

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE PILARES DE PONTES SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8 E AVALIAÇÃO DO SEU COMPORTAMENTO

IGOR CHIU DA SILVA SOARES

Relatório de projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

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.

À minha mãe

AGRADECIMENTOS

Encarando este trabalho como o culminar de todo um percurso académico, não poderia desperdiçar esta oportunidade para deixar aqui uma palavra para todos os que me acompanharam e participaram de alguma forma nestes 5 anos.

- Ao meu orientador, o Professor Nelson Vila Pouca, mestre na arte de bem ensinar, apoiou-me ao longo deste trabalho com grande sabedoria recorrendo à grande capacidade que tem em transmitir as suas ideias. O seu rigor, disponibilidade e profissionalismo foram determinantes na execução desta tese. Ficaré, inevitavelmente, marcado na minha formação e será um ponto de referência durante o meu percurso profissional;
- Ao professor Xavier Romão, pela disponibilidade demonstrada ao longo da elaboração da tese e pela ajuda preciosa ao providenciar com prontidão os acelerogramas de que necessitei;
- Ao João pelas dicas e conversas que trocámos e que em muito ajudaram ao desenvolvimento desta tese;
- A todos os grandes amigos que conheci durante estes anos de faculdade e com os quais partilhei momentos inesquecíveis que marcarão para sempre a minha juventude. Nenhum será esquecido. Uma palavra especial ao Diogo, principal companhia nos momentos de aperto nos últimos meses do curso;
- À minha mãe a quem muito agradeço pelo sacrifício inerente à educação de um filho, cujo bom coração e disponibilidade infinita me possibilitou ter as melhores condições possíveis ao longo destes anos;
- À memória do meu pai, principal fonte de inspiração e motivação em todos os momentos;
- Ao meu irmão, companheiro de infância que sempre esteve presente durante estes anos;
- Aos meus avós, sempre presentes e disponíveis para ajudar. Por todo o carinho demonstrado.
- À Carla, a fonte da minha estabilidade emocional, que me apoiou sempre e que muito sofreu com a minha ausência numa determinada fase deste trabalho. Pelos inesquecíveis tempos de estudante que vivemos.

Um muito obrigado a todos.

RESUMO

Neste trabalho são abordados os aspectos fundamentais do Eurocódigo 8 – Parte 2, relacionados com o dimensionamento sísmico de pilares em betão armado de pontes porticadas e verificações inerentes associadas aos níveis de ductilidade propostos por este mesmo regulamento.

Numa primeira fase é feita uma descrição com algumas reflexões sobre aquilo que o eurocódigo propõe em relação a aspectos fundamentais de análise e dimensionamento sísmico. Nesta parte do trabalho é elaborada uma organização e condensação da informação relevante recorrendo já a algumas recomendações do Anexo Nacional. No final são apresentados quadros síntese das verificações numa tentativa de sistematizar os procedimentos.

Numa segunda fase é feita a aplicação dos critérios apreendidos anteriormente aos casos concretos de duas pontes com soluções de pilares distintas. Nestes exemplos pretende-se consolidar alguma da informação absorvida sensibilizando o leitor para alguns aspectos directamente relacionados com o dimensionamento sísmico.

Por fim é realizada uma análise não-linear dinâmica que pretende avaliar o comportamento sísmico de uma das pontes dimensionadas segundo os critérios do eurocódigo para os dois níveis de ductilidade propostos. Com esta avaliação pretende-se tirar algumas elações, que não são de modo nenhum generalizáveis, mas que pretendem ser indicativas para este caso em concreto.

PALAVRAS-CHAVE: Eurocódigo 8, Coeficiente de comportamento, Ductilidade, Dimensionamento sísmico, Pontes.

ABSTRACT

This piece of work deals with key aspects of the Eurocode 8 – part 2 related to the seismic design of the piers in reinforced concrete bridges and inherent checkings associated with the level of ductility proposed by this same rule.

In a first phase, a description of some reflections on what the eurocode proposes in relation to the key analytical aspects and seismic sizing is done. On this section, the relevant information is organized and summarized already making use of some of the recommendations of the National Annex. In the end, tables summarizing the checkings are presented so as to systemize the procedures.

In a second phase, the criteria, learned previously in two actual cases of two bridges with solutions of distinct piers, is applied. In these examples, it is aimed to consolidate some of the information absorbed in order to influence the reader to some aspects directly related to the seismic design.

Finally a non-linear dynamic analysis is done aiming at the assessment of the seismic behaviour of one of the bridges sized in accordance with the criteria of the eurocode for the two levels of ductility proposed. With this assessment the aim is to draw some relationships which are not to be generalized but meant to be indicative for this very case.

KEYWORDS: Eurocode 8, Behavior factor, Ductility, Seismic design, Bridges.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
1.2. OBJECTIVOS	2
1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO.....	2

2. ASPECTOS FUNDAMENTAIS DO EUROCÓDIGO 8, RELATIVAMENTE AO DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE PILARES DE PONTES	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. ACÇÃO SÍSMICA	6
2.2.1. FACTOR DE IMPORTÂNCIA, γ_I	6
2.2.2. COMBINAÇÃO DAS COMPONENTES DA ACÇÃO SÍSMICA	7
2.3. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO “q”	8
2.4. ESPECTRO DE RESPOSTA	10
2.4.1. ZONAMENTO SÍSMICO	10
2.4.2. DEFINIÇÃO DO ESPECTRO	10
2.4.3. INFLUÊNCIA DO SOLO	13
2.5. NÍVEIS DE DUCTILIDADE.....	15
2.5.1. COMPORTAMENTO DÚCTIL	15
2.5.2. COMPORTAMENTO LIMITADAMENTE DÚCTIL	16
2.5.3. ESCOLHA DE DUCTILIDADE	16
2.6. ANÁLISE ESTRUTURAL.....	17
2.6.1. PONTES REGULARES E IRREGULARES	17
2.6.2. APLICABILIDADE DA COMPONENTE VERTICAL DA ACÇÃO SÍSMICA.....	18
2.6.3. ASPECTOS DE MODELAÇÃO	18
2.6.3.1. Massa.....	18

2.6.3.2. Amortecimento	18
2.6.3.3. Torção	19
2.6.4. MÉTODO DE ANÁLISE BASE.....	19
2.6.5. OUTROS MÉTODOS PROPOSTOS.....	19
2.7. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	20
2.7.1. DIMENSIONAMENTO AO MOMENTO FLECTOR	20
2.7.1.1. Estruturas com ductilidade limitada	20
2.7.1.1. Estruturas dúcteis.....	21
2.7.2. DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO TRANSVERSO	22
2.7.2.1. Estruturas com ductilidade limitada	22
2.7.2.2. Estruturas dúcteis.....	22
2.8. VERIFICAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO.....	23
2.8.1. CONFINAMENTO.....	23
2.8.1.1. Aplicabilidade em pontes limitadamente dúcteis	23
2.8.1.2. Aplicabilidade em pontes dúcteis	25
2.8.1.3. Armadura de confinamento	25
2.8.2. ENCURVADURA DOS VARÕES LONGITUDINAIS	27
2.8.3. VERIFICAÇÃO DE NÓS ADJACENTES A RÓTULAS PLÁSTICAS.....	27
2.8.3.1. Definição de parâmetros	27
2.8.3.2. Verificações	30
2.8.4. VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES DIAGONAIS POR CORTE (SE $\alpha_s < 2,0$)	31
2.8.5. ROTURA POR DESLIZAMENTO DEVIDO AO CORTE (SE $\alpha_s < 2,0$)	32
2.9. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	33
2.9.1. CONFINAMENTO.....	33
2.9.1.1. Secções rectangulares cheias	34
2.9.1.2. Secções circulares cheias.....	36
2.9.1.3. Definição do comprimento da rótula plástica para efeitos de disposição de armadura	36
2.9.2. ENCURVADURA DE VARÕES LONGITUDINAIS	36
2.9.3. VERIFICAÇÃO DE NÓS ADJACENTES A RÓTULAS PLÁSTICAS.....	37
2.10. SÍNTESE DE VERIFICAÇÕES	38

3. APLICAÇÃO DO EUROCÓDIGO 8 NO DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DE PONTES DE DOIS CASOS DE ESTUDO	41
3.1. INTRODUÇÃO	41
3.2. PONTE PORTICADA COM PILARES DE SECÇÃO OCA	41
3.2.1. CARACTERIZAÇÃO DA PONTE	41
3.2.2. MODELAÇÃO	43
3.2.3. DEFINIÇÃO DOS ESPECTROS DE CÁLCULO	44
3.2.4. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA PONTE	46
3.2.5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES	47
3.2.5.1. Dimensionamento adoptando um comportamento limitadamente dúctil	47
3.2.5.2. Dimensionamento adoptando um comportamento dúctil	53
3.3. PONTE PORTICADA COM PILARES DE SECÇÃO CHEIA	63
3.3.1. CARACTERIZAÇÃO DA PONTE	63
3.3.2. MODELAÇÃO	64
3.3.3. DEFINIÇÃO DOS ESPECTROS DE CÁLCULO	65
3.3.4. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA PONTE	66
3.3.5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES	67
3.3.5.1. Dimensionamento adoptando um comportamento limitadamente dúctil	67
3.3.5.2. Dimensionamento adoptando um comportamento dúctil	73
4. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO RECORRENDO A UMA ANÁLISE NÃO-LINEAR DINÂMICA	85
4.1. INTRODUÇÃO	85
4.2. MODELAÇÃO	85
4.2.1. ESTRUTURA	85
4.2.2. ACÇÕES	87
4.2.2.1. Acções permanentes	87
4.2.2.2. Acelerogramas	88
4.3. VALIDAÇÃO DO MODELO – CÁLCULO ELÁSTICO	89
4.3.1. MODOS DE VIBRAÇÃO	89
4.3.2. ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS NO TOPO DOS PILARES	90

