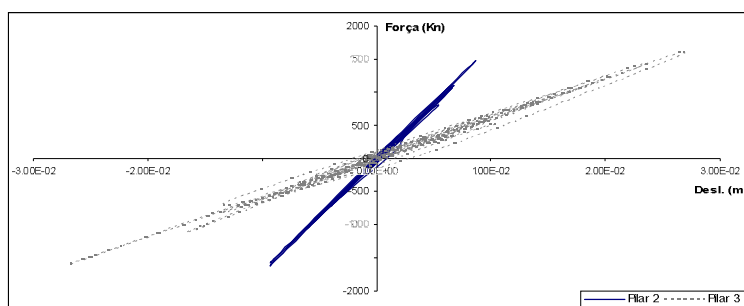


Fig. 5.74 – Diagrama Força – Deslocamento referente à extremidade dos pilares 2 e 3 (acção afastada).

o Análise da resposta sísmica – deslocamento transversal

Os resultados obtidos até este ponto evidenciam uma prevalência dos resultados mais desfavoráveis para a acção afastada. Sendo esta uma ponte localizada numa zona sísmica diferente das anteriores, parece apropriado efectuar um raciocínio análogo ao desenvolvido em 5.3.4.3.

Uma vez que as frequências dos dois primeiros modos de vibração continuam a apresentar valores próximos de 1,0 Hz, o comportamento associado aos espectros de resposta do EC8 conduz a valores de deslocamento superior no caso da acção afastada, tal como se verifica através das figuras 5.75 e 5.76.

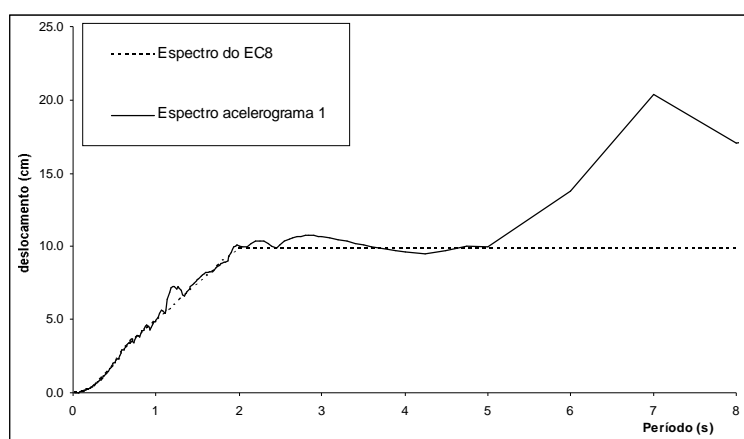


Fig. 5.75 – Espectro EC8 para acção afastada – acelerograma 1.

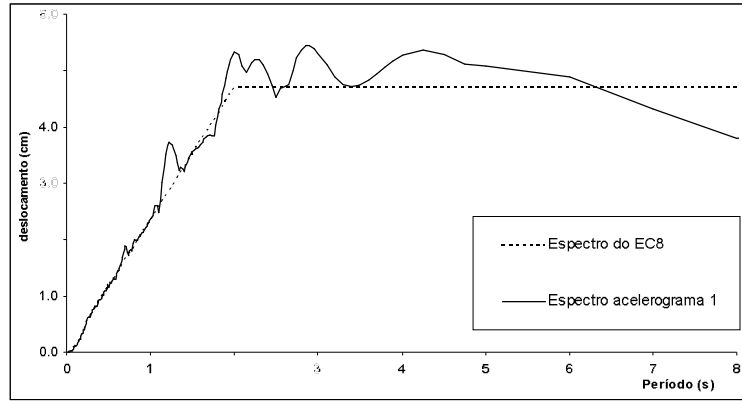


Fig. 5.76 – Espectro EC8 para ação próxima – acelerograma 1.

Considerando, como aproximação, o comportamento dinâmico comandado simplesmente pela frequência do primeiro modo de vibração, à qual se associa um período de aproximadamente 1,4 s, é possível extrair os valores de 3 cm e 7,0 cm para as ações próxima e afastada, sendo estes bastante próximos dos que se obtiveram através da análise dinâmica. Para este facto, à semelhança dos casos anteriores, em muito contribui a resposta em regime linear que se verifica, razão pela qual se regista esta proximidade de valores.

Na linha do que vem sendo efectuado, nas figuras 5.77 e 5.78 apresentam-se os registos temporais de deslocamentos do pilar 5, de modo a avaliar os valores das ordenadas segundo as especificações do regulamento.

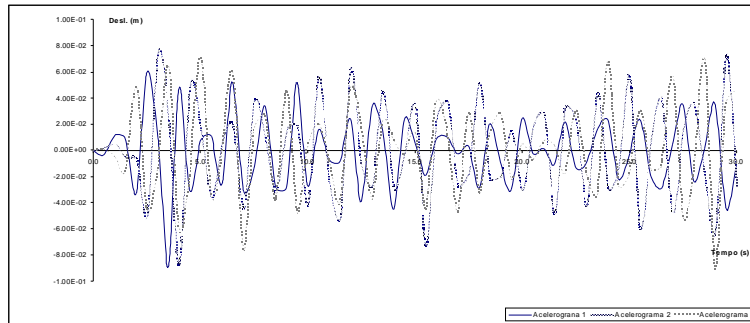


Fig. 5.77 – Envolvente Deslocamento – Tempo do pilar 5 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (ação afastada)

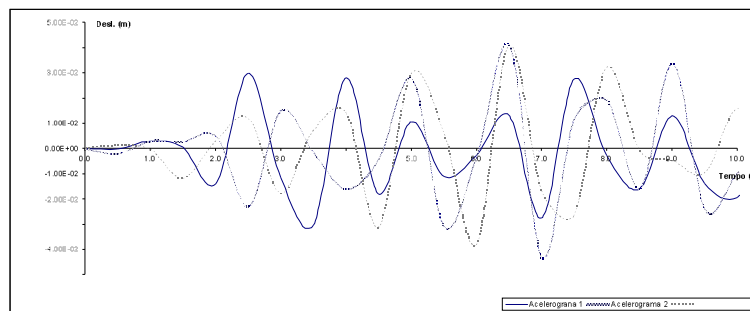


Fig. 5.78 – Envolvente Deslocamento – Tempo do pilar 5 relativo aos acelerogramas 1, 2 e 3 (ação próxima)

Os valores de 4,32 cm e 9,07 cm são os maiores dos valores máximos da resposta aos três acelerogramas, para a acção próxima e afastada, respectivamente. Estes aproximam-se ainda dos valores adiantados relativamente ao acelerograma 1, revelando a reduzida amplitude de resultados que se esperaria, tendo em conta o facto de as solicitações em questão terem sido geradas para o mesmo valor de pico de aceleração.

5.7. PONTE SOBRE A RIBEIRA DA LAJE E RIO GRANDE DA PIPA

A obra em questão enquadra-se na auto-estrada Bucelas – Carregado, mais concretamente no sublanço Bucelas – Arruda dos Vinhos, vencendo o vale da Ribeira da Laje e Rio Grande da Pipa a uma altura máxima de 50 m. O viaduto 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.

Os quinze pilares correspondentes à superestrutura de maior extensão possuem uma secção oca constante ao longo do fuste, atingindo uma altura máxima de 50 m.

5.7.1. GEOMETRIA

Os 15 pilares que compõem a estrutura em causa possuem alturas que variam entre os 5 m e os 50 m, sendo comum a todos a mesma secção transversal, constante ao longo do fuste. Trata-se de uma secção rectangular oca de comprimento igual a 6,50 m, largura igual a 4,00 m e espessura das paredes de 0,35 m. Além disso, tal como se verifica na figura 5.79, esta espessura é reforçada nos cantos, conferindo à secção maior rigidez, sem que registre um aumento significativo da área referente a esta.

O tabuleiro divide-se assim em 16 tramos de diferentes comprimentos, tal como demonstra a figura 5.80, em que se apresenta o alçado lateral do viaduto e concepção de funcionamento estrutural. A altura dos pilares varia ao longo do desenvolvimento do tabuleiro, sendo os respectivos valores apresentados no quadro 5.40.

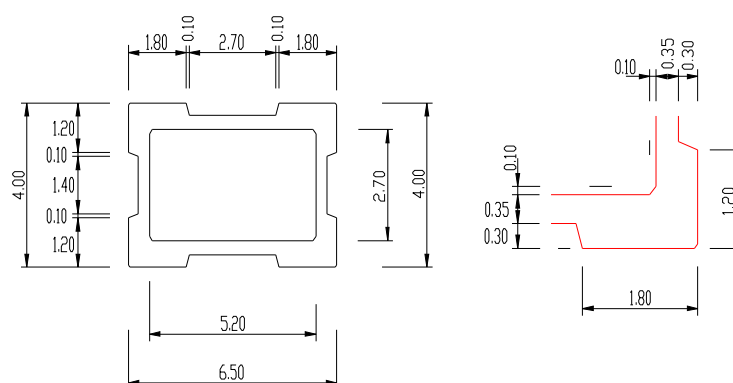


Fig. 5.79 – Secção transversal dos pilares.

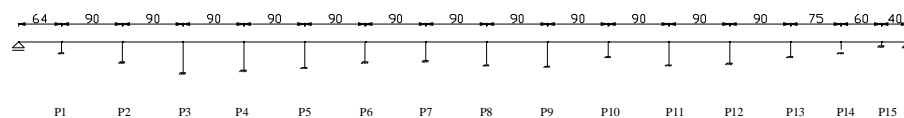


Fig. 5.80 – Esquema estrutural da ponte (alçado).

Quadro 5.40 – Altura dos pilares.

Pilar	Altura (m)	Pilar	Altura (m)	Pilar	Altura (m)
1	15,5	6	31,4	11	34,1
2	31,3	7	28,3	12	32,5
3	47,7	8	34,9	13	22,7
4	42,8	9	37,4	14	12,6
5	38,8	10	22,0	15	5,5

O tabuleiro é realizado em viga caixão com altura variável, apresentando valores entre os 3,0 m e os 6,20 m. A secção de maior inércia diz respeito aos apoios sobre os pilares P1 a P13, registando-se uma altura de 3,0 m nas secções de meio vão entre pilares, tal como se apresenta nas figuras 5.81 e 5.82. Deve ainda ser referida a altura referente à secção correspondente aos apoios sobre os pilares P14 e P15, a qual regista uma altura de 4,40 m, que se ilustra na figura 5.83.