4.4. CÁLCULO NÃO-LINEAR – PONTE COM COMPORTAMENTO COM DUCTILIDADE LIMITADA	90
4.4.1. ESTUDO DOS PILARES ATRAVÉS DE UMA IMPOSIÇÃO DE DESLOCAMENTOS CÍCLICA	90
4.4.2. ESTUDO DOS PILARES APLICANDO ACELEROGRAMAS	93
4.4.2.1. Momentos flectores na base e corte basal para o acelerograma S1	96
4.4.2.2. Diagramas histeréticos e diagramas tensão/deformação recorrendo ao acelerograma S1	96
4.5. CÁLCULO NÃO-LINEAR – PONTE COM COMPORTAMENTO DÚCTIL	99
4.5.1. ESTUDO DOS PILARES ATRAVÉS DE UMA SOLICITAÇÃO CÍCLICA DE DESLOCAMENTOS	99
4.5.2. ESTUDO DOS PILARES APLICANDO ACELEROGRAMAS	101
4.5.2.1. Momentos flectores na base e corte basal para o acelerograma S1	104
4.5.2.2. Diagramas histeréticos e diagramas tensão/deformação recorrendo ao acelerograma S1	104
 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 109
5.1. CONSIDERAÇÕES DO EUROCÓDIGO 8	109
5.1. CONCLUSÕES DAS APLICAÇÕES EFECTUADAS	109
 BIBLIOGRAFIA	 113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Zonamento sísmico do EC8-1 para o cenário de sismo afastado/sismo interplacas (à esquerda) e para o cenário de sismo próximo/sismo intraplaca (à direita).....	10
Figura 2.2 – Forma genérica do espectro de resposta elástico, EC8-1 [1].	12
Figura 2.3 – Ciclos Força-Deslocamento em betão armado	16
Figura 2.4 – Comportamento Sísmico.....	17
Figura 2.5 – Ponte em viés	19
Figura 2.6 – Definição de ϕ_y	24
Figura 2.7 – Forças nos nós.....	28
Figura 2.8 – Detalhe armaduras de confinamento em pilares de betão com secção rectangular cheia utilizando estribos fechados de dois ramos e de um ramo.	35
Figura 2.9 – Detalhe de confinamento em secções com estribos circulares cruzados	36
Figura 3.1 – Alçado da ponte com pilares de secção oca. [m]	42
Figura 3.2 – Secção rectangular oca dos pilares. [m].....	42
Figura 3.3 – Secção em laje vigada do tabuleiro. [m].....	43
Figura 3.4 – Estrutura modelada em SAP2000, v.11.0.0.	44
Figura 3.5 - Espectro de resposta de cálculo para $q = 1,5$	45
Figura 3.6 - Espectro de resposta de cálculo para $q = 3,5$	46
Figura 3.7 - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] e V_{Ed} [kN] dos pilares P2 e P4 para um comportamento limitadamente dúctil.....	48
Figura 3.8 – Solução de armaduras na base do pilar P2 para um comportamento com ductilidade limitada.....	52
Figura 3.9 - Solução de armaduras na base do pilar P4 para um comportamento com ductilidade limitada.....	52
Figura 3.10 - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] e V_{Ed} [kN] dos pilares P2 e P4 para um comportamento dúctil	53
Figura 3.11 - Espectro de resposta de cálculo para $q = 2,4$	55
Figura 3.12 - Disposição de armadura no pilar P2 adoptando um comportamento dúctil. Corte longitudinal. [m].....	59
Figura 3.13 - Solução de armaduras na base do pilar P2 para um comportamento dúctil. Corte A-A (na zona da rótula).....	60
Figura 3.14 - Solução de armaduras do pilar P2 para um comportamento dúctil. Corte B-B (na zona corrente fora rótula).....	60

Figura 3.15 - Disposição de armadura no pilar P4 adoptando um comportamento dúctil. Corte longitudinal. [m]	61
Figura 3.16 - Solução de armaduras na base do pilar P4 para um comportamento dúctil. Corte C-C (na zona da rótula).	62
Figura 3.17 - Solução de armaduras do pilar P4 para um comportamento dúctil. Corte D-D (na zona corrente fora rótula).	62
Figura 3.18 – Alçado da ponte com pilares de secção cheia [m].....	63
Figura 3.19 – Secção circular cheia dos pilares. [m]	63
Figura 3.20 – Secção do tabuleiro em laje vigada com aligeiramento. [m]	64
Figura 3.21 – Estrutura modelada em SAP2000, v.11.0.0.	65
Figura 3.22 - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] e V_{Ed} [kN] dos pilares P2 e P3 nas direcções longitudinal e transversal para um comportamento limitadamente dúctil	68
Figura 3.23 – Disposição de armadura nos pilares para um comportamento com ductilidade limitada. a) Pilar P2; b) Pilar P3.	73
Figura 3.24 - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] e V_{Ed} [kN] dos pilares P2 e P3 nas direcções longitudinal e transversal para um comportamento dúctil	74
Figura 3.25 – Disposição de armaduras no pilar P2 dimensionado para um comportamento dúctil. Vista em corte longitudinal [m].....	82
Figura 3.26 - Disposição de armadura do pilar P2 dimensionado para um comportamento dúctil. a) Corte A-A, zona da rótula plástica; b) Corte B-B, zona fora da rótula plástica.	82
Figura 3.27 - Disposição de armaduras no pilar P3 dimensionado para um comportamento dúctil. Vista em corte longitudinal [m].	83
Figura 3.28 - Disposição de armadura do pilar P3 dimensionado para um comportamento dúctil. a) Corte C-C, zona da rótula plástica; b) Corte D-D, zona fora da rótula plástica.	83
Figura 4.1 – Comportamento uniaxial do betão confinado e não confinado associado ao parâmetro k .86	
Figura 4.2 – Comportamento uniaxial do aço de acordo com os parâmetros $R0$, $A1$ e $A2$	87
Figura 4.3 – Espectro de resposta elástico para a zona 2 de um sismo do tipo 1 num solo de classe B.	88
Figura 4.4 – Acelerogramas e espectro de resposta elástico.	88
Figura 4.5 – História do deslocamento no topo utilizada no pilar P2.....	91
Figura 4.6 – História de deslocamento no topo utilizada no pilar P4.....	91
Figura 4.7 – Diagrama histerético V-d na base do pilar P2 para estrutura com ductilidade limitada. ..	92
Figura 4.8 – Diagrama histerético V-d na base do pilar P4 para estrutura com ductilidade limitada. ..	92
Figura 4.9 – Diagrama histerético M-r na base de P2 para estrutura com ductilidade limitada.	92
Figura 4.10 - Diagrama histerético M-r na base de P4 para estrutura com ductilidade limitada.....	93

Figura 4.11 – Deslocamentos nos pilares P2 e P4 – acel S1	93
Figura 4.12 - Deslocamentos nos pilares P2 e P4 – acel S2.....	93
Figura 4.13 - Deslocamentos nos pilares P2 e P4 – acel S3.....	94
Figura 4.14 - Deslocamentos nos pilares P2 e P4 – acel S4.....	94
Figura 4.15- Deslocamentos nos pilares P2 e P4 – acel S5.....	94
Figura 4.16 - História do corte basal em P2, para um comportamento com ductilidade limitada – acel S1	96
Figura 4.17 – História do corte basal em P4 para um comportamento com ductilidade limitada – acel S1.	96
Figura 4.18 – Diagrama histerético V-d em P2 para um comportamento com ductilidade limitada – acel S1	97
Figura 4.19 - Diagrama histerético V-d em P4 para um comportamento com ductilidade limitada – acel S1	97
Figura 4.20 - Diagrama histerético M-r em P2 para um comportamento com ductilidade limitada – acel S1	98
Figura 4.21 - Diagrama histerético M-r em P4 para um comportamento com ductilidade limitada - acel S1.	98
Figura 4.22 – Diagramas tensão/deformação de armaduras na secção da base do pilar P2 para um comportamento com ductilidade limitada – acel S1	98
Figura 4.23 - Diagramas tensão/deformação de armaduras na secção da base do pilar P4 para um comportamento com ductilidade limitada - acel S1.	99
Figura 4.24 – Diagrama histerético V-d na base do pilar P2 para estrutura com comportamento dúctil.	100
Figura 4.25 – Diagrama histerético V-d na base do pilar P4 para estrutura com comportamento dúctil.	100
Figura 4.26 - Diagrama histerético M-r na base de P2 para estrutura com ductilidade limitada	100
Figura 4.27 - Diagrama histerético M-r na base de P4 para estrutura com ductilidade limitada.	101
Figura 4.28 – Deslocamentos nos pilares P2 e P4 – acel S1	101
Figura 4.29 - Deslocamentos nos pilares P2 e P4 – acel S2.....	101
Figura 4.30 - Deslocamentos nos pilares P2 e P4 – acel S3.....	102
Figura 4.31 - Deslocamentos nos pilares P2 e P4 – acel S4.....	102
Figura 4.32- Deslocamentos nos pilares P2 e P4 – acel S5.....	102
Figura 4.33 - História do corte basal no pilar P2 para um comportamento dúctil – acel S1	104
Figura 4.34 – História do corte basal no pilar P4 para um comportamento dúctil – acel S1	104
Figura 4.35 – Diagrama histerético V-d no pilar P2 para um comportamento dúctil – acel S1.....	105

Figura 4.36 - Diagrama histerético V-d no pilar P4 para um comportamento dúctil – acel S1.....	105
Figura 4.37 - Diagrama histerético M-r no pilar P2 para um comportamento dúctil – acel S1.....	106
Figura 4.38 - Diagrama histerético M-r no pilar P4 para um comportamento dúctil – acel S1.....	106
Figura 4.39 - Diagramas tensão/deformação de armaduras na secção da base do pilar P2 para um comportamento dúctil – acel S1	106
Figura 4.40 - Diagramas tensão/deformação de armaduras na secção da base do pilar P4 para um comportamento dúctil - acel S1.....	107

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Classes de importância.....	7
Quadro 2.2 – Valores máximos do coeficiente de comportamento, q , em função do tipo de estrutura e do nível de ductilidade pretendidos.....	9
Quadro 2.3 – Valores dos parâmetros S , T_B , T_C e T_D , para um solo do tipo A (rocha) recomendados pelo Anexo Nacional para os dois tipos de sismo.....	12
Quadro 2.4 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (cm/s^2) nas várias zonas sísmicas do EC8-1 [1].	12
Quadro 2.5 – Tipos de solo	14
Quadro 2.6 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos recomendados pelo Anexo Nacional para os vários tipos de terreno.....	15
Quadro 2.7 – valores mínimos para $\omega_{w,min}$ e λ	26
Quadro 2.8 – Verificações para pilares de secção cheia.....	38
Quadro 2.9 – Verificações para pilares de secção oca.....	39
Quadro 3.1 – Materiais utilizados	43
Quadro 3.2 – Esforços axiais reais e reduzidos nos pilares.....	44
Quadro 3.3 - Cálculo do coeficiente de comportamento máximo admissível, $q_{máx}$	45
Quadro 3.4 – Informação modal de ponte com pilares ocos na direcção y	47
Quadro 3.5 - Deslocamentos no topo dos pilares e incrementos de momentos.....	49
Quadro 3.6 - Esforços de cálculo na secção da base dos pilares P2 e P4.....	49
Quadro 3.7 - Armaduras longitudinais necessárias para resistir a M_{ed} e N_{ed}	50
Quadro 3.8 – Solução adoptada de armaduras longitudinais utilizadas	50
Quadro 3.9 - Armaduras transversais necessárias para resistir a V_{Ed}	50
Quadro 3.10 – Solução adoptada de armaduras transversais de esforço transverso.....	50
Quadro 3.11 - Deslocamentos no topo dos pilares (d_{Ed}) e incrementos de momentos (ΔM).....	53
Quadro 3.12 - Esforços de cálculo na secção da base dos pilares P2 e P4.....	54
Quadro 3.13 - Armaduras longitudinais necessárias para resistir a M_{Ed} e N_{Ed}	54
Quadro 3.14 – Taxas de armaduras admitidas e respectivas áreas.....	54
Quadro 3.15 – Novos coeficientes de comportamento.....	55
Quadro 3.16 – Esforços com $q = 2,4$	55
Quadro 3.17 – Armadura longitudinal	56
Quadro 3.18 - Solução adoptada de armaduras longitudinais utilizadas.....	56
Quadro 3.19 - Armaduras transversais necessárias para resistir a V_{Ed}	56
Quadro 3.20 - Solução adoptada de armaduras transversais de esforço transverso.....	56

Quadro 3.21 - Armaduras longitudinais a colocar fora das rótulas plásticas	58
Quadro 3.22 - Armadura transversal a colocar fora da rótula plástica	58
Quadro 3.23 – Materiais utilizados.....	64
Quadro 3.24 – Esforços axiais reais e reduzidos nos pilares.....	65
Quadro 3.25 - Cálculo do coeficiente de comportamento máximo admissível, $q_{máx}$	66
Quadro 3.26 – Informação modal da ponte com pilares cheios na direcção x	66
Quadro 3.27 - Informação modal da ponte com pilares cheios na direcção y	67
Quadro 3.28 – Momentos flectores de cada combinação na direcção longitudinal e transversal e momentos resultantes, de cada combinação, M_{Ed} [kN.m]	69
Quadro 3.29 –Deslocamentos no topo dos pilares, d_{Ee} [m].	69
Quadro 3.30 - Deslocamentos no topo dos pilares e incrementos de momentos.....	69
Quadro 3.31 – Esforços transversos de cada combinação na direcção longitudinal e transversal e esforços transversos resultantes, de cada combinação, V_{Ed} [kN]......	70
Quadro 3.32 - Esforços de cálculo na secção da base dos pilares P2 e P3.	70
Quadro 3.33 – Armadura longitudinal necessária	70
Quadro 3.34 - Armadura longitudinal utilizada.....	70
Quadro 3.35 – Armaduras transversais necessárias para resistir a V_{Ed}	71
Quadro 3.36 - Solução adoptada de armaduras transversais de esforço transverso.....	71
Quadro 3.37 – Armadura de confinamento	72
Quadro 3.38 - Solução adoptada de armaduras transversais de confinamento.....	73
Quadro 3.39 - Momentos flectores de cada combinação na direcção longitudinal e transversal e momentos resultantes, de cada combinação, M_{Ed} [kN.m]	75
Quadro 3.40 - Deslocamentos no topo dos pilares, d_{Ee} [m].	75
Quadro 3.41 - Deslocamentos no topo dos pilares e incrementos de momentos.....	75
Quadro 3.42 - Esforços transversos de cada combinação na direcção longitudinal e transversal e esforços transversos resultantes, de cada combinação, V_{Ed} [kN]......	75
Quadro 3.43 - Esforços de cálculo na secção da base dos pilares P2 e P3	76
Quadro 3.44 – Armadura longitudinal necessária	76
Quadro 3.45 - Armadura longitudinal utilizada.....	76
Quadro 3.46 - Armaduras transversais necessárias para resistir a V_{Ed}	77
Quadro 3.47 - Armadura de confinamento	77
Quadro 3.48 - Solução adoptada de armaduras transversais.	78
Quadro 3.49 – Armadura transversal a colocar no nó	80
Quadro 3.50 – Armaduras longitudinais a colocar fora das rótulas plásticas.....	81
Quadro 3.51 – Armadura transversal a colocar fora da rótula plástica.....	81

Quadro 4.1 – Modos de vibração transversais	89
Quadro 4.2 – Comparação de períodos de cada modelo	89
Quadro 4.3 – Esforços na base e deslocamentos no topo dos pilares obtidos no SAP2000 recorrendo ao espectro de resposta elástico.	90
Quadro 4.4 - Esforços na base e deslocamentos no topo dos pilares obtidos no Seismostruct recorrendo ao acelerograma 1.	90
Quadro 4.5 – Deslocamentos máximos utilizando os 5 acelerogramas	95
Quadro 4.6 - Médias dos esforços na base obtidos através dos máximos das respostas em cada acelerograma para um comportamento com ductilidade limitada.....	95
Quadro 4.7 – Esforços de cálculo obtidos da análise modal efectuada no SAP para um comportamento com ductilidade limitada.	95
Quadro 4.8 – Deslocamento do pilar recorrendo a uma análise com espectro de resposta de cálculo..	95
Quadro 4.9 – Deslocamentos máximos utilizando os 5 acelerogramas	103
Quadro 4.10 – Médias dos esforços na base e deslocamentos no topo obtidos através dos máximos das respostas em cada acelerograma para um comportamento dúctil.	103
Quadro 4.11 - – Esforços de cálculo obtidos da análise modal efectuada no SAP para um comportamento dúctil.....	103
Quadro 4.12 – Deslocamento do pilar recorrendo a uma análise com espectro de resposta de cálculo.	103

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Desde tempos recuados da história que em Portugal, nomeadamente em Lisboa, existia um conjunto de princípios simples que procuravam garantir uma melhor resposta sísmica das construções. Mas é com Marquês de Pombal que surge uma regulamentação anti-sísmica que foi rigidamente aplicada na reconstrução da cidade de Lisboa após o grande terramoto de 1755, da qual fica conhecida a “gaiola pombalina”.

Em 1958 surge a primeira regulamentação anti-sísmica, o “Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos” que estabelece a diferenciação do risco sísmico no país, quantificando de forma simplificada as respectivas solicitações. Outras legislações se seguiram, até que em 1983 é aprovado o “Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes” (RSA), que ainda hoje se encontra em vigor.

A Comissão Europeia tem dinamizado um processo de normalização das legislações anti-sísmicas dos países europeus no sentido de homogeneizar critérios de avaliação das acções e dimensionamento das estruturas, dotando deste modo a União Europeia de um documento com um suporte técnico e científico que permita fazer face a regulamentos internacionais de outros países como é o caso dos EUA. Este esforço culminou na publicação de uma norma europeia denominada de Eurocódigo 8 (EC8) que irá substituir o RSA nos próximos anos, facto que amplifica consideravelmente a importância que existe de qualquer engenheiro civil ligado à engenharia sísmica dever estar informado e sensibilizado para este novo regulamento.

O EC8 é constituído por seis partes:

- **EN 1998-1** (Parte 1) [1] – Contém aspectos concretamente relacionados com o desempenho sísmico de edifícios. É também nesta parte que se abordam assuntos abrangentes como a definição de espectros de resposta sísmica, pressupostos de dimensionamento e regras gerais para a definição de acções sísmicas e a sua combinação com outro tipo de acções sendo que este ponto carece de pormenorização no caso de outro tipo de estruturas. Pormenorização essa que é fornecida nas restantes partes;
- **EN 1998-2** (Parte 2) [2] – Contém aspectos concretamente relacionados com o desempenho sísmico de pontes;
- **EN 1998-3** (Parte 3) – Contém aspectos concretamente relacionados com a avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes;

- **EN 1998-4** (Parte 4) - Contém aspectos concretamente relacionados com o desempenho sísmico de silos, reservatórios e condutas;
- **EN 1998-5** (Parte 5) – Contém aspectos concretamente relacionados com fundações, estruturas de contenção e aspectos geotécnicos;
- **EN 1998-6** (Parte 6) – Contém aspectos concretamente relacionados com torres, mastros e chaminés.

Neste trabalho será focada fundamentalmente a Parte 2 do EC8 (EC8-2) [2], enquadrando-se ainda alguns aspectos da Parte 1 (EC8-1) [1] sempre que se justifique, como acontece nos aspectos relacionados com a acção sísmica.

1.2. OBJECTIVOS

Este trabalho, através de um texto sucinto e directo, pretende contribuir positivamente para acelerar o período de adaptação inevitável com a entrada em vigor do EC8-2 e colmatar algumas dúvidas e confusões que uma primeira leitura deste regulamento possa trazer. Não se pretendeu criar um manual de utilização do EC8-2 mas antes um documento orientador tentando organizar a informação regulamentar, descrevendo e chamando a atenção para aspectos fundamentais, tais como os níveis de ductilidade sugeridos e as verificações inerentes. Partindo do ponto de vista do projectista, pretende-se que com a leitura deste documento se fique com uma ideia geral sobre as considerações que a Parte 2 do EC8 propõe quando se pretende proceder ao dimensionamento sísmico (sustentado numa análise elástica) de pilares de betão armado em pontes rodoviárias porticadas explorando os níveis de ductilidade permitidos por este regulamento.

Numa tentativa de introduzir o leitor nesta parte do EC8 e tendo consciência da sua complexidade, a abordagem aqui efectuada tentou ser o mais objectiva e encadeada possível, proporcionando uma base suficientemente sólida que facilite uma posterior leitura e compreensão do regulamento nos pontos aqui tratados.

Com o intuito de sensibilizar o leitor para algumas dificuldades que possam surgir aquando do dimensionamento sísmico, propõe-se neste trabalho a aplicação dos critérios do eurocódigo no dimensionamento sísmico de pontes complementando com uma avaliação do seu comportamento recorrendo a uma análise não-linear dinâmica para que se tenha uma ideia do nível de ductilidade realmente obtido através do dimensionamento segundo o EC8-2.

Estas aplicações não pretendem criar conclusões generalistas, mas sim avaliar o comportamento para o caso concreto em estudo, proporcionando um exemplo indicativo para futuras comparações.

1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO

Um pouco mais concretamente e tomando como ponto de partida um certo nível de ductilidade pretendida – sempre sujeita a imposições regulamentares e ao grau de sismicidade da região – será feita uma descrição organizada dos passos a seguir no dimensionamento dos pilares, sustentada numa análise elástica equivalente com recurso a coeficientes de comportamento. Neste documento apenas se tratarão elementos de betão armado, sendo que os outros tipos, como o aço não serão contemplados.

No capítulo 2 será feita uma descrição do EC8-2 tentando interpretar e aglutinar alguma informação que se encontra dispersa. Serão abordados aspectos relacionados com a acção sísmica, resistência de elementos de betão armado, definição dos espectros de resposta elásticos e de cálculo, recorrendo ao

Anexo Nacional. Serão focados com maior atenção os aspectos de dimensionamento e verificações, intimamente ligados ao nível de ductilidade em causa, assim como critérios de disposição de armadura, principalmente nas secções de potencial formação de rótulas plásticas.

No capítulo 3, numa tentativa de consolidar grande parte dos pontos descritos no capítulo 2, proceder-se-á à apresentação de dois exemplos numéricos concretos em que serão dimensionados os pilares de duas pontes regulares – modelados recorrendo ao software SAP2000 v.11.0.0. [3] – incluindo disposições de armadura.

O primeiro destes exemplos é uma ponte em que a secção dos pilares é rectangular oca com pilares na ordem dos 17 m e 22 m situada na segunda zona de maior intensidade sísmica do nosso país para um sismo afastado. Neste exemplo dimensionar-se-á a armadura a dispor nas zonas das rótulas plásticas na base dos pilares, já que a ligação destes com o tabuleiro é materializada por intermédio de aparelhos de apoio que permitem deslizamentos e rotações longitudinais e fixam os transversais, pelo que a direcção condicionante será a transversal. Nesta ponte, o tabuleiro é em laje vigada e apenas um dos encontros impede deslocamentos longitudinais.

No segundo exemplo trata-se de uma ponte com ligação monolítica entre tabuleiro e pilares em que estes possuem secções circulares cheias. Esta ponte possui pilares com um comprimento na ordem dos 20 m e situa-se na mesma zona sísmica que a primeira ponte para o mesmo tipo de sismo. Sendo a solução monolítica, as duas direcções horizontais têm participação considerável, pelo que se impõe uma combinação destes dois efeitos que será abordada na altura própria. Os encontros permitem deslocamentos longitudinais do tabuleiro pelo que os efeitos da acção sísmica nesta direcção se reflectem nos pilares. O tabuleiro desta ponte também é constituído por uma laje vigada.

Estas pontes possuem soluções estruturais e tecnológicas comuns, com vãos típicos de viadutos correntes, para que seja possível a comparação mais ou menos directa com soluções recorrentes no de pontes rodoviárias no nosso país.