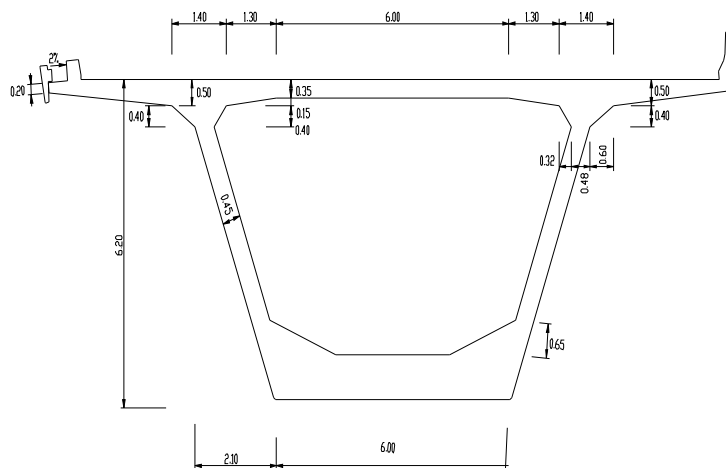


Fig. 5.81 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P1 a P13.

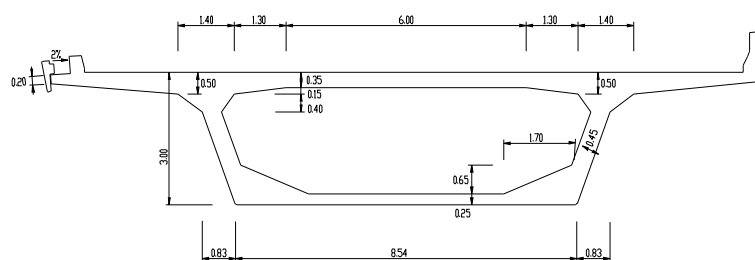


Fig. 5.82 – Corte transversal do tabuleiro na zona dos encontros e meio vão entre pilares.

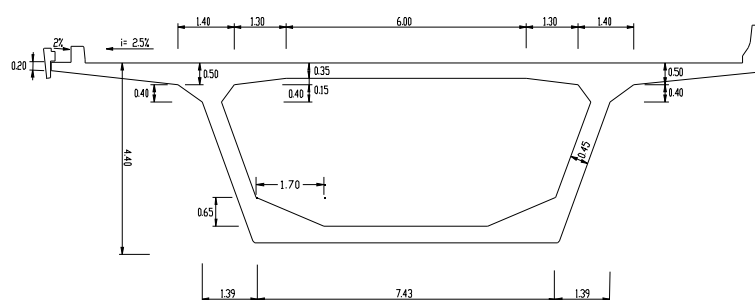


Fig. 5.83 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P14 e P15.

5.7.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES

No que diz respeito à configuração de armadura, existem diferenças entre as secções da base e topo dos pilares P6 e P7, razão pela qual se optou por considerar dois materiais não lineares distintos nessas zonas. Ainda assim, uma vez que o estudo posteriormente elaborado tem em conta simplesmente o comportamento de rótula plástica das secções de encastramento, apresentar-se-ão somente as considerações relativas a estas.

A armadura longitudinal divide-se em dois grupos de pilares com características semelhantes, que se apresentam no quadro 5.41.

A armadura transversal é comum a todos os pilares, sendo materializada por estribos $\Phi 8//0.10$ e $\Phi 16//0.10$, com a configuração final de armadura que se ilustra nas figuras 5.84 e 5.85.

Quadro 5.41 – Armadura dos pilares.

Pilares	$\Phi 16$	$\Phi 20$	$\Phi 25$	$\Phi 32$	A_{total}	% Arm.
6 e 7	80	56	68	112	1571 cm ²	1,67%
1 a 5 e 8 a 15	80	56	0	112	1238 cm ²	1,32%

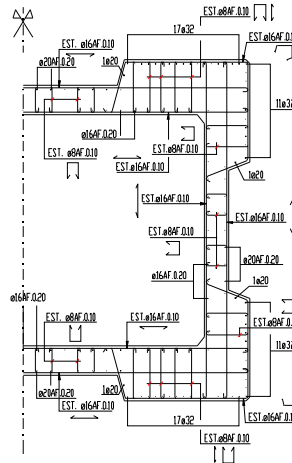


Fig. 5.84 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1 e P9.

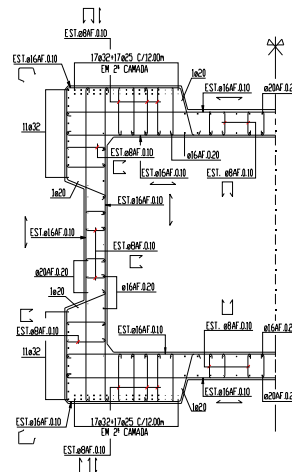


Fig. 5.85 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P7 e P8.

5.7.3. CARACTERÍSTICAS MATERIAIS

Segundo o modelo apresentado em 3.4.1.2, apresenta-se nos quadros 5.42 e 5.43 os parâmetros necessários à caracterização da resistência das secções.

Quadro 5.42 – Características do aço e betão não confinado.

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

Quadro 5.43 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.

Pilar	w_w	α	A_{st}^* (cm ²)	s_t (m)	N (kN)	ν	Nº camadas (x)	Nº camadas (y)	Curv. Max.	Nº Pontos
1	0,28437	0,647	12,10	0,10	28500	0,127	88	91	0,05	500
2 a 12	0,28437	0,647	12,10	0,10	33700	0,150	88	91	0,05	500
13	0,28437	0,647	12,10	0,10	30100	0,134	88	91	0,05	500
14	0,28437	0,647	12,10	0,10	23100	0,103	88	91	0,05	500
15	0,28437	0,647	12,10	0,10	16500	0,073	88	91	0,05	500

Em relação ao efeito de confinamento conferido pela armadura transversal, apresenta-se no quadro 5.44 as características do betão confinado e não confinado.

Quadro 5.44 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares.

	Betão não confinado		Betão confinado	
	Parábola	Ramo decrecente	Parábola	Ramo decrecente
σ_1	0,00	43,0	0,00	49,00
σ_2	43,00	0,0	49,00	9,80
ε_1	0,000	0,002	0,000	0,0023
ε_2	0,002	0,0039	0,0023	0,0792
Z	523,50		10,40	
K	1,0000		1,1395	
ROV	-		1,0964	

5.7.3.1. Modelo de fibras

A secção equivalente adoptada para os pilares conduz a valores de área igual a 9,10 m² e inércia segundo a maior dimensão de 50,73 m⁴. Em relação aos valores efectivamente considerados, tendo em conta a simplificação ilustrada na figura 5.86, associam-se, pela mesma ordem, erros de 3,2% e 1,0%.

Partindo destes valores e das considerações efectuadas em 5.3.3.1, é possível determinar as envolventes momento – curvatura relativas a um carregamento monotónico, resultando os diagramas que se apresentam nas figuras 5.87 a 5.92, relativas aos diferentes pilares.

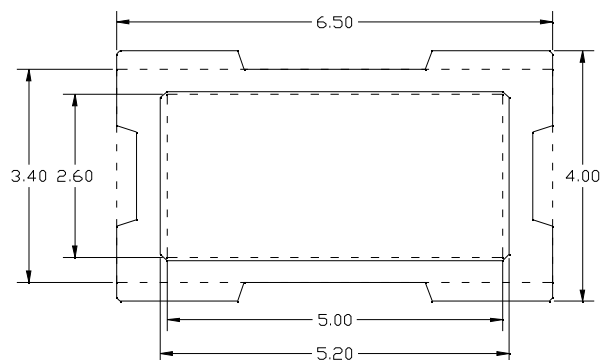


Fig. 5.86 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares.

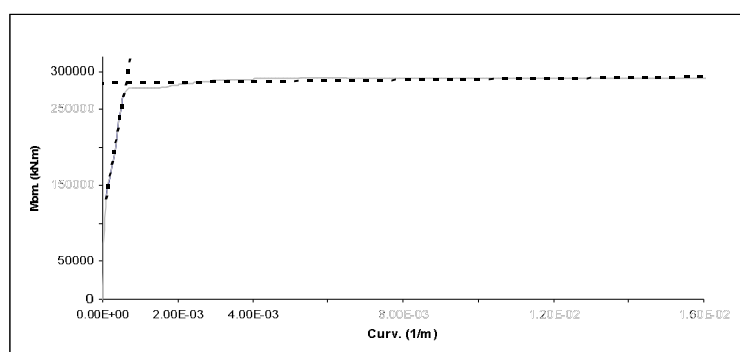


Fig. 5.87 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P1.

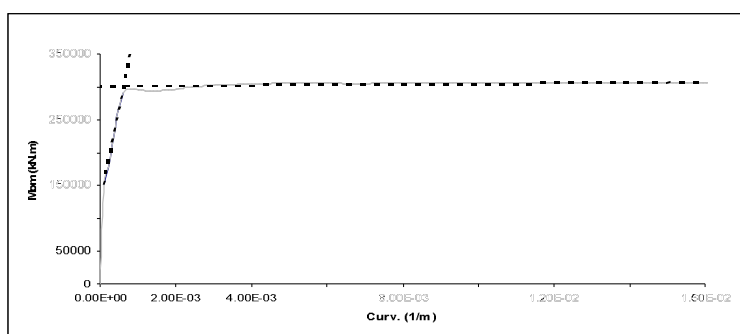


Fig. 5.88 – Diagrama Momento – Curvatura do pilares P2 a P5 e P8 a P12.

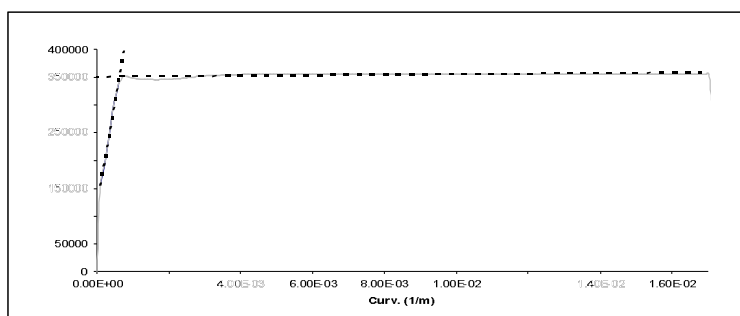


Fig. 5.89 – Diagrama Momento – Curvatura do pilares P6 e P7.