No 4º capítulo é efectuada uma análise não-linear dinâmica da ponte com pilares ocos recorrendo ao software de cálculo Seismostruct v.4.0.3 [4], onde se avalia o comportamento sísmico da ponte, aferindo qual o real nível de ductilidade que é exigida quando solicitada por um sismo para o qual a estrutura foi dimensionada segundo os critérios do EC8-2.

Por fim no capítulo 5 é feita uma reflexão sobre os resultados e implicações do dimensionamento pelo EC8-2.

2

ASPECTOS FUNDAMENTAIS DO EUROCÓDIGO 8, RELATIVAMENTE AO DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE PILARES DE PONTES

2.1. INTRODUÇÃO

O objectivo do projecto sísmo-resistente de acordo com o EC8 é o de, na eventualidade da ocorrência de sismos, proteger as vidas humanas, limitar as perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações de protecção civil importantes. Estes objectivos estão expressos em dois níveis de verificação sísmica que são formulados nas duas seguintes exigências fundamentais que as estruturas devem cumprir [1]:

- **Exigência de não colapso:**

Sob a acção de um evento sísmico raro, as estruturas não devem colapsar. Esta exigência destina-se essencialmente a proteger as vidas humanas dos efeitos de colapsos globais ou parciais. Assim, é exigido que as estruturas mantenham a sua integridade e uma capacidade mínima de suporte das cargas gravíticas durante e após a ocorrência do sismo. Admite-se que os danos estruturais possam ser muito significativos, ao ponto de a recuperação posterior da estrutura não ser economicamente viável, mas a estrutura não deve, de facto, entrar em colapso.

- **Exigência de limitação dos danos**

Sob a acção de um evento sísmico relativamente frequente, os danos nas construções devem ser limitados. Esta exigência destina-se essencialmente a reduzir as perdas económicas. Está-lhe subjacente o objectivo de evitar os danos estruturais e de limitar os danos não estruturais de situações facilmente e economicamente reparáveis.

As considerações do EC8 contribuem para uma melhor caracterização da solicitação sísmica, mas dado ao facto de a sua aplicação envolver um vasto conjunto de aspectos, torna necessário ter muita atenção na sua aplicação, devendo ter-se um espírito crítico e conhecimentos teóricos das matérias envolvidas. Na verdade, é aconselhável a engenheiros que não possuam muita experiência na área da engenharia sísmica que procurem assistência de especialistas, já que o texto desta norma é desprovido de comentários, o que pode ser uma desvantagem para quem não possua bases suficientemente sólidas [5].

A elaboração de um texto transparente e extremamente racional, tentando sustentar as suas opções recorrendo a modelos teóricos surge com a intenção de contrariar a grande fundamentação empírica do regulamento americano. Este facto, segundo alguns autores, resultou num texto por vezes demasiado denso e de difícil interpretação em vez de acessível e de fácil utilização em projecto.

O EC8 não só cobre os problemas de dimensionamento, como também aborda a determinação das acções de cálculo relativas aos sismos. Existem várias razões técnicas importantes para se tratarem as acções sísmicas de uma forma separada das restantes acções. Primeiro porque diferem de todas as outras uma vez que é essencialmente dinâmica e não envolvem forças exteriores aplicadas acima das fundações; segundo porque as cargas sísmicas dependem tanto de características dinâmicas da estrutura e dos materiais, como dos movimentos do solo. As acções sísmicas de cálculo dependem também muito da ductilidade da estrutura o que nos conduz a uma complexa ligação entre acção e estrutura. Esta ligação ganha peso quando é necessário introduzir o conceito de “dimensionamento baseado em capacidade”, onde esforços de cálculo de alguns elementos dependem não só de acções externas como da resistência plástica de outros elementos. Por exemplo, a resistência de pilares dúcteis deve ser suficiente para materializar resistência suficiente nas vigas que lhe estão ligadas.

Hoje em dia é habitual assumir que a solicitação sísmica é a mesma em toda a ponte, mesmo quando existem diversos vãos e de grande comprimento. Esta simplificação é efectuada implicitamente quando se faz uma análise estática equivalente recorrendo a espectros de resposta. Estes últimos constituem o método base do EC8 e serão abordados no capítulo 2. A grande atracção do EC8 para os projectistas é a de que este providencia uma única metodologia para o complexo assunto que é o dimensionamento sísmico que não só cobre todos os tipos de construção, como é aplicável em toda a Europa e pode ainda servir muitas outras partes do mundo.

A influência da magnitude do sismo é tida em conta disponibilizando dois grupos de espectros de resposta recomendados. Os do Tipo 1 que englobam movimentos longínquos inter-placas associados a sismos de grande magnitude; Os do Tipo 2 onde estão presentes os movimentos próximos intra-placas com magnitudes inferiores a 5,5.

2.2. ACÇÃO SÍSMICA

2.2.1. FACTOR DE IMPORTÂNCIA, γ_I

A acção sísmica de cálculo, A_{Ed} , é expressa em função da acção sísmica de referência, A_{Ek} , e do factor de importância, γ_I , sendo que:

$$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek} \quad (2.1)$$

As pontes devem ser classificadas de acordo com factores de importância, γ_I , dependendo das consequências provocadas pela rotura destas nas vidas humanas. Ou seja, se a ponte faz parte de uma via de comunicação fundamental (especialmente no pós-sismo) ou se o seu colapso trás encargos indesejáveis. Deste modo temos três classes de importância sugeridas pelo EC8-2 que estão representadas no Quadro 2.1[2].

Quadro 2.1 – Classes de importância.

Classe	Descrição	Valores de γ_I
I	Pontes que não façam parte de vias de comunicação fundamentais e nas quais a adopção do período de vida útil de 50 anos não seja economicamente viável (recorrendo-se, portanto, a um período de vida útil menor).	0,85
II	Importância média (grande parte das pontes rodoviárias e ferroviárias).	$0,85 < \gamma_I < 1,3$ ($\gamma_I = 1,0$ para um $T_{NCR} = 475$ anos)
III	Pontes de importância fundamental, que façam parte de vias de comunicação críticas (especialmente no período pós-sismo); pontes cuja rotura compromete um número elevado de vidas humanas e pontes que possuam um período de vida útil acima do normal.	1,3

Os casos delimitadores das classes de importância são um pouco vagos como se pode verificar pelo Quadro 2.1, sendo que o EC8-2 remete para o Anexo Nacional os valores a utilizar em cada país. Até à data da elaboração deste documento tal não estava ainda definido no referido anexo.

A acção sísmica de referência, A_{Ek} , está associada a uma probabilidade de excedência, P_{NCR} , em 50 anos ou a um período de retorno, T_{NCR} ¹. Este aspecto não será abordado em profundidade já que desvirtuaria um pouco o objectivo deste trabalho. No entanto este assunto está devidamente tratado no EC8-1[1] e em *Carvalho 2007, E.C.* [6] (Anexo Nacional).

2.2.2. COMBINAÇÃO DAS COMPONENTES DA ACÇÃO SÍSMICA

As componentes da acção sísmica podem ser combinadas recorrendo a uma de duas maneiras, de forma a se poder obter o máximo efeito provável:

1. a raiz quadrada da soma dos quadrados dos efeitos sísmicos E_x, E_y, E_z , i.e.:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (2.2)$$

2. o valor máximo das seguintes combinações:

$$a) E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \quad (2.3)$$

$$b) 0,30E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \quad (2.4)$$

$$c) 0,30E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + E_{Edz} \quad (2.5)$$

Relativamente ao ponto 2., quando a acção vertical não é condicionante fica-se apenas com duas combinações correspondentes às duas direcções horizontais consideradas:

¹ Valor recomendado pelo EC8-2 [2] é $T_{NCR} = 475$ anos

$$a) E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (2.6)$$

$$b) 0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (2.7)$$

2.3. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO “q”

O coeficiente de comportamento, q , é uma aproximação da relação entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica com um amortecimento viscoso de 5% e as forças sísmicas que podem ser utilizadas aquando da concepção e do dimensionamento, com um modelo linear convencional [7].

Como é referido em EC8-2, 4.1.6(1)P, o coeficiente de comportamento é definido globalmente para toda a estrutura e reflecte o seu nível de ductilidade, *i.e.*, a capacidade que a estrutura tem de se deformar provocando danos aceitáveis sem que esteja em risco o seu colapso. Se uma ponte possui diversos tipos de elementos dúcteis, deve ser tomado o coeficiente de comportamento daquele que caracteriza o grupo de elementos que possuem maior contribuição na resistência sísmica² (no caso de ponte porticada são, indubitavelmente, os pilares). É possível o uso de diferentes coeficientes de comportamento q para as duas direcções horizontais. Na direcção vertical deve ser considerado $q = 1$. É precisamente o coeficiente de comportamento, q , que caracteriza o nível de ductilidade da estrutura (os níveis de ductilidade são abordados na secção 2.5).

No Quadro 2.2 encontram-se valores máximos de q estabelecidos no EC8-2 para as duas componentes horizontais.

Note-se que quando se pretende um comportamento dúctil, q depende de um coeficiente $\lambda(\alpha_s)$, que toma os seguintes valores:

$$\bullet \quad \lambda(\alpha_s) = 1,0 \quad \text{quando} \quad \alpha_s \geq 3 \quad (2.8)$$

$$\bullet \quad \lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}} \quad \text{quando} \quad 3 > \alpha_s \geq 1,0 \quad (2.9)$$

em que,

$$\alpha_s = \frac{L_s}{h} \quad (2.10)$$

onde,

h é a altura da secção transversal do pilar na direcção da flexão da rótula plástica ;

L_s é a distância entre a rótula plástica e o ponto de momento nulo e define-se como:

$$L_s = L_{pilar} - L_p \quad (2.11)$$

onde,

L_{pilar} é o comprimento total do pilar;

² O facto de um só q ter que caracterizar o comportamento da ponte é uma fragilidade do cálculo sísmico segundo uma análise estática. De facto, se estivermos perante uma ponte em que os seus elementos fundamentais (neste caso os pilares) tiverem coeficientes de comportamento muito diferentes então não se deve apostar numa análise deste género.

L_p é o comprimento da rótula plástica definido em E.19:

$$L_p = 0,10L_{\text{pilar}} + 0,015f_{yk}d_{bL} \quad (2.12)$$

onde,

f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência do aço (Mpa);

d_{bL} é o diâmetro dos varões da armadura longitudinal.

Quadro 2.2 – Valores máximos do coeficiente de comportamento, q , em função do tipo de estrutura e do nível de ductilidade pretendidos.

Tipos de elementos dúcteis	Comportamento sísmico	
	Limitadamente Dúctil	Dúctil
Pilares em betão armado:		
Pilares verticais em flexão	1,5	$3,5 \lambda(\alpha_s)$
Montantes inclinados à flexão	1,2	$2,1 \lambda(\alpha_s)$
Pilares em aço:		
Pilares verticais em flexão	1,5	3,5
Montantes inclinados à flexão	1,2	2,0
Pilares com contraventamentos normais	1,5	2,5
Pilares com contraventamentos excêntricos	-	3,5
Encontros rigidamente ligados ao tabuleiro:		
Em geral	1,5	1,5
Estrutura "locked in"	1,0	1,0
Arcos	1,2	2,0

Para elementos dúcteis de betão armado os valores de q do Quadro 2.2 são válidos quando o esforço axial reduzido, η_k , não excede 0,30.

Quando $0,30 < \eta_k \leq 0,60$ mesmo que só num pilar, o coeficiente de comportamento deve ser reduzido para:

$$q_r = \frac{\eta_k - 0,3}{0,3} (q - 1) \geq 1,0 \quad (2.13)$$

em que,

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} \quad (2.14)$$

Deve-se tomar um valor de $q_r = 1,0$ (comportamento elástico) em pontes porticadas quando estas tiverem pilares com $\eta_k \geq 0,60$.

2.4. ESPECTROS DE RESPOSTA

2.4.1. ZONAMENTO SÍSMICO

O EC8-1 estipula que os territórios nacionais devem ser divididos pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas, conforme o risco local para um Período de Retorno de 475 anos. Por definição, em cada zona o risco é constante e é determinado a partir de um único parâmetro, a aceleração máxima de referência ao nível de um solo de classe A, a_{gr} , que corresponde ao período de retorno T_{NCR} para a exigência de não colapso [1].

Na Figura 2.1 apresentam-se o zonamento sísmico proposto pelo Anexo Nacional para os dois cenários [6].

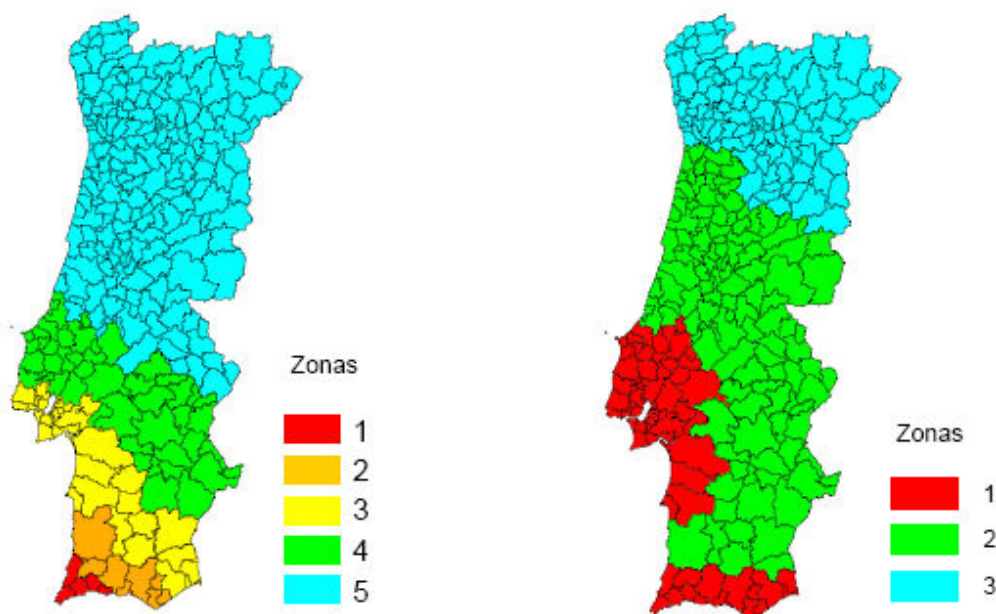


Figura 2.1 - Zonamento sísmico do EC8-1 para o cenário de sismo afastado/sismo interplacas (à esquerda) e para o cenário de sismo próximo/sismo intraplaca (à direita)

2.4.2. DEFINIÇÃO DO ESPECTRO

No EC8-1 o movimento sísmico num dado ponto à superfície é representado por um espectro de resposta elástico de aceleração. A forma deste espectro de resposta elástico é a mesma para os dois níveis de exigência definidos em 2.1.

Há dois tipos de sismo que influem directamente nos parâmetros do espectro:

- Tipo 1 (sismo afastado/sismo inter-placas) com magnitude superior a 5,5;
- Tipo 2 (sismo próximo/sismo intra-placas) com magnitude inferior a 5,5.

Neste contexto importa referir o facto de estas designações estarem cruzadas com as designações do *Regulamento de Segurança e Acções para edifícios e pontes* (RSA) o que pode levar a confusão. Assim:

- Tipo 1 do EC8 $\longrightarrow$ Tipo 2 do RSA
- Tipo 2 do EC8 $\longrightarrow$ Tipo 1 do RSA

Para a componente horizontal da acção sísmica, o espectro de resposta elástico $S_e(T)$ é definido pelas expressões presentes em EC8-2, 3.2.2.2(1)P, e que se representam de seguida:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.17)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.18)$$

onde,

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;

T é o período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

a_g é a aceleração de projecto em rocha (terreno tipo A) $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ (O cálculo de a_{gR} encontra-se descrito no EC8-1, 3.2.1.3)

T_B é o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D é o valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S é o factor de terreno;

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0,55 \quad (2.19)$$

é o factor de correcção do amortecimento (com um valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento).

O espectro de resposta elástico possui a forma genérica da Figura 2.2 [1].

Os valores de S , T_B , T_C e T_D para um solo do tipo A (rocha) estão definidos no Anexo Nacional [6] e apresentam-se no Quadro 2.3.

Os parâmetros para a componente vertical de um sismo estão definidos em EC8-1, 3.2.2.3(1)P. Dado ao facto de raramente ser condicionante, excepto nos casos definidos em 2.6.2, não se apresentam neste trabalho.

Os valores da aceleração máxima de referência estão definidos no Anexo Nacional [6] e tomam os valores apresentados no Quadro 2.4.

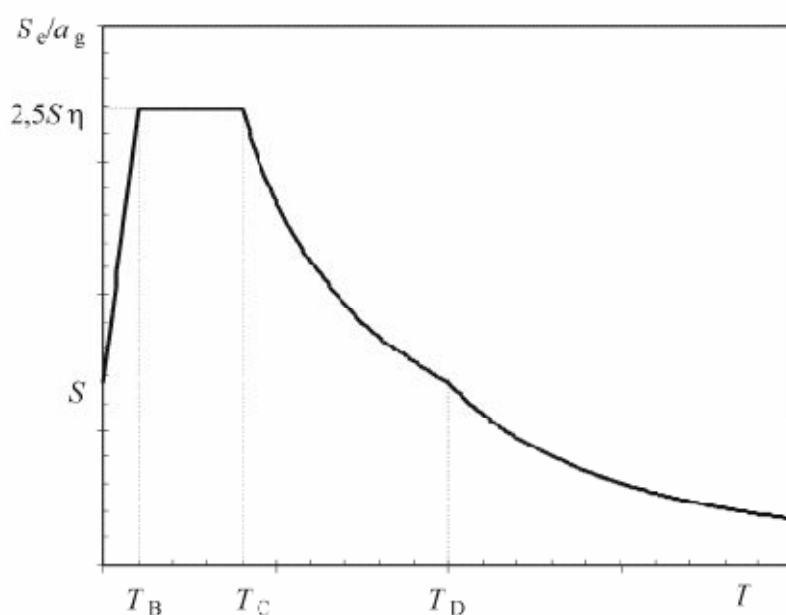


Figura 2.2 – Forma genérica do espectro de resposta elástico, EC8-1 [1].

Quadro 2.3 – Valores dos parâmetros S , T_B , T_C e T_D , para um solo do tipo A (rocha) recomendados pelo Anexo Nacional para os dois tipos de sismo.

Variável	Sismo afastado/interplacas Espectro Tipo 1	Sismo próximo/intraplaca Espectro Tipo 2
S	1,0	1,0
T_B (s)	0,1	0,1
T_C (s)	0,6	0,25
T_D (s)	2,0	2,0

Quadro 2.4 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (cm/s²) nas várias zonas sísmicas do EC8-1 [1].

Zona	Sismo afastado/interplacas	Sismo próximo/intraplaca
1	250	170
2	200	110
3	150	80
4	100	-
5	50	-

2.4.3. INFLUÊNCIA DO SOLO

O EC8-1 apresenta 5 tipos de solo principais – A, B, C, D e E – caracterizados pelas características geológicas e três parâmetros mensuráveis - $v_{s,30}(m/s)$, N_{SPT} e $c_u(kPa)$. O regulamento define ainda dois tipos de solos particulares - S_1 e S_2 . Estes tipos de solos requerem estudos especiais e é necessário, particularmente para o S_2 , atender à possibilidade que existe da rotura do solo devido à acção sísmica. O Quadro 2.5 descreve os tipos de solos e define os parâmetros associados a cada um destes.

O solo deve ser classificado, se possível, recorrendo ao valor da velocidade média da onda de corte, $v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} (m/s)$. Caso não seja possível obter esta informação deve-se recorrer ao valor de N_{SPT} .

O efeito dos terrenos na acção sísmica à superfície depende da intensidade da própria acção uma vez que tal intensidade pode alterar as características mecânicas dos terrenos atravessados (nomeadamente a deformabilidade e o amortecimento) e assim influenciar a maior ou menor amplificação que os terrenos podem induzir no movimento à superfície. A partir da diferenciação dos valores dos parâmetros definidores dos espectros (S, TB, TC e TD) é possível incorporar o efeito dos terrenos na acção sísmica de projecto. Os valores de S e Tc são os que maior variação apresentam, para os vários tipos de terreno. Já os valores de TB e TD são idênticos apresentados no Quadro 2.3 para rocha. O Quadro 2.6 apresenta os diversos valores de S e Tc função do tipo de solo em questão [6].

Quadro 2.5 – Tipos de solo

Tipo de solo	Descrição geológica	Parâmetros		
		$v_{s,30}(m/s)$	N_{SPT}	$c_u(kPa)$
A	Rocha ou outra formação geológica do mesmo género que comporta uma camada superficial de no máximo 5 m de material menos resistente.	> 800	-	-
B	Depósitos superficiais rígidos de areia, cascalho ou argila sobreconsolidada, de pelo menos 10 m de espessura caracterizados por um aumento progressivo das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos e areia de densidade média, de cascalho ou de argila de rigidez média com espessura de algumas dezenas de metros a várias centenas.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solo sem coesão de fraca densidade a média (com ou sem camadas coerentes moles) ou que contenham uma maioria de solos coerentes moles a firmes.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil do solo que contém uma camada superficial de aluviões com valores de v_s da classe C ou D e uma espessura contida entre 5 m e cerca de 20 m estendida sobre um material mais rígido com $v_s > 800$ m/s.	-	-	-
S1	Depósitos compostos, ou que contêm, uma camada de pelo menos 10 m de espessura de argilas moles com um índice de plasticidade elevado ($IP > 40$) e teor em água importante.	< 100 (valor indicativo)	-	10 - 20
S2	Depósitos de solo liquidificáveis de argilas sensíveis ou outro perfil de solo não compreendido nas classes de A a E ou S1.	-	-	-

Quadro 2.6 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos recomendados pelo Anexo Nacional para os vários tipos de terreno.