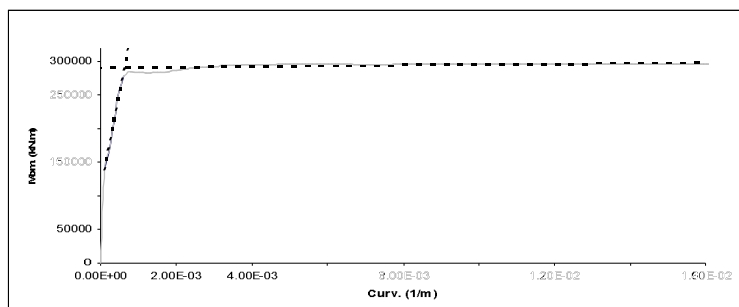


Fig. 5.90 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P13.

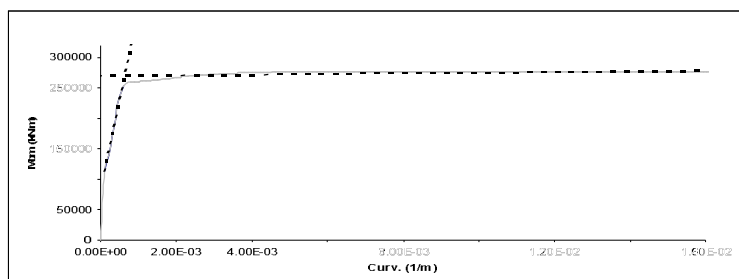


Fig. 5.91 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P14.

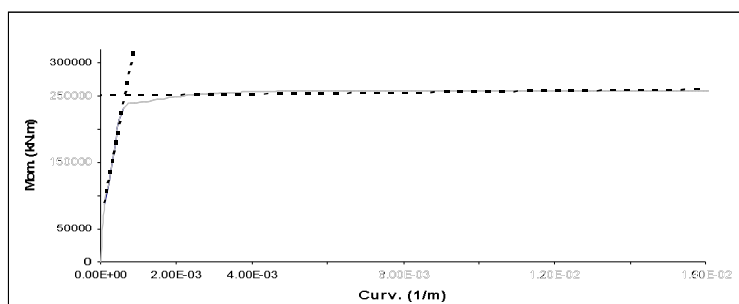


Fig. 5.92 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P15.

Quadro 4.45 – Parâmetros de definição da lei trilinear.

Pilar	K_0	K_1	K_2	ρ_c	ρ_y
P1	$1,3242 \cdot 10^9$	$3,0394 \cdot 10^8$	$4,8999 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$6,0502 \cdot 10^{-4}$
P2 a P5 e P8 a P12	$1,5146 \cdot 10^9$	$3,0253 \cdot 10^9$	$4,3001 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$5,9424 \cdot 10^{-4}$
P6 e P7	$1,5590 \cdot 10^9$	$4,0574 \cdot 10^8$	$4,5001 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$5,8133 \cdot 10^{-4}$
P13	$1,3835 \cdot 10^9$	$3,0216 \cdot 10^8$	$4,7333 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$6,0376 \cdot 10^{-4}$
P14	$1,1228 \cdot 10^8$	$3,0225 \cdot 10^8$	$5,3833 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$6,2277 \cdot 10^{-4}$
P15	$8,7865 \cdot 10^8$	$3,0301 \cdot 10^8$	$5,7883 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$6,3937 \cdot 10^{-4}$

5.7.4. ANÁLISE SÍSMICA

A estrutura será idealizada com o recurso ao número de elementos apresentado no quadro 5.46, determinando-se um comportamento linear e elástico de todos os elementos (com as características que se apresenta no quadro 5.47), à excepção da extensão em que se definem as rótulas plástica, nas quais, num comprimento igual a 3,25 m (0,5h) situado nas extremidades dos pilares, se concentram as deformações em regime não linear.

Quadro 5.46 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura.

Nº de nós	47
Nº de elementos	46
Nº de nós fixos	17
Nº de materiais	4

Quadro 5.47 – Características dos materiais.

Material	E (GPa)	h (m)	b (m)	γ (ton/m ³)
Pilares	34,0	8,008	1,169	2,548
Bielas	34,0	0,001	1000	0,001
Tabuleiro 1	34,0	14,908	0,953	2,803
Tabuleiro 2	34,0	15,436	0,833	2,830

5.7.4.1. Amortecimento da estrutura.

Os parâmetros relativos à idealização do amortecimento da estrutura são determinados através da expressão (3.20.) de 3.6, considerando coeficientes de amortecimento iguais a 5% em ambos os modos de vibração. Das frequências dos referidos modos resultam os parâmetros de amortecimento apresentados no quadro 5.48.

Quadro 5.48 – Parâmetros de amortecimento.

f_1 (Hz)	0,69858
f_2 (Hz)	0,93703
α	0,25147
β	0,00973

5.7.4.2. Acção sísmica.

Os acelerogramas artificiais correspondentes à zona sísmica em que se insere a obra em questão são referentes à zona 3, respeitante a ambos os cenários de acção sísmica. Assim., são considerados os registos temporais de aceleração ilustrados nas figuras 5.93 e 5.94, para um solo tipo B.

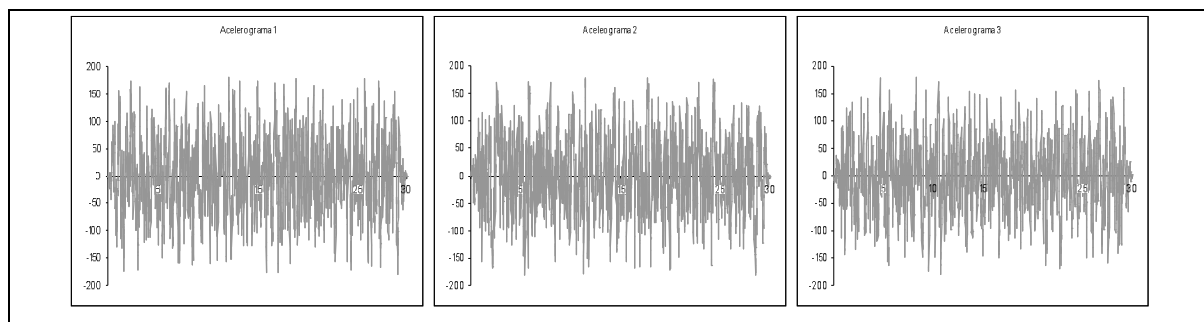


Fig. 5.93 – Acelerogramas relativos à acção afastada.

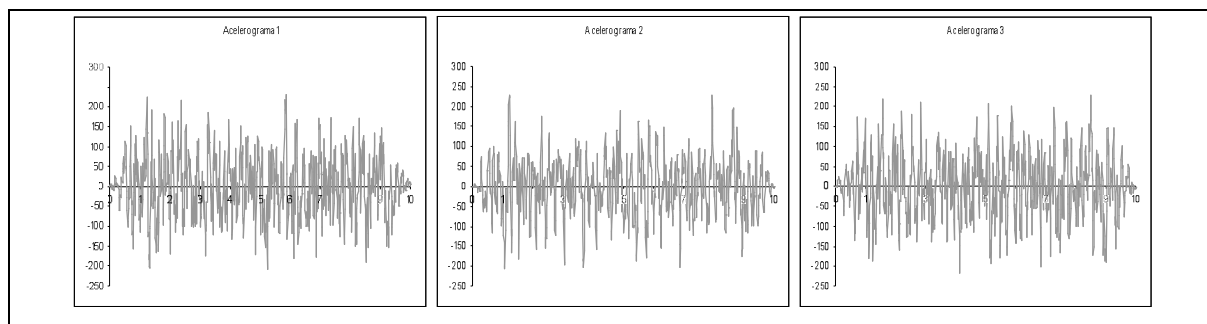


Fig. 5.94 – Acelerogramas relativos à acção próxima.

5.7.4.3. Comportamento estrutural.

O que se pode verificar neste caso, mais concretamente no pilar P4, é um comportamento estrutural muito próximo do regime plástico, referente ao acelerograma 2, o que, nas situações analisadas até este ponto, não é registado. Neste caso, tendo sido já amplamente discutida a relação entre a resposta à acção sísmica próxima e afastada, a qual se aplica a esta situação, dados os valores correspondentes às frequências dos dois primeiros modos de vibração, interessa analisar mais detalhadamente o comportamento dinâmico e não linear da estrutura, envolvendo as especificações e verificações do Eurocódigo 8 acerca dessa matéria.

Uma vez que, como se apresenta em 5.2.1, o comportamento não linear da estrutura é influenciado pelo valor de comprimento de rótula plástica considerado, começou por se aferir se o valor adoptado à partida seria o mais gravoso, o que de facto acontece, tal como se pode verificar na figura 5.95, em que se ilustra o diagrama momento – curvatura do pilar P4, num cenário de acção afastada. De facto, dada a elevada altura do pilar mais esforçado, o menor valor do comprimento da rótula plástica é o que resulta da consideração de metade da altura da secção transversal como tal. Desta forma, como adiantado em 3.5.2 e confirmado em 5.2.1, é este o valor que conduz a maiores valores de curvatura, mesmo não se atingindo o limite de cedência.

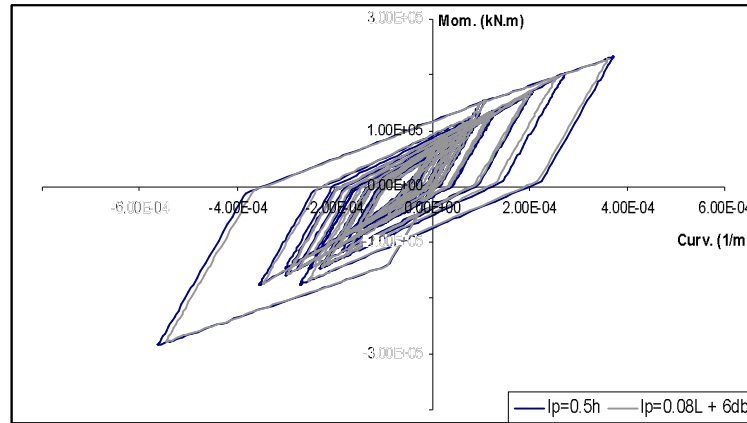


Fig. 5.95 – Diagrama momento – curvatura relativo ao pilar P4, para diferentes valores de I_p .

- Análise da resposta sísmica – verificações regulamentares.

Uma vez que se trata de um conjunto de verificações de segurança, parece razoável considerar apenas o comportamento mais desfavorável da estrutura, que acontece no cenário de acção afastada. Assim, tendo em conta os resultados assim obtidos, serão verificadas as disposições do Eurocódigo apresentadas em 4.2.3.3 e 4.2.4, relativas às secções 5.4.3.2.2 do EC8 – Parte 1 e 4.2.4.4 do EC8 – Parte 2, respectivamente.