Tipo de Terreno	Espectro Tipo 1 (Sismo interplacas)								Espectro Tipo 2 (Sismo intraplaca)			
	Zona 1 (250 cm/s ²)		Zona 2 (200 cm/s ²)		Zona 3 (150 cm/s ²)		Zona 4 e 5 (100/50 cm/s ²)		Zona 1 (170 cm/s ²)		Zona 2 e 3 (110/80 cm/s ²)	
	S	Tc (s)	S	Tc (s)	S	Tc (s)	S	Tc (s)	S	Tc (s)	S	Tc (s)
A	1,0	0,6	1,0	0,6	1,0	0,6	1,0	0,6	1,0	0,25	1,0	0,25
B	1,2	0,6	1,2	0,6	1,2	0,6	1,3	0,6	1,35	0,25	1,35	0,25
C	1,3	0,6	1,4	0,6	1,5	0,6	1,6	0,6	1,5	0,25	1,6	0,25
D	1,4	0,8	1,6	0,8	1,8	0,8	2,0	0,8	1,8	0,3	2,0	0,3
E	1,4	0,6	1,5	0,6	1,7	0,6	1,8	0,6	1,6	0,25	1,8	0,25

2.5. NÍVEIS DE DUCTILIDADE

Tal como foi referido na secção 2.3, o EC8-2 preconiza dois níveis de ductilidade para pontes. Deste modo uma ponte deve ser dimensionada tal que o seu comportamento sísmico obedeça a um de dois níveis de ductilidade distintos:

- Dúctil;
- Limitadamente dúctil (essencialmente elástico).

2.5.1. COMPORTAMENTO DÚCTIL

Em regiões com sismicidade moderada ou alta é normalmente preferível, quer por razões económicas, quer por razões de segurança, dimensionar uma ponte no sentido de se obter um comportamento dúctil, i.e., muni-la de meios de dissipação de grande parte da energia conferida por sismos intensos. Este comportamento pode ser conseguido com a formação de rótulas plásticas (preferencialmente nos pilares) ou por dispositivos de isolamento sísmico (amortecedores). O tabuleiro deve permanecer elástico, com a excepção nos casos em que lajes de betão dúcteis e flexíveis promovam a continuidade com vigas em betão pré-fabricado simplesmente apoiadas, onde é permitida a formação de rótulas plásticas.

As rótulas plásticas nunca se devem formar quando:

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_{cfck}} > 0,6 \quad (2.20)$$

O diagrama global de força-deslocamento deve exhibir um patamar de cedência bem vincado e deve assegurar uma dissipação por histerese de energia. O deslocamento último, d_u (Figura 2.3), é definido como o máximo deslocamento que satisfaz a seguinte condição. A estrutura deve ser capaz de sustentar pelo menos 5 ciclos completos de deformação e deve dar-se **sem que**:

- se dê o início de rotura da armadura de confinamento no betão armado;
- se verifique uma queda superior a 20% da resistência última em elementos de betão armado (Figura 2.3).

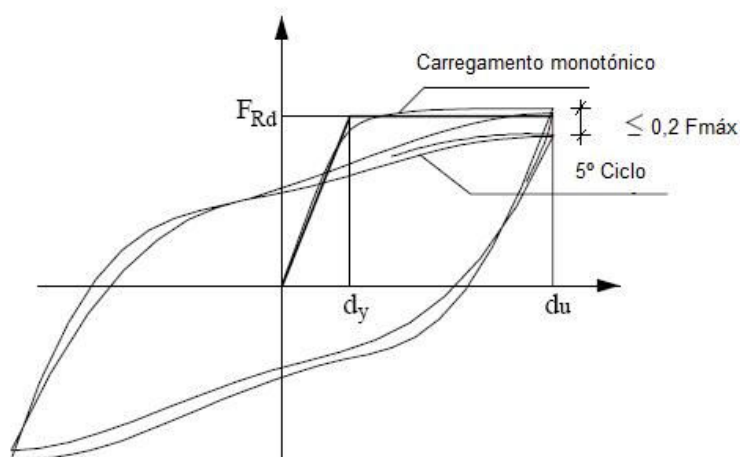


Figura 2.3 – Ciclos Força-Deslocamento em betão armado

Membros de suporte (pilares e encontros) que estejam ligados ao tabuleiro por aparelhos de apoio deslizantes (na direcção em estudo), devem, em geral, permanecer em regime elástico.

De salientar que este regulamento não prevê regras específicas para elementos com pré-esforço, pelo que tais elementos devem estar protegidos da formação de rótulas plásticas aquando da acção sísmica.

2.5.2. COMPORTAMENTO LIMITADAMENTE DÚCTIL

Neste tipo de comportamento, em termos de relação força-deslocamento não é necessário que se atinja o patamar de cedência. Apenas se exige um pequeno desvio em relação àquilo que é um comportamento idealmente elástico para que se verifique dissipação de energia por histerese. Este comportamento está associado a um valor do coeficiente de comportamento $q \leq 1,5$.

Nota: Para pontes em que os modos de vibração elevados sejam muito significativos (e.g pontes atirantadas), ou onde a formação de rótulas pode não ser viável (impedimentos de posterior manutenção ou reparação), deve-se adoptar um $q = 1$ que corresponde a um comportamento elástico.

2.5.3. ESCOLHA DE DUCTILIDADE

Os dois níveis de ductilidade permitidos nas pontes dependem da sismicidade do local, do isolamento sísmico a adoptar ou de outras considerações que prevaleçam (e.g. a grandeza do esforço axial devido a cargas permanentes nos pilares). Na Figura 2.4 está representado o diagrama força-deslocamento no qual se pode observar a variação da resposta sísmica com o coeficiente de comportamento q . Observa-se facilmente que com o aumento de ductilidade (maior coeficiente de comportamento) há uma maior dissipação de energia por deformação, logo menores forças instaladas.

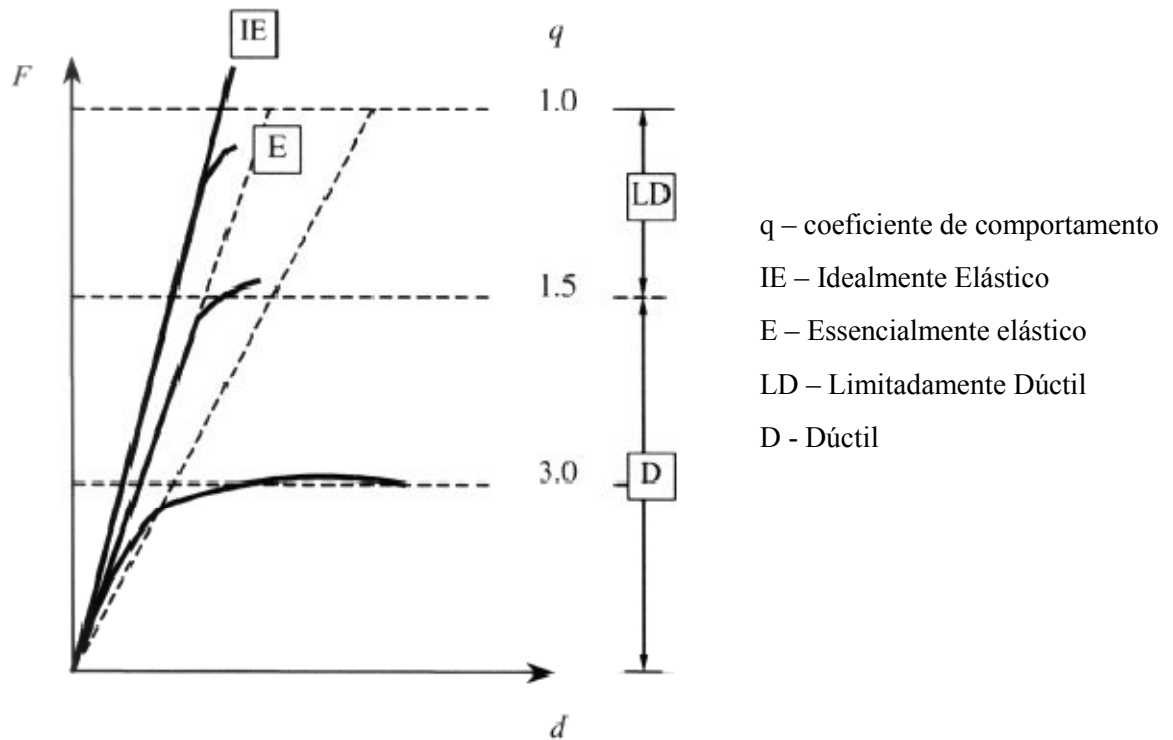


Figura 2.4 – Comportamento Sísmico

2.6. ANÁLISE ESTRUTURAL

2.6.1. PONTES REGULARES E IRREGULARES

Em EC8-2, 4.1.8(2)P, é referido que uma ponte é considerada regular do ponto de vista do comportamento sísmico quando a seguinte condição é satisfeita:

$$\rho = \frac{r_{max}}{r_{min}} \leq \rho_0 \quad (2.21)$$

em que,

$$r_i = q \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} \quad (2.22)$$

onde,

r_i é o coeficiente de redução de força associado ao elemento (pilar) i.

$M_{Ed,i}$ é o momento actuante de cálculo no elemento i.

$M_{Rd,i}$ é o momento resistente de cálculo no elemento i.

Como é possível verificar pela expressão (2.21), ρ depende da relação entre os valores extremos de r , logo ρ não é mais do que uma avaliação da discrepância que existe entre os elementos dúcteis em termos da capacidade resistente em utilização. Quanto maior essa discrepância, maior a irregularidade da ponte. ρ_0 é o valor limite que assegura que a plastificação sequencial dos elementos dúcteis não

cause alta ductilidade inaceitável em qualquer outro elemento. O valor recomendado em EC8-2, 4.1.8(2)P, para ρ_o é de 2.0.

Caso a ponte se afigure irregular, esta deve ser dimensionada utilizando um coeficiente de comportamento reduzido:

$$q_r = q \frac{\rho_o}{\rho} \geq 1,0 \quad (2.23)$$

ou então deve proceder-se a uma análise não linear de acordo com EC8-2, 4.1.9.

2.6.2. APLICABILIDADE DA COMPONENTE VERTICAL DA ACÇÃO SÍSMICA

Esta componente é condicionante em zonas de alta sismicidade apenas no caso de os pilares estarem sujeitos a esforços importantes de flexão devido a acções permanentes verticais. Também se deve ter em conta esta componente vertical quando a ponte se encontra a menos de 5 km de uma falha tectónica. Salienta-se o facto de que para efeitos de análise de tabuleiros pré-esforçados é sempre necessário contabilizar esta componente, assim como em ligações e encontros.

2.6.3. ASPECTOS DE MODELAÇÃO

2.6.3.1. Massa

As massas podem ser concentradas nos nós de acordo com os respectivos graus de liberdade. Os valores das cargas permanentes devem ser os característicos, G_k , e para as acções variáveis os da combinação quase-permanente,

$\psi_{2,1} Q_{k,i}$, onde:

$\psi_{2,1} = 0$ para pontes de tráfego normal e pontes pedonais;

$\psi_{2,1} = 0,2$ para pontes rodoviárias de grande tráfego;

$\psi_{2,1} = 0,3$ para pontes ferroviárias de grande tráfego;

No caso de pilares submersos, a acção de água pode ser simulada através de uma força horizontal em que o processo de cálculo da massa adicional se pode encontrar no EC8-2, Anexo F .

2.6.3.2. Amortecimento

Os valores recomendados do coeficiente de amortecimento viscoso ξ são:

- 5% em membros de betão armado.
- 2% em membros de betão pré-esforçado.

A definição de coeficiente de amortecimento a considerar no projecto de uma ponte, é uma questão sensível e envolve uma decisão do projectista que se reflecte directamente na solução, nomeadamente ao nível do dimensionamento dos pilares. Este aspecto não é completamente resolvido com as recomendações do EC8-2 pelo que o projectista deve ponderar os valores do coeficiente de amortecimento a utilizar no projecto. Esta questão será ainda abordada nas aplicações desenvolvidas neste trabalho.