No primeiro caso, trata-se de uma verificação relativa ao confinamento efectivo do núcleo de betão, de modo a precaver um mecanismo de rotura por falta de armadura transversal. Desta forma, o efeito conferido pela armadura transversal deve ser superior ao limite exposto na expressão (5.15) da referida secção do EC8, que aqui se reproduz.

$$\alpha \omega_{\alpha d} \geq 30 \cdot \mu_{\varphi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (5.5.)$$

Como não é ultrapassada a curvatura de cedência, não faz sentido determinar qual o limite inferior do valor de confinamento efectivo. No entanto, é de todo o interesse quantificar, para as restantes grandezas envolvidas, qual o valor máximo de μ_{φ} que respeita o limite imposto. Assim, para valores os valores que se apresentam no quadro 5.49, o valor limite referido é de 15,80.

Quadro 5.49 – Parâmetros envolvidos na expressão (4.5.)

$\alpha \omega_{wd}$	0,184	b_c	0,30
v_d	0,150	b_0	0,22
$\varepsilon_{sy,d}$	$2,378 \cdot 10^{-3}$		

O limite assim determinado significa que a curvatura máxima atingida teria que ser 15,8 vezes o valor da curvatura de cedência, que neste caso corresponde a $9,39 \cdot 10^{-3}/m$, para que se registasse um

comportamento deficiente do ponto de vista da capacidade de resistência do betão confinado. Este valor é ainda inferior à curvatura máxima disponível, correspondente ao valor em que se atinge a rotura, segundo o diagrama momento – curvatura referente a um carregamento monotónico, que neste caso é igual a $1,68 \cdot 10^{-2}/m$. Nestas condições, é possível concluir que, a registar-se um sismo com intensidade suficiente para esgotar as capacidades dúcteis das secções, a rotura passaria pela insuficiência de armadura transversal.

A segunda verificação diz respeito à capacidade de rotação das secções, o que, dado o regime linear em que se processa a resposta mais gravosa, está à partida assegurado.

5.8. PONTE SOBRE O RIO ARADE E VIADUTO DE ACESSO

Esta ponte serve a auto-estrada A2, no seu sublanço Almodôvar – S. Bartolomeu de Messines, sendo constituída por uma superestrutura contínua de cinco tramos, formada por dois tabuleiros em viga caixão de altura variável. O viaduto de acesso é formado por dois tabuleiros em viga contínua numa extensão de 380 m, que com a restante estrutura perfaz a totalidade de 777 m.

Trata-se de uma obra em betão armado e pré esforçado, cujos pilares assumem secções ocas constantes ao longo do fuste e aumentando de largura à medida que se aproximam do coroamento, atingindo uma altura máxima de aproximadamente 40 m.

5.8.1. GEOMETRIA

No que diz respeito aos pilares, as alturas variam entre os 8 m e os 40 m, com três tipos de secções transversais ocas que se agrupam nos pilares P1 a P4, P5, e P6 a P12, tal como demonstram as figuras 5.96, 5.97 e 5.98. Dada a configuração a estes inerente, o tabuleiro divide-se em 16 tramos, sendo 5 referentes à ponte propriamente dita e os restantes relativos ao viaduto de acesso, tal como se apresenta na figura 5.99, em que se ilustra o alçado lateral e concepção de funcionamento estrutural. A altura dos pilares varia ao longo do desenvolvimento do tabuleiro, sendo os respectivos valores apresentados no quadro 5.50.

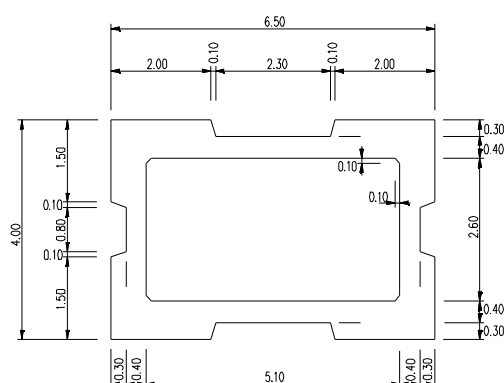


Fig. 5.96 – Secção transversal dos pilares P1 a P4.

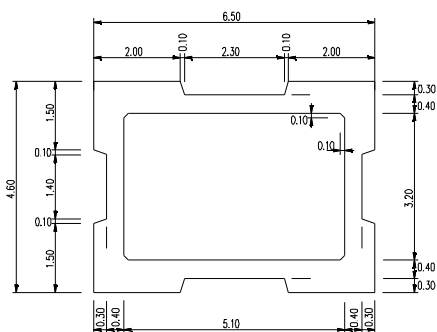


Fig. 5.97 – Secção transversal do pilar P5.

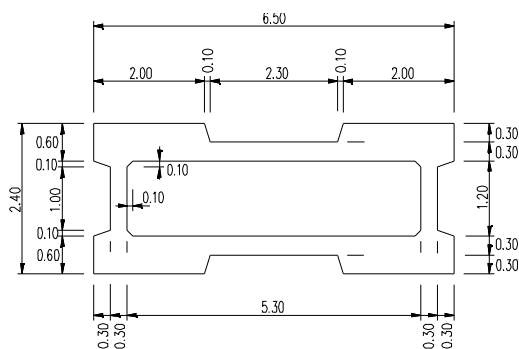


Fig. 5.98 – Secção transversal dos pilares P6 a P14.

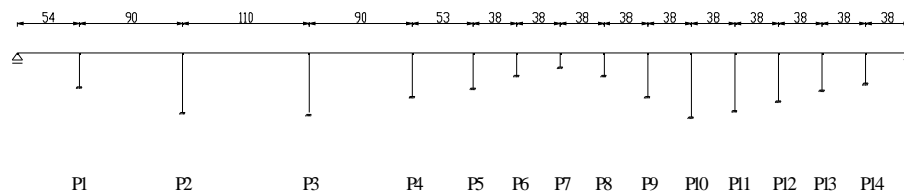


Fig. 5.99 – Esquema estrutural da ponte (alçado).

Quadro 5.50 – Altura dos pilares.

Pilar	Altura (m)	Pilar	Altura (m)	Pilar	Altura (m)
1	21,6	6	13,8	11	35,5
2	37,1	7	8,6	12	29,8
3	37,0	8	14,2	13	23,1
4	26,5	9	27,2	14	19,2
5	22,2	10	40,2	15	

No caso da ponte propriamente dita, o tabuleiro é realizado em viga caixão de alturas de 4,60 m nos apoios sobre os pilares P1 e P4 e 6,40 m sobre os pilares P2 e P3, sendo de 3,0 m na zona dos encontros, tal como documentam as figuras 5.100, 5.101 e 5.102, respectivamente. Em relação à estrutura adjacente, ou seja, o viaduto de acesso, a secção corrente consiste em duas vigas longarinas ligadas através da laje que materializa o tabuleiro, ilustrada na figura 5.103, registando-se uma zona de transição sobre o pilar P5, como se apresenta na figura 5.104.

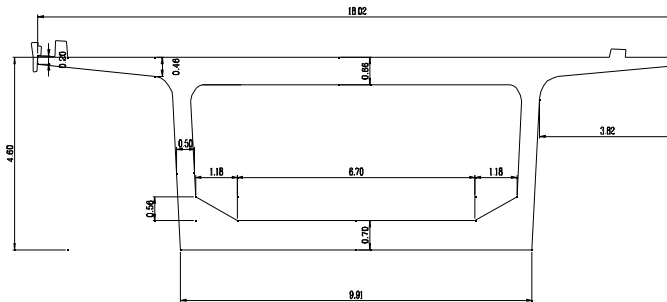


Fig. 5.100 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P1 e P4.

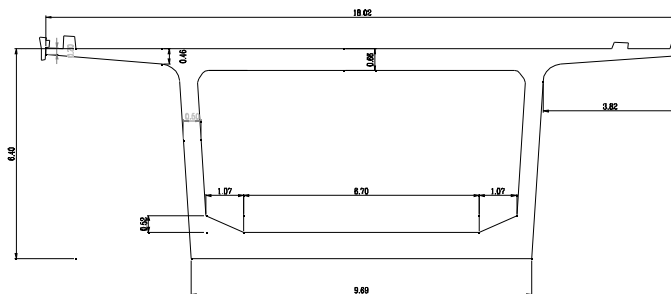


Fig. 5.101 – Corte transversal do tabuleiro sobre os pilares P2 e P3.

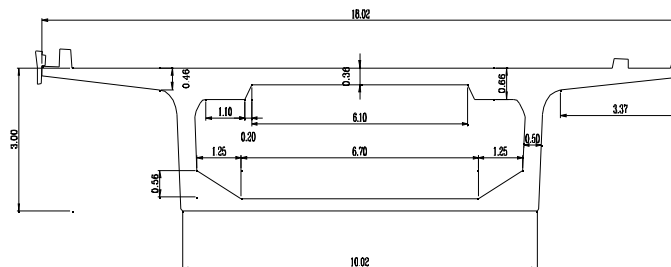


Fig. 5.102 – Corte transversal do tabuleiro na zona do encontro esquerdo e meio vão entre os pilares da ponte.

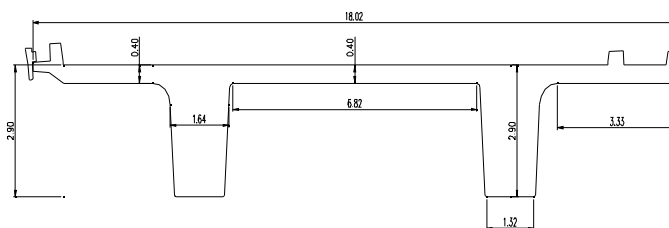


Fig. 5.103 – Corte transversal do tabuleiro na zona corrente do viaduto.

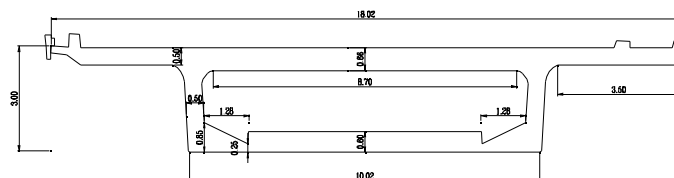


Fig. 5.104 – Corte transversal do tabuleiro na zona de transição – Pilar P5

5.8.2. ARMADURA ORDINÁRIA – PILARES

A armadura longitudinal divide-se em três grupos com características semelhantes, apresentados, juntamente com a armadura respectiva, no quadro 5.51.

Quadro 5.51 – Armadura dos pilares.

Pilares	Φ16	Φ20	Φ25	Φ32	A_{total}	% Arm.
1 a 5	0	78	70	216	2326 cm ²	2,16%
7	0	78	70	156	1843 cm ²	2,56%
6 e 8 a 14	0	64	72	180	2002 cm ²	2,78%

A armadura transversal é comum entre os pilares respectivos à ponte e ao viaduto, sendo executada, em ambas as situações, em configurações gerais de armadura diferentes, que se apresentam nas figuras 5.105, 5.106 e 5.107.

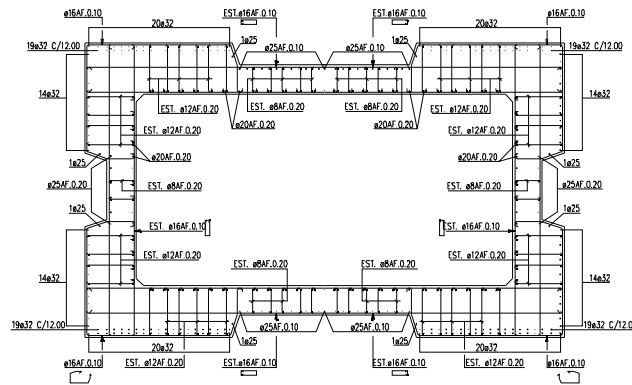


Fig. 5.105 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P1 a P5.

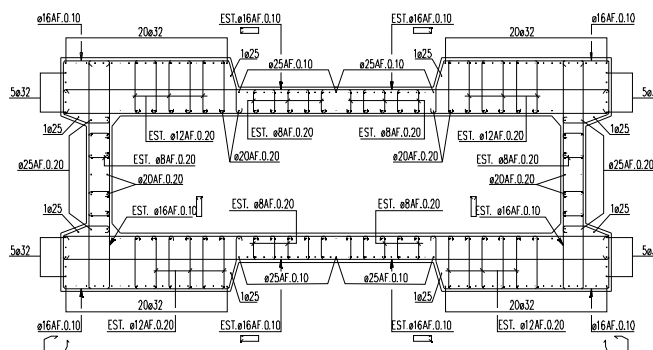


Fig. 5.106 – Armadura longitudinal e transversal do pilar P7.

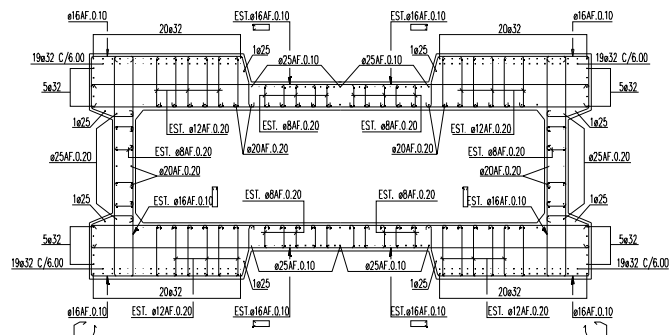


Fig. 5.107 – Armadura longitudinal e transversal dos pilares P6 e P8 a P14.

5.8.3. CARACTERÍSTICAS MATERIAIS

As características dos materiais são avaliadas segundo uma série de parâmetros que permitem obter a resposta dos elementos estruturais. Nos quadros 5.52 e 5.53 apresenta-se, para além dos parâmetros acima referidos, os restantes “inputs” necessários à determinação da envolvente momento – curvatura para um carregamento monotónico.

Quadro 5.52 – Características do aço e betão não confinado.

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

Quadro 5.53 – Parâmetros relativos ao modelo de fibras.

Pilar	w_w	α	A_{st}^* (cm ²)	s_t (m)	N (kN)	ν	Nº camadas (x)	Nº camadas (y)	Curv. Max.	Nº Pontos
1 a 4	0,28051	0,560	12,34	0,10	27000	0,127	92	85	0,05	500
5	0,28051	0,560	12,81	0,10	27000	0,150	92	90	0,05	500
6	0,26174	0,527	7,08	0,10	10500	0,134	102	76	0,05	500
7	0,26174	0,527	7,08	0,10	10500	0,103	102	76	0,05	500
8 a 14	0,26174	0,527	7,08	0,10	10500	0,073	102	76	0,05	500

Sendo a armadura transversal comum a todos os pilares, o efeito de confinamento conferido varia com a secção transversal de cada um, resultando nas características que se apresentam nos quadros 5.54, 5.55 e 5.56, para os diferentes pilares.

Quadro 5.54 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P1 a P4.

	Betão não confinado		Betão confinado	
	Parábola	Ramo decrecente	Parábola	Ramo decrecente
σ_1	0,00	43,0	0,00	48,50
σ_2	43,00	0,0	48,50	9,70
ϵ_1	0,000	0,002	0,000	0,0023
ϵ_2	0,002	0,0039	0,0023	0,0790
Z	523,50		10,43	
K	1,0000		1,1280	
ROV	-		1,0063	

Quadro 5.55 – Características de betão confinado e não confinado para o pilar P5.

	Betão não confinado		Betão confinado	
	Parábola	Ramo decrescente	Parábola	Ramo decrescente
σ_1	0,00	43,0	0,00	48,25
σ_2	43,00	0,0	48,28	9,65
ε_1	0,000	0,002	0,000	0,0022
ε_2	0,002	0,0039	0,0022	0,0807
Z	523,50		10,19	
K	1,0000		1,1220	
ROV	-		0,9589	

Quadro 5.56 – Características de betão confinado e não confinado para os pilares P6 a P14.

	Betão não confinado		Betão confinado	
	Parábola	Ramo decrescente	Parábola	Ramo decrescente
σ_1	0,00	43,0	0,00	47,52
σ_2	43,00	0,0	47,52	9,50
ε_1	0,000	0,002	0,000	0,0022
ε_2	0,002	0,0039	0,0022	0,0511
Z	523,50		16,36	
K	1,0000		1,1050	
ROV	-		0,8255	

5.8.3.1. Modelo de fibras

Como tem sido apresentado até este ponto, as secções dos pilares dividem-se em três grupos, dos quais resultam três secções equivalentes. Estas conduzem a valores de área e inércia iguais a 10,92 m² e 57,57 m⁴ para o primeiro, 11,54 m² e 60,66 m⁴ para o pilar P5 e 7,20 m² e 32,97 m⁴ para os pilares P6 a P4, resultantes da simplificação exposta nas figuras 5.108, 5.109 e 5.110. A cada grupo de valores correspondem erros de 1,28%, 2,43% e 0,56%, em relação à área e 0,94%, 0,01% e 0,43%, em relação à inércia, respectivamente.

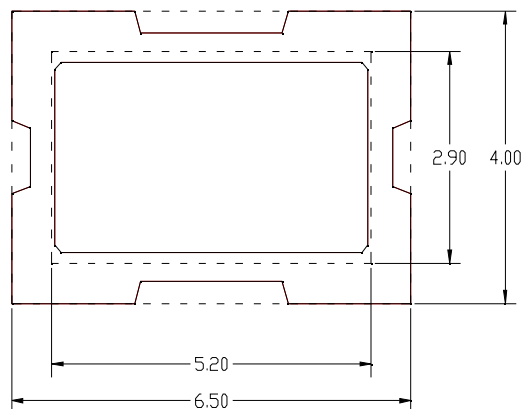


Fig. 5.108 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares P1 a P4.

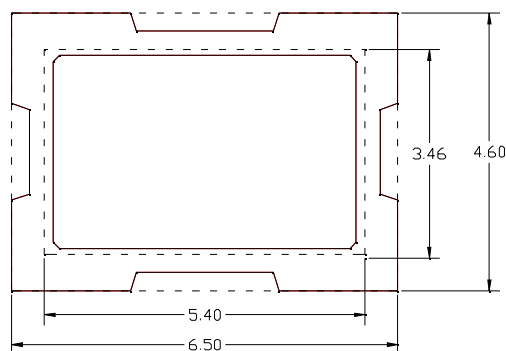


Fig. 5.109 – Secção real e secção adoptada relativas ao pilar P5.

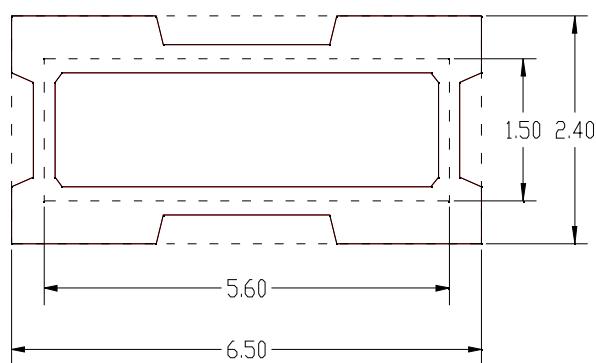


Fig. 5.110 – Secção real e secção adoptada relativas aos pilares P6 a P14.

Segundo o modelo numérico apresentado em 3.4.1.2, a envolvente momento – curvatura que serve de base à definição do comportamento dinâmico da estrutura será aproximada a uma curva trilinear. Desta forma, os diagramas obtidos e respectivas aproximações são os que se apresentam nas figuras 5.111 a 5.114.

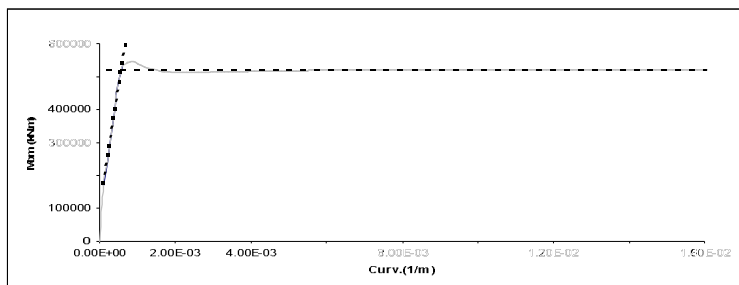


Fig. 5.111 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P1 a P4.

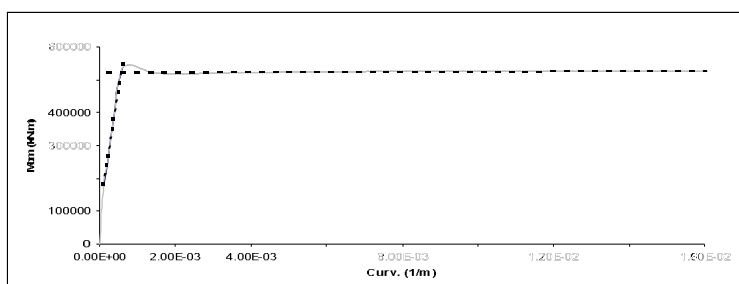


Fig. 5.112 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P5.