2.6.3.3. Torção

Os efeitos de torção segundo o eixo vertical só devem ser considerados em pontes em viés (com um ângulo de viés $\varphi > 20^\circ$) ou quando a ponte possui uma relação $B / L > 2,0$ (Figura 2.5).

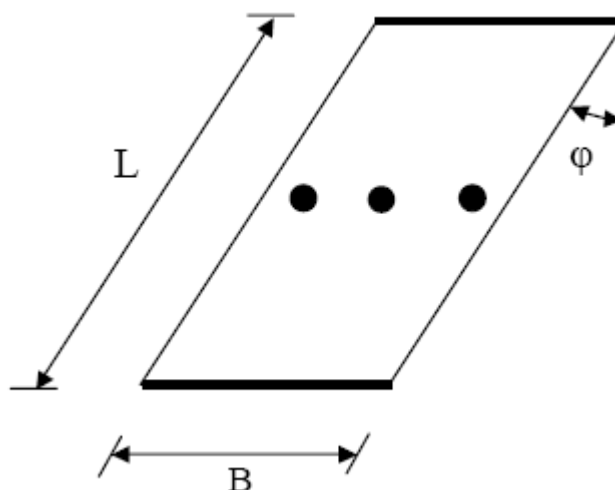


Figura 2.5 – Ponte em viés

A rigidez de torção segundo o eixo longitudinal do tabuleiro deve ser reduzida de modo a ter em conta a fendilhação do betão. Deste modo pode-se adoptar as seguintes simplificações:

- Em secções abertas (*e.g.* laje vigada) ou lajes, a rigidez à torção pode ser ignorada;
- Em secções fechadas (*e.g.* caixão) pré-esforçadas pode-se reduzir a rigidez torsional elástica em 50%;
- Em secções fechadas em betão armado pode-se reduzir a rigidez torsional elástica em 30%.

2.6.4. MÉTODO DE ANÁLISE BASE

O método principal proposto pelo EC8, apresentado em EC8-2, 4.2.1, designa-se por *Análise linear Dinâmica – método do espectro de resposta*. Este método baseia-se num cálculo elástico sustentado no Método da Sobreposição Modal onde são combinados os efeitos dos modos de vibração importantes. Efeitos esses que advêm de acelerações retiradas de espectros de resposta de cálculo que, ao contrário dos espectros elásticos, já englobam os efeitos do solo, do factor de importância e do nível de ductilidade pretendido (coeficiente de comportamento).

Em EC8-2, 4.2.1.2, 4.2.1.3 e 4.2.1.4 enumeram-se uma série de considerações que se podem atender, mas que se dissolvem e se tornam desnecessárias quando se recorre a uma modelação computacional com recurso a software personalizado como é o caso do SAP2000.

2.6.5. OUTROS MÉTODOS PROPOSTOS

O EC8-2 propõe outros métodos que fogem um pouco do âmbito deste trabalho, pelo que não serão abordados em profundidade. Em todo o caso referem-se de seguida:

- Método do modo fundamental
 - Modelo do tabuleiro rígido
 - Modelo do tabuleiro flexível (Método de Rayleigh)
 - Modelo do pilar individual
- Análise linear dinâmica recorrendo a acelerogramas;
- Análise Não-linear Dinâmica;
- Análise Não-linear Estática (Pushover).

O método do modo fundamental faz sentido numa abordagem simples, com vista a obter valores aproximados.

Estes métodos estão presentes em EC8-2, 4.2.2, 4.2.3, 4.2.4 e 4.2.5.

2.7. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Definidas as acções verticais permanentes e os espectros necessários função do coeficiente de comportamento e do tipo de sismo, estão encontradas as condições para que se possa proceder ao dimensionamento sísmico dos pilares recorrendo a uma análise elástica.

Visto que o dimensionamento dos pilares é feito, em geral, com base nos momentos flectores e no esforço axial, não se sabe à partida qual o tipo de sismo será condicionante, pelo que se deverá fazer a avaliação para os dois tipos de sismo e dimensionar o pilar na situação mais condicionante.

2.7.1. DIMENSIONAMENTO AO MOMENTO FLECTOR

2.7.1.1. Estruturas com ductilidade limitada

Flexão

O dimensionamento à flexão em estruturas em que se pretenda uma ductilidade limitada, o cálculo deve-se basear nos pressupostos resistentes do Eurocódigo 2 parte 1 (EC2-1). Deste modo:

$$E_d \leq R_d \quad (2.24)$$

onde,

E_d é o efeito da acção sísmica de cálculo incluindo efeitos de segunda ordem;

R_d é a resistência à flexão da secção de acordo com a EC2-1.

Os efeitos de segunda ordem em zonas críticas são traduzidos por um incremento, ΔM , no momento solicitante M_{Ed} , tal que:

$$\Delta M = \frac{1+q}{2} d_{Ed} N_{Ed} \quad (2.25)$$

onde,

N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço axial;

d_{Ed} é o deslocamento transversal no topo do pilar (deslocamento de cálculo).

Este incremento apenas deve ser realizado em secções onde haja possibilidade de formação de rótulas plásticas, *i.e.*, quando:

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} < 1,30 \quad (2.26)$$

2.7.1.2. Estruturas dúcteis

Quando se está perante uma estrutura na qual se pretende um comportamento dúctil, os aspectos de dimensionamento complicam-se substancialmente. Essas complicações começam desde logo na necessidade de existir uma verificação na zona da rótula plástica e na zona vizinha a esta. Esta necessidade deve-se ao facto de que pode haver o perigo de formação de uma rótula plástica precoce acima da zona esperada caso não seja assegurado o devido prolongamento das armaduras colocadas na rótula.

FLEXÃO FORA DAS RÓTULAS PLÁSTICAS

$$M_C \leq M_{Rd} \quad (2.27)$$

onde,

M_C é o momento flector actuante de cálculo fora da rótula plástica resultante da análise sísmica;

M_{Rd} é o momento flector resistente de cálculo da secção.

FLEXÃO NAS RÓTULAS PLÁSTICAS

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (2.28)$$

onde,

M_{Ed} é o momento actuante de cálculo na rótula plástica resultante da análise sísmica, incluindo efeitos de segunda ordem;

M_{Rd} é o momento flector resistente de cálculo da secção.

Os efeitos de segunda ordem a contemplar em M_{Ed} traduzem-se também no incremento de ΔM definido por (2.25).

2.7.2. DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO TRANSVERSO

2.7.2.1. Estruturas com ductilidade limitada

Para estruturas com ductilidade limitada aplicam-se as regras da EC2-1, 6.2, mas com a aplicação da seguinte regra adicional: os valores de $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ e $V_{Rd,Max}$ devem ser divididos por um coeficiente adicional $\gamma_{Bd} = 1,25$, para se evitar a rotura frágil.

2.7.2.2. Estruturas dúcteis

Em estruturas com um comportamento dúctil as regras da EC2-1, 6.2, também se aplicam apenas tendo que se cumprir as seguintes condições conforme a secção em análise se localize na rótula plástica ou fora desta.

FORA DAS RÓTULAS PLÁSTICAS

Fora das rótulas plásticas também é necessária a divisão de $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ e $V_{Rd,Max}$ por γ_{Bd} . No entanto, de acordo com o EC8-2, γ_{Bd} pode ser estabelecido por duas formas alternativas:

$$a) \quad 1 \leq \gamma_{Bd} = 1,25 + 1 - \frac{qV_{Ed}}{V_{C,o}} \leq 1,25 \quad (2.29)$$

$$b) \quad \gamma_{Bd} = 1,25 \quad (2.30)$$

onde,

V_{Ed} é o esforço transversal actuante de cálculo;

$V_{C,o}$ é o esforço transversal resistente de cálculo resultante da análise sísmica,

A alternativa definida por (2.30) é mais conservativa. No Anexo Nacional não está definido qual a alternativa a adoptar, pelo que a utilização de uma ou de outra fica ao critério do projectista.

NAS RÓTULAS PLÁSTICAS

Nas rótulas plásticas é necessário proceder-se a pequenas modificações em relação ao cálculo usual do esforço transversal, de acordo com o EC2, no dimensionamento sob cargas estáticas:

- i. Assumir $\theta = 45^\circ$;
- ii. Verificar se $\alpha_s < 2,0$. Se tal acontecer é necessário verificar o pilar em relação a Tensões Diagonais de corte e Rotura por Deslizamento. Estas verificações estão definidas em 2.8.4 e 2.8.5 (α_s está definido pela expressão (2.10)).
- iii. Devem-se utilizar as dimensões da área de betão confinado definida em relação à linha média da armadura transversal em substituição de b_w e d .
- iv. As alternativas de γ_{Bd} sugeridas para verificações fora das rótulas plásticas (expressões (2.29) e (2.30)) são válidas dentro dessas mesmas rótulas.

2.8. VERIFICAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

Após o dimensionamento é necessário proceder-se a diversas verificações complementares absolutamente fundamentais para que a estrutura tenha o desempenho desejado.

Algumas verificações são comuns às pontes dúcteis e limitadamente dúcteis, outras dizem respeito apenas a pontes dúcteis. As estruturas dúcteis são claramente as mais exigentes e, consequentemente, as que requerem um maior número de verificações.

As verificações comuns aos dois tipos de exigências de comportamento são:

- i. Confinamento;
- ii. Encurvadura de varões da armadura longitudinal.

Para pontes dúcteis, além das verificações anteriores, é necessário também atender a:

- i. Estado de tensão nos nós adjacentes a rótulas plásticas;
- ii. Tensões diagonais de corte (só se $\alpha_s < 2,0$);
- iii. Rotura por deslizamento devido ao corte (só se $\alpha_s < 2,0$).

Todas estas verificações reflectem-se numa maior ou menor exigência de armadura transversal assim como na sua disposição.

2.8.1. CONFINAMENTO

Salienta-se que, para pilares ocos com $\eta_k \leq 0,20$, não é necessário cumprir as taxas de armadura de confinamento definidas de seguida desde que se cumpram as exigências contra encurvadura de varões longitudinais apresentadas em 2.8.2.

2.8.1.1. Aplicabilidade em pontes limitadamente dúcteis

Nestas estruturas, deve-se confinar o betão quando for possível a formação de uma rótula plástica (*i.e.* quando se cumprir a condição (2.26)) e não for possível obter uma ductilidade em curvatura $\mu_\phi = 7$ em estado limite último, *i.e.*, para uma extensão de compressão no betão $\varepsilon_{cu2} \leq 3,5\%$.

O EC8-2 não é nada claro sobre a forma como pode ser calculada esta curvatura de uma forma expedita, o que pode complicar um pouco este cálculo. Neste regulamento refere-se, em EC8-2 2.3.5.3(1), que a ductilidade em curvatura pode ser obtida por:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.31)$$

Sendo que em EC8-2, E.3.2(3), refere-se que a curvatura de cedência ϕ_y deve ser obtida recorrendo ao diagrama bilinear momento-curvatura de igual área depois da cedência do primeiro varão longitudinal. Este diagrama ilustra-se na Figura 2.6.