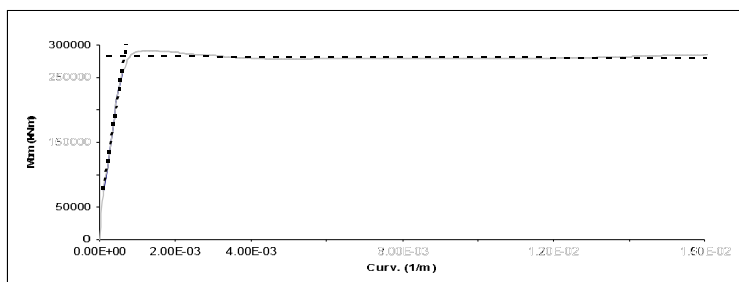


Fig. 5.113 – Diagrama Momento – Curvatura do pilar P7.

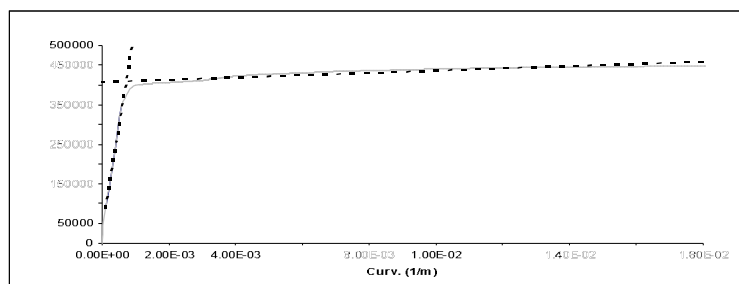


Fig. 5.114 – Diagrama Momento – Curvatura dos pilares P6 e P8 a P4.

Os parâmetros que definem as leis trilineares são os que se apresentam, em relação aos pilares em causa, no quadro 5.57.

Quadro 5.57 – Parâmetros de definição da lei trilinear.

Pilar	K_0	K_1	K_2	ρ_c	ρ_y
P1 a P4	$1,6922 \cdot 10^9$	$6,6855 \cdot 10^8$	$1,1559 \cdot 10^4$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$6,0167 \cdot 10^{-4}$
P5	$1,7369 \cdot 10^9$	$6,7976 \cdot 10^8$	$2,0445 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$6,0032 \cdot 10^{-4}$
P7	$7,4560 \cdot 10^8$	$4,0900 \cdot 10^8$	$-1,5053 \cdot 10^5$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$6,0729 \cdot 10^{-4}$
P 6 e P 8 a P14	$8,5920 \cdot 10^8$	$4,9947 \cdot 10^8$	$3,0000 \cdot 10^6$	$1,0000 \cdot 10^{-4}$	$7,6054 \cdot 10^{-4}$

5.8.4. ANÁLISE SÍSMICA

No contexto da modelação prevista em 2.5.2, foi estabelecida a ligação entre os pilares e o tabuleiro por meio de bielas que garantem a independência das secções em termos de rotações, sendo a estrutura discretizada da forma que se apresenta no quadro 5.58.

Definiram-se 8 materiais distintos, dos quais três são relativos aos pilares, quatro referentes aos tramos do tabuleiro e um com vista à idealização do comportamento das bielas, tendo como ponto comum a concepção linear e elástica da resposta. O comportamento não linear é definido segundo o modelo apresentado em 3.5.2, para um comprimento de rótula plástica de 3,25 m.

Quadro 5.58 – Parâmetros relativos à discretização da estrutura.

Nº de nós	44
Nº de elementos	43
Nº de nós fixos	16
Nº de materiais	8

Quadro 5.59 – Características dos materiais.

Material	E (GPa)	h (m)	b (m)	γ (ton/m ³)
Pilares 1 a 4	34,0	7,967	1,353	2,548
Pilar 5	34,0	7,941	1,453	2,548
Pilares 6 a 14	34,0	7,450	0,961	2,548
Bielas	34,0	0,001	1000	0,001
Tabuleiro 1	34,0	15,490	0,903	2,773
Tabuleiro 2	34,0	15,384	0,987	2,773
Tabuleiro 3	34,0	15,154	1,049	2,773
Tabuleiro 4	34,0	17,235	0,614	2,664

As características do tabuleiro foram determinadas considerando uma inércia média, tendo em conta a variação de altura registada em cada tramo. Os materiais assim definidos correspondem, pela ordem em que se apresenta no quadro 5.59, aos tramos de 54 m, 90 m, 110 m e 38 m, respectivamente.

5.8.4.1. Amortecimento da estrutura.

O amortecimento da estrutura é idealizado da mesma forma que foi adoptada para os casos anteriores, sendo os parâmetros que caracterizam a referida metodologia os que se apresentam no quadro 5.60.

Quadro 5.60 – Parâmetros de amortecimento.

f_1 (Hz)	0,88065
f_2 (Hz)	1,37632
α	0,33742
β	0,00705

5.8.4.2. Acção sísmica.

Os acelerogramas artificiais correspondentes à zona sísmica em que se insere a obra em questão são referentes à zona 3, no que respeita ao cenário de acção próxima e zona 1, no que concerne à acção sísmica afastada. Consideram-se assim três registos de acelerogramas para cada cenário de acção, que se ilustram nas figuras 5.115 e 5.116.

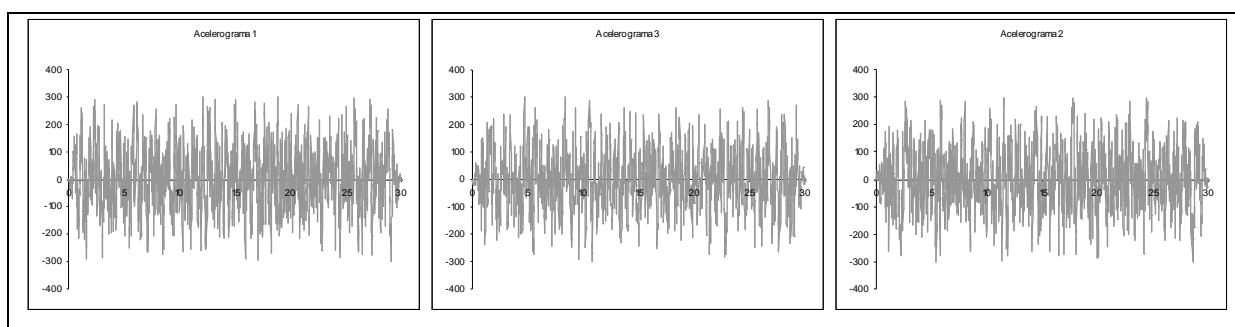


Fig. 5.115 – Acelerogramas relativos à acção afastada.

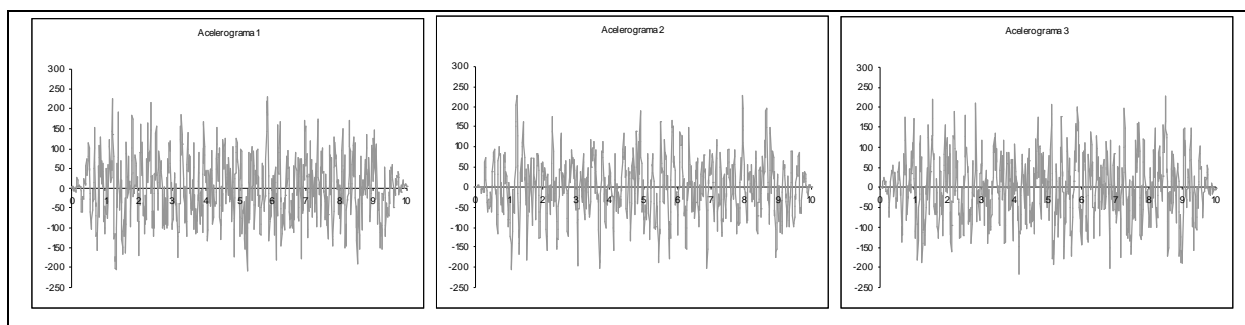


Fig. 5.116 – Acelerogramas relativos à acção próxima.

5.8.4.3. Comportamento estrutural.

A acção sísmica regulamentar definida para a localização desta obra é a mais gravosa de todos os casos analisados, uma vez que pressupõe a acção mais desfavorável em ambos os cenários. Tomando como ponto de comparação a obra estudada em 5.7, cujo comportamento, para uma solicitação afastada, referente à zona 3, apresentava já deformações próximas do limite de cedência, é de esperar que esse limite seja ultrapassado neste caso.

Na linha de pensamento do que se apresenta em 5.7.4.3, será analisada apenas a resposta ao acelerograma 2 referente à acção afastada, por ser o que provoca na estrutura o comportamento mais desfavorável, verificando-se assim que a curvatura máxima atingida é registada na rótula plástica referente ao pilar 3. Uma vez que este valor é muito próximo do limite de cedência e o comportamento não linear da estrutura está intimamente relacionado pelo valor considerado para o comprimento de rótula plástica, o primeiro procedimento deste estudo consistiu em avaliar qual a sensibilidade do modelo idealizado para esta ponte à alteração do referido valor de l_p .

A figura 5.117 representa os diagramas momento – curvatura do pilar P3, para a solicitação em causa, referente ao cenário de acção sísmica afastada. A partir desta se pode constatar que a resposta mais desfavorável resulta da consideração de um valor de l_p igual a $0,08L + 6d_b$ (expressão (5.3.) de 5.2.1), por ser o que resulta num comprimento menor.

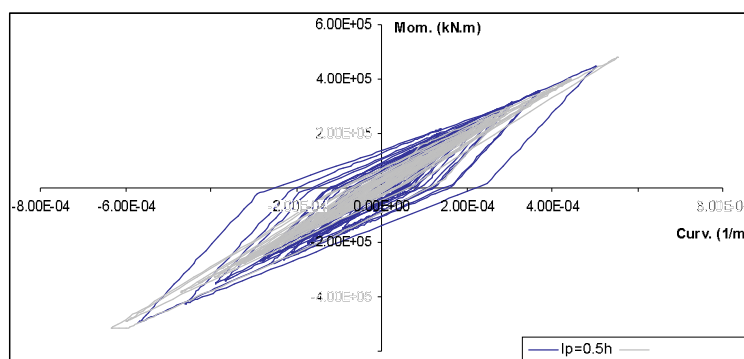


Fig. 5.117 – Diagrama momento – curvatura relativo ao pilar P3, para diferentes valores de l_p .

Considerar-se-á assim o comportamento estrutural associado à consideração de um valor de l_p resultante da expressão (5.3.), com vista a uma análise concentrada no comportamento dinâmico e não linear da estrutura, envolvendo as especificações e verificações do Eurocódigo 8 acerca dessa matéria. No entanto, tendo sido registado um padrão de deslocamentos máximos associados aos pilares altos, nos casos em que a resposta se apresenta comandada por um regime linear, interessa verificar se essa tendência se mantém numa situação em que, no caso do pilar 3, a curvatura de cedência é ultrapassada.

o Análise da resposta sísmica – deslocamento transversal

Neste contexto, nas figuras 5.118, 5.119 e 5.120, apresenta-se os diagramas momento – curvatura, força – deslocamento e deslocamento – tempo dos pilares P3 e P10, de modo a comparar os resultados obtidos no pilar mais esforçado e mais alto, respectivamente.

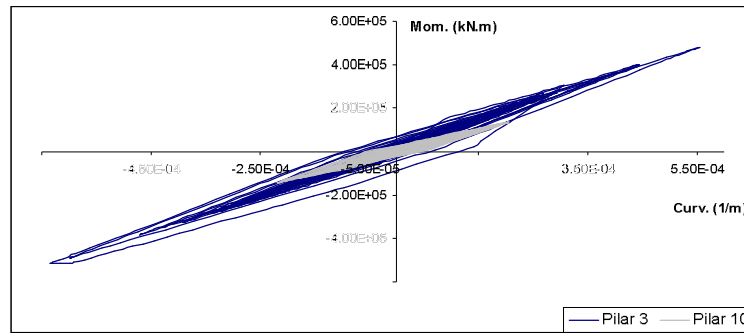


Fig. 5.118 – Diagrama momento – curvatura relativo aos pilares P3 e P10.

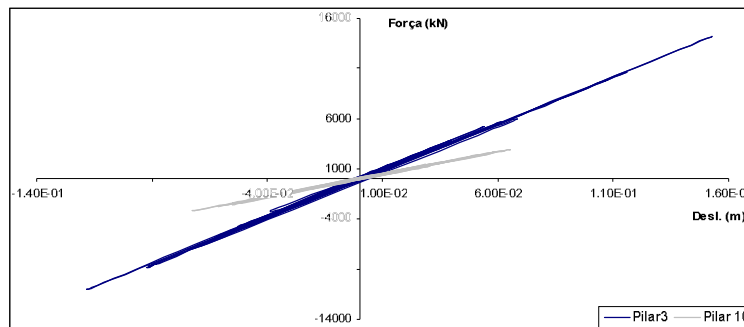


Fig. 5.119 – Diagrama força – deslocamento relativo aos pilares P3 e P10.

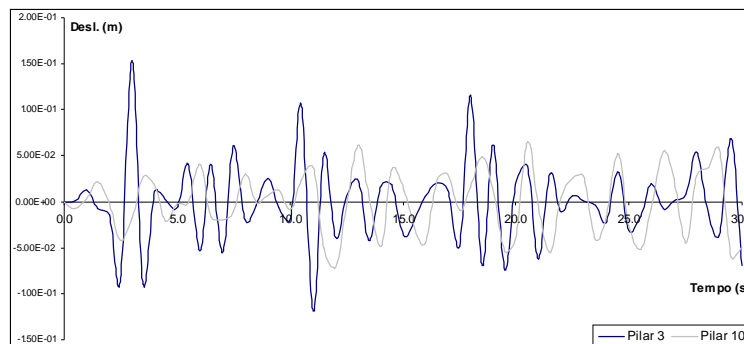


Fig. 5.120 – Evolução temporal do deslocamento relativo aos pilares P3 e P10.

Como se pode constatar, não só em termos de curvatura máxima, o pilar 3 apresenta os valores mais elevados, sendo o caso em que se regista o maior valor de deslocamento transversal. Tendo em conta o que se constatou da análise dos casos estudados em 5.2, 5.3 e 5.4, em que o deslocamento máximo se regista nos pilares mais altos, mesmo com valores extremos de curvatura substancialmente inferiores, seria expectável que tal se verificasse neste caso. No entanto, sendo o pilar 10 o de altura mais elevada, regista um comportamento menos desfavorável em todos os parâmetros analisados, permitindo concluir que associação elaborada em relação aos casos primeiros casos abordados só é válida para respostas em regime linear, verificando-se deformações mais acentuadas à medida que as curvaturas registadas evoluem no sentido da não linearidade.

o Análise da resposta sísmica – verificações regulamentares.

À semelhança do estudo efectuado em 5.7.4.3.1, será realizado um conjunto de verificações de segurança, com base no comportamento mais desfavorável da estrutura, que neste caso coincide com o cenário de acção afastada. Desta forma, serão verificadas as disposições do Eurocódigo apresentadas no mesmo ponto desta dissertação.

A primeira verificação está associada ao confinamento efectivo do núcleo de betão, ao qual se associa a capacidade resistente da armadura transversal, sendo definido, segundo a secção 5.4.3.2.2 do EC8 – Parte 1, o limite que se apresenta na expressão (5.5).

Neste caso, para o pilar 3, a ductilidade máxima exigida, μ , assume um valor se 1,05, à qual corresponde uma curvatura máxima de $6,34 \cdot 10^{-4}$, ligeiramente superior ao do limite de cedência. Ainda assim, o limite definido na expressão (5.5.), resultante deste valor, assume um valor inferior a zero, o que significa que não seria necessária armadura transversal nesta situação. Por esta razão, determinar-se-á, à semelhança do que se efectuou em 5.7.4.3, para os parâmetros referentes ao pilar em causa, apresentados no quadro 5.61 o valor de ductilidade para o qual a segurança não seria garantida.

Quadro 5.61 – Parâmetros envolvidos na expressão (5.5.)

$\alpha_{w,d}$	0,168	b_c	0,40
v_d	0,087	b_o	0,32
$\epsilon_{s,y,d}$	$2,378 \cdot 10^{-3}$		

Nestes pressupostos, o limite em questão assume um valor de 26,1, correspondendo a uma curvatura máxima de $1,57 \cdot 10^{-2}$. Assim, para que se registe um comportamento deficiente da secção em termos da capacidade de confinamento atribuída pela armadura transversal, teria que ser ultrapassado um valor de curvatura inferior à curvatura máxima disponível ($1,57 \cdot 10^{-2}$), podendo concluir-se que o último, para a configuração de esforços e armadura presente, nunca seria atingido.

A segunda verificação, referente à secção 4.2.4.4 do EC8 – Parte 2, determina que a rotação máxima exigida para as secções, $\theta_{p,E}$, seja inferior a um valor de rotação inerente à curvatura máxima disponível, $\theta_{p,d}$. Assim, o dito limite máximo será determinado pelas expressões 4.21 da secção 4.2.4.4 e (E.16.a) e (E.16.b) de E.3.2, que de seguida se apresentam:

$$\theta_{p,d} = \frac{p,u}{\gamma_{R,p}} \quad (5.6.)$$

$$p,u = \Phi_u - \Phi_y \left) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L} \right) \quad (5.7.)$$

Uma vez que $\gamma_{R,p}$ é igual a 1,4, tal como indica o ponto (3) de E.3.1, L igual à altura do pilar e L_p correspondente ao comprimento de rótula plástica, o valor limite de rotação da secção depende dos valores de curvatura disponível e de cedência, que se obtêm através da análise da resposta monotónica de carregamento. Estes assumem valores de $1,57 \cdot 10^{-2}/m$ e $6,02 \cdot 10^{-4}/m$, resultando da expressão (5.7.) um valor de $\theta_{p,u}$ igual a $4,91 \cdot 10^{-2}$ rad, ao qual corresponde $\theta_{p,d}$ igual $3,51 \cdot 10^{-2}$ rad.

Tendo em conta que a curvatura máxima atingida para o pilar 3 é muito próxima do valor de cedência ($\mu=1.05$), bem como o que determina a expressão E.17 de E.3.2 do EC8 – Parte 2, segundo a qual a rotação equivalente à curvatura de cedência, para um diagrama de momentos linear é igual à expressão (5.8), que se apresenta, pode então considerar-se a rotação máxima atingida igual à que se obtém da mesma.

$$\theta_y = \frac{\Phi_y L}{3} \quad (5.8.)$$

Desta aproximação resulta um valor de θ igual a $7,44 \cdot 10^{-3}$, sendo aproximadamente nula a rotação registada em regime plástico (correspondente à diferença entre o produto da curvatura máxima pelo comprimento de rótula plástica e a rotação equivalente à curvatura de cedência), à qual se contrapõe o valor de $\theta_{p,d}$ acima referido. Por este facto, é possível admitir que, tal como seria esperado, dado o valor de ductilidade máxima registado, está garantida a segurança da estrutura nos termos definidos pelo regulamento.

o Análise da resposta sísmica – sem amortecimento

Nos casos em que a resposta da estrutura a uma solicitação cíclica exhibe incursões importantes em regime plástico, verifica-se uma elevada dissipação de energia nas zonas com comportamento não linear (Delgado, 2000). Por esta razão, uma vez que as deformações mais importantes se processam numa fase de pós cedência, na qual pode fazer sentido desprezar o amortecimento da estrutura, considera-se nulo este valor.

Tendo em conta esta consideração, a zona mais esforçada continua a ser a rótula plástica referente à base do pilar 3, tal como se verifica na figura 5.121, em que se apresenta o diagrama momento-curvatura correspondente.

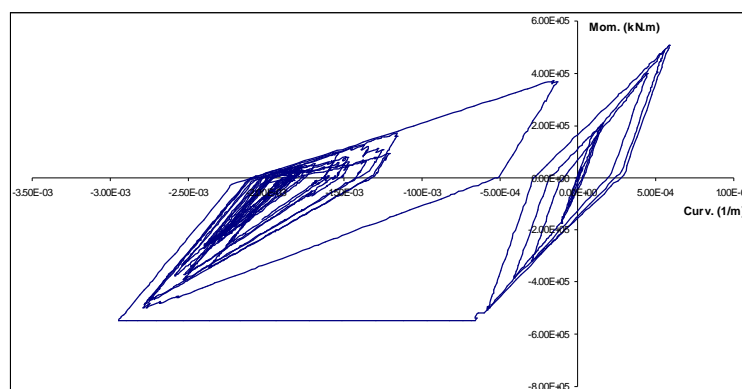


Fig. 5.121 – Diagrama momento – curvatura relativo ao pilar P3, sem amortecimento.

De facto, tendo em conta esta metodologia, as incursões não lineares são substancialmente superiores, continuando a não ser posta em causa a segurança da estrutura, no que diz respeito à capacidade de rotação e dissipação de energia, segundo as determinações do EC8 já verificadas na situação em que se considera um coeficiente de amortecimento de 5%.

Em relação à secção 4.2.4.4 do EC8 – Parte 2, embora a ductilidade máxima exigida exiba já um valor que não pode ser desprezado (4,90), a rotação plástica inerente continua a ser muito inferior ao valor máximo regulamentar, apresentando um valor de $5,64 \cdot 10^{-3}$ rad, em contraponto com o máximo admissível de $3,51 \cdot 10^{-2}$ rad.

6

CONCLUSÃO

6.1. CONCLUSÕES

O objectivo desta dissertação constituiu a avaliação da segurança sísmica de pontes com pilares ocos de betão armado, tendo em conta as determinações do EC8 e seu Anexo Nacional. Para o efeito, foi utilizado um algoritmo que permite estudar o comportamento não linear das estruturas, segundo um modelo plano que possibilita a reprodução das principais características de funcionamento tridimensional das pontes, para uma solicitação sísmica.

Numa primeira fase, procurou-se avaliar os principais danos em pontes registados ao longo dos anos, em diferentes sismos, de modo a avaliar qual a deficiência de projecto e/ou execução que lhes deu origem. Este estudo permitiu concluir que a grande maioria dos estragos registados estão relacionadas com a não previsão de um comportamento dinâmico das estruturas, razão pela qual os esforços gerados neste contexto levariam ao colapso da estrutura. Neste âmbito, sendo os nós as regiões mais solicitadas, o seu dimensionamento deve ser efectuado de modo a conferir-lhes ductilidade suficiente à dissipação histerética de energia, usando para o efeito modelos que permitam reproduzir de modo realista os mecanismos envolvidos no fenómeno referido.

Assim, tendo em conta os fenómenos abrangidos, procurou-se caracterizar a resistência de aço e betão, tendo em conta o seu funcionamento isolado em condições de carregamento monotónico e cíclico, de modo a, através do modelo de fibras, caracterizar a resistência das secções de betão armado. Os resultados assim obtidos reflectem principalmente a influência do efeito de confinamento conferido pela armadura transversal, tendo sido possível verificar que, embora não se registre um aumento significativo de resistência, em todos os casos analisados a capacidade das secções em termos de ductilidade sofreu um aumento considerável. No entanto, é de salientar a limitação do programa em termos de reprodução das secções, tendo sido necessário adoptar uma secção oca equivalente, com características mecânicas idênticas às reais.

A resposta cíclica das secções foi idealizada através da lei monotónica de carregamento, aliada à consideração de regras que regulam a evolução de rigidez e resistência, segundo um modelo do tipo Takeda. Em relação à modelação estrutural, trata-se de um modelo plano que permite idealizar a resposta da estrutura na direcção em que actua o sismo, ou seja, a direcção perpendicular ao tabuleiro.

Tendo sido definido o modelo segundo o qual as pontes escolhidas foram estudadas, foi possível estabelecer o enquadramento regulamentar aplicável, nomeadamente no que diz respeito às condições em que a análise se deve realizar e às verificações necessárias. Desta forma, o estudo efectuado centrou-se na determinação das capacidades das secções em termos de ductilidade, capacidade de rotação e resistência do núcleo de betão.

Dadas as alterações impostas pelo EC8 e seu Anexo Nacional, referentes ao zonamento sísmico, segundo o qual existe a possibilidade de, em alguns casos, a acção definida ser mais gravosa que a anteriormente definida pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas e Pontes, o que se pretendeu foi, com base nos parâmetros que caracterizam a resposta das estruturas, verificar se as alterações em causa podem por em causa a segurança das mesmas. De facto, o que se verificou foi um comportamento bastante satisfatório, tendo sido atingida a cedência apenas no caso referente à zona de acção sísmica mais gravosa, ainda assim com valores de curvatura muito inferiores ao limite estabelecido pelo regulamento.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Tendo em conta os resultados obtidos em todos os casos analisados, segundo os quais a segurança está garantida com uma margem assinalável, parece interessante desenvolver metodologias que possam contrapor ou pelo menos questionar a tendência verificada. Desta forma, efectuar a análise de um maior número de casos não parece relevante do ponto de vista de resultado final, sendo interessante efectuar o estudo de um conjunto semelhante de casos, com base em algumas condições que não foram consideradas nesta dissertação, apresentadas neste ponto.

O amortecimento das estruturas foi idealizado tomando coeficientes de amortecimento de 5% para os dois primeiros modos de vibração. No entanto, em regime não linear, o valor do amortecimento assim determinado pode constituir uma aproximação pouco realista, podendo, porventura, tal efeito ser desprezado. Nos casos em que a resposta não atingiu sequer o limite de fendilhação, tal consideração não terá relevância. Contudo, nos casos em que a resposta se aproxima ou ultrapassa o limite de cedência, a não consideração de amortecimento pode conduzir a uma evolução da resposta que se aproxime dos limites estabelecidos para as secções, em regime não linear. Por esta razão, tendo em conta o que se apresenta em 5.8.4.3, é de todo o interesse o estudo da influência da consideração ou desprezo do amortecimento em casos em que as deformações plásticas sejam mais significativas.

Além disso, o que se verifica em relação à resposta estrutural, nos casos analisados, é que a dissipação de energia ocorre principalmente através de fenómenos de fendilhação, dado não se atingir, na maioria dos casos, o limite de cedência. Se em relação às deformações plásticas é plausível considerar que se concentram em zonas extremas dos pilares, ou seja, nas rótulas plásticas, em relação à fendilhação tal pode não fazer sentido. De facto, este é um fenómeno que ocorre em toda a extensão dos pilares, sendo por isso importante a adopção de um modelo que permita tal consideração.

Tendo sido considerado o mesmo tipo de solo em todos os casos, parece interessante explorar as diferentes orientações do EC8 nesse sentido, com o intuito de avaliar o seu impacto na acção resultante e conseqüentemente, no desempenho estrutural.

BIBLIOGRAFIA

Arêde, A. [1992]. “*Métodos de Análise de Estruturas de Edifícios Sujeitos à Acção Sísmica – Efeito conjunto das suas componentes*”, Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Bathé, K. J.; [1982]. “*Finite Element Procedures in Engineering Analysis*”; Prentice – Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Calvi, G.M., Priestley, M.J.N.; Seible, F.; [1996]. “*Seismic Design and Retrofit of Bridges*”; New York.

Calvi GM; 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*, 3 (3): 267-297.

Carvalho, E.; [2007]. “*Anexo nacional do Eurocódigo 8: Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal.*”

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 [2005]. “*Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*”, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

Chen, W.F.; [1936]. “*Handbook of structural engineering*”; Chen, Wai-Fah.

Chen, W. F.; [1982]. “*Plasticity in Reinforced Concrete*”; McGraw – Hill Book Company, New Jersey.

Chen, W.F.; Lui, E.M.; [1936]. “*Earthquake engineering for structural design*”; Chen, Wai-Fah.

Chen, W.F.; Scawthorn, C.; [1936]. “*Earthquake engineering handbook*”; Chen, Wai-Fah.

Clough, R. W.; [1975]. “*Dynamics of structures*”; McGraw- Hill Kogawsha, cop, Tokyo.

Costa, Alfredo; [1993]. “*A Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas*” ; Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.

Costa, Aníbal G.; Costa, A. Campos; [1987]. “*Modelo Histerético das Forças- Deslocamentos Adequado à Análise Sísmica de Estruturas*” ; Núcleo de Dinâmica Aplicada, LNEC, Lisboa.

Costa, Aníbal; Delgado, Raimundo; Delgado, Pedro; [1999]. “*Avaliação da Segurança de Pontes Sujeitas à Acção Sísmica*”; 4º Encontro Nacional Sismologia e Engenharia Sísmica, Faro, 27 a 29 de Outubro.

Delgado, Pedro; [2000]. “*Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*”; Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Ferreira, Ema; [1992]. “*Comportamento Sísmico de Estruturas em Pórtico de Betão Armado - A Avaliação da Resposta Não – linear Histerética*”; Tese de Doutoramento, LNEC, Lisboa.

Filippou, F. C., Popov, E. P., Bertero, V. V; [1983]. “*Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints.*”; Earthquake Engineering Research Center, Report nº EERC 83 – 19, University of California, Berkeley.

Giuffrè, A.; Pinto, P.E.; [1970]. “*Il Comportamento del Cemento Armato Per Sollecitazione Ciclice di Forte Intensità*”; Gornale del Genio Civile, Maggio.

Guedes, M.; [1997]. “*Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Bridges – Modelling, Numerical Analysis and Experimental Assessment*”; Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.

Kappos, A.J.; [1991]. “*Analytical Prediction of the Collapse Earthquake for R/C Buildings: Suggested Methodology*”; Vol. 20.

Kent, D.C.; Park, R.; [1971]. “*Flexural Members with Confined Concrete*”; Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST7, Julho.

Menegotto, M.; Pinto, P.E.; [1973]. “*Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending*”; Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted On by Well Defined Repeated Loads, IABS Reports Vol. 13, Lisbon.

Monteiro, V.; Carvalho, E. C.; [1985]. “*Comportamento de Elementos de Betão Armado sujeitos a Acções Repetidas e Alternadas.*”; LNEC, Lisboa.

Park, R.; Priestley, M.J.N.; Gill, W.D.; [1982]. “*Ductility of Square-Confined Concrete Columns*”; Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST4, Abril.

Paulay, T.; Priestley, M.J.N.; [1992]. “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”; John Wiley & Sons, New York.

Priestley, M.J.N.; Park, R.; [1984]. “*Strength and Ductility of Bridge Substructures*”; Research Report 84-20, University of Canterbury, New Zealand.

Thompson, K.; Park, R.; [1980]. “*Moment-curvature Behaviour of Cyclically Loaded Structural Concrete Members*”; Journal Structural Division, Proceedings Institute of Civil Engineers, Part 2.

Tseng, W. S.; Penzien, J.; [1975]. “*Seismic Analysis of Long Multiple – Span Highway Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics*”, Vol. 4.

Varum, Humberto; [1995]. “*Modelo Numérico para a Análise Sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado*”; Dissertação para Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Vaz, C. T.; [1992]. “*Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares de Betão Armado*” ; Tese de Doutoramento, FEUP/LNEC, Lisboa.

Wang, M.L; Shah, S. P.; [1987]. “*Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept*”; Earthquake Engineering and Structure Dynamics, Vol. 15.