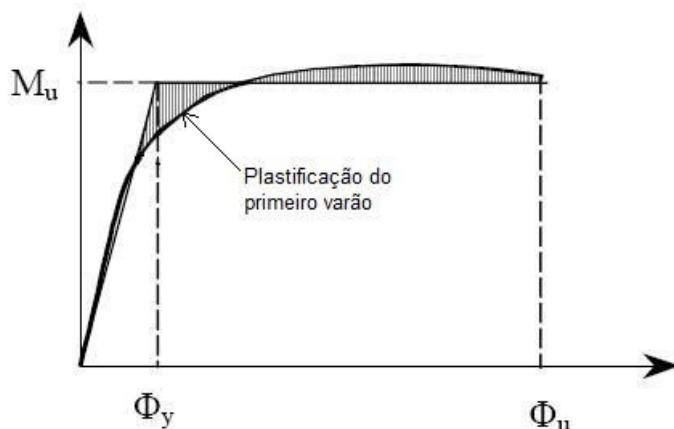


Figura 2.6 – Definição de ϕ_y .

Em EC8-2, C.3, a propósito do cálculo da rigidez efectiva de elementos dúcteis de betão armado, refere-se que ϕ_y pode ser obtida da seguinte forma:

$$\phi_y = \frac{(\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{cy})}{d_s} \quad (2.32)$$

onde,

d_s é a altura útil da secção medida ao centro da armadura longitudinal de tracção;

ε_{sy} é a extensão correspondente à cedência da armadura longitudinal;

ε_{cy} é a extensão de compressão do betão no momento da plastificação em tracção da armadura longitudinal.

De uma forma simplificada pode-se considerar:

- $\phi_y = 2,1 \frac{\varepsilon_{sy}}{d}$ (2.33) para secções rectangulares;

- $\phi_y = 2,4 \frac{\varepsilon_{sy}}{d}$ (2.34) para secções circulares.

onde,

d é a altura útil da secção

No que concerne à curvatura última, ϕ_u , em EC8-2 E.3.2(4), refere-se que:

$$\phi_u = \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_c)}{d} \quad (2.35)$$

onde,

ε_s e ε_c são as extensões da armadura e do betão respectivamente (compressões têm sinal negativo) no momento da rotura. Considera-se rotura quando uma destas extensões (ou as duas) atingir um dos seguintes valores:

- ε_{cu1} em betão não confinado – considera-se 3,5‰ para betões normais (para betões de alta resistência consultar EC2-1, Quadro 3.1);
- $\varepsilon_{cu,c}$ em betão confinado (consultar EC2-1, 3.1.9(2));
- ε_{su} ($= \varepsilon_{um}$) que é a extensão no aço quando o betão atinge ε_{cu1} ou $\varepsilon_{cu,c}$.

Em relação a $\varepsilon_{cu,c}$, o EC8-2 remete para EC2-1 apesar de em EC8-2, E.2.1(c) apresentar uma expressão para o cálculo de $\varepsilon_{cu,c}$:

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4\rho_s f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (2.36)$$

onde,

$\rho_s = \rho_w$ para cintas circulares e em espiral;

$\rho_s = 2\rho_w$ para cintas ortogonais;

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{um}$ é o valor médio da extensão de rotura do aço das armaduras.

ρ_w é a taxa de armaduras transversais e define-se em (2.42) e (2.43).

O valor de $f_{cm,c}$, que corresponde ao valor médio da tensão resistente do betão confinado, está proposto em EC8-2, E.2.1. Dada a complexidade de cálculo deste valor não se expõe neste trabalho procurando não o sobrecarregar com questões marginais.

Sendo o objectivo o de verificar a necessidade de confinamento ou não de uma peça de betão, na expressão (2.35) deve ser usada a extensão do betão não confinado (ε_{cu1}).

2.8.1.2. Aplicabilidade em pontes dúcteis

É necessário confinar em pontes dúcteis quando **se verificarem as duas condições** seguintes:

- $\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} > 0,08$ (2.37);
- não é possível obter uma curvatura dúctil $\mu_\phi = 13$ em estado limite último, i.e., para uma extensão de compressão do betão $\varepsilon_{cu2} \leq 3,5\text{‰}$ (ver secção 2.8.1.1).

2.8.1.3. Armadura de confinamento

A armadura mínima de confinamento toma os seguintes valores:

- Para cintas rectangulares e em cruz (em ambas as direcções):

$$\omega_{wd,r} \geq \max(\omega_{wd,req}; \frac{2}{3}\omega_{w,min}) \quad (2.38)$$

- Para cintas circulares e em espiral:

$$\omega_{wd,c} \geq \max(1,4\omega_{wd,req}; \omega_{w,min}) \quad (2.39)$$

em que:

$$\omega_{wd,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \cdot \eta_k + 0,13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) \quad (2.40)$$

onde:

A_c é a área da secção de betão;

A_{cc} é a área confinada da secção (medida à linha média da armadura transversal);

ρ_L é a taxa de armadura longitudinal da secção ($\rho_L = \frac{A_s}{A_c}$);

$\omega_{w,min}, \lambda$ são valores que variam com o tipo de ductilidade e estão definidos no Quadro 2.7.

Quadro 2.7 – valores mínimos para $\omega_{w,min}$ e λ

Comportamento sísmico	λ	$\omega_{w,min}$
Dúctil	0,37	0,18
Limitadamente Dúctil	0,28	0,12

Após a determinação destas taxas de armadura, há que compará-las com as existentes na secção fruto do dimensionamento ao esforço transversal. Esta taxa existente define-se da seguinte forma:

$$\omega_{wd} = \frac{\rho_w f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.41)$$

em que:

i. **Para secções rectangulares:**

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_L b} \quad (2.42)$$

onde:

A_{sw} é a área da armadura transversal numa dada secção;

s_L é o espaçamento entre estribos;

b é a dimensão da peça na direcção perpendicular à direcção de confinamento medida em relação ao perímetro exterior da armadura.

ii. **Para secções circulares:**

$$\rho_w = \frac{4A_{sp}}{D_{sp}s_L} \quad (2.43)$$

onde:

A_{sp} é a área da cinta circular;

D_{sp} é o diâmetro da cinta circular;

s_L é o espaçamento longitudinal das cintas.

Se $\omega_{wd} \leq \omega_{wd,r}$ (ou $\omega_{wd,c}$) a armadura existente é suficiente para o confinamento. Caso contrário é necessário calcular-se as novas taxas de armadura recorrendo às expressões (2.42) e (2.43), embora as disposições sejam aplicáveis.

2.8.2. ENCURVADURA DOS VARÕES LONGITUDINAIS

O impedimento da encurvadura deve ser acautelado na zona de potencial formação de rótula plástica, mesmo após vários ciclos de carregamento.

A área mínima da armadura transversal para impedimento da encurvadura dos varões longitudinais, independentemente de se tratarem de pontes dúcteis ou pontes limitadamente dúcteis, toma o seguinte valor:

$$\min \left(\frac{A_t}{s_t} \right) = \frac{(\Sigma A_s) \cdot f_{ys}}{1,6 \cdot f_{yt}} \text{ (mm}^2\text{/m)} \quad (2.44)$$

onde,

A_t é a área de um ramo de estribo transversal, em mm²;

s_t é a distância transversal entre ramos, em m;

ΣA_s é o somatório das áreas dos varões longitudinais amarrados por cada ramo de estribo, em mm²;

f_{yt} é a tensão de cedência da armadura transversal;

f_{ys} é a tensão de cedência da armadura longitudinal.

2.8.3. VERIFICAÇÃO DE NÓS ADJACENTES A RÓTULAS PLÁSTICAS

Qualquer nó próximo de uma rótula plástica, seja na parte superior ou inferior dos pilares dúcteis, deve ser dimensionado ao corte para resistir aos efeitos resistentes da rótula plástica. Recorde-se que esta verificação apenas se exige em pontes dúcteis.

Utilizando a notação de EC8-2, 5.6.3.5, nas expressões que se seguem, os elementos são traduzidos do seguinte modo:

- “c” – pilar (column);
- “b” – viga (beam);
- “j” – nó (joint).

2.8.3.1. Definição de parâmetros

Antes de mais é necessário ter-se presente certos parâmetros necessários a esta verificação.

- LARGURAS DOS NÓS

- Quando pilares encontram o tabuleiro em laje ou numa nervura de laje aligeirada:

$$b_j = b_c + 0,5h_c \quad (2.45)$$

- Quando pilares encontram directamente numa malha de largura b_w (b_w é paralelo a b_c):

$$b_j = \min(b_w; b_c + 0,5h_c) \quad (2.46)$$

- Quando se trata de pilares circulares:

$$b_c = h_c = 0,9d_c \quad (2.47)$$

onde,

b_j é a largura do nó;

b_c largura do pilar;

h_c altura do pilar;

d_c diâmetro do pilar.

- FORÇAS NOS NÓS

Na Figura 2.7 está a representação das orientações definidas no EC8-2.

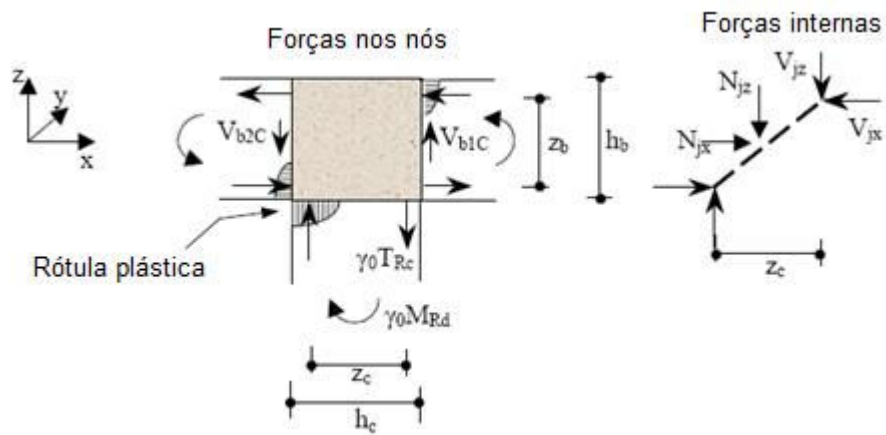


Figura 2.7 – Forças nos nós

- A força vertical de corte, V_{jz} , deve ser definida da seguinte forma:

$$V_{jz} = \gamma_0 T_{Rc} - V_{b1C} \quad (2.48)$$

onde:

- T_{RC} é a força resultante na armadura longitudinal do pilar na rótula plástica correspondente ao dimensionamento à flexão M_{Rd} .
- V_{b1C} é o esforço transversal no elemento transversal (pode ser viga ou fundação), na secção adjacente à rótula plástica.
- γ_0^3 é o factor que tem em conta uma sobre-resistência associada à variabilidade de resistência dos materiais. Para elementos de betão armado: $\gamma_0=1,35$ (EC8-2, 5.3(4)).

- ii. A força horizontal de corte do nó, V_{jx} , deve ser definida da seguinte forma:

$$V_{jx} = V_{jz} \frac{z_c}{z_b} \quad (2.49)$$

onde:

- $z_c = 0,9d_c$ é o braço do binário das forças no pilar. d_c é a altura útil do pilar;
- $z_b = 0,9d_b$ é o braço do binário das forças na viga. d_b é a altura útil da viga.

- iii. O esforço axial no nó, N_{jz} , deve ser definido da seguinte forma:

$$N_{jz} = \frac{b_c}{2b_j} N_{cG} \quad (2.50)$$

onde:

N_{cG} é o esforço axial provocado pelas acções verticais permanentes.

Caso o esforço axial N_{jx} seja relevante ao longo de b_j , este deve ser tomado como igual ao esforço axial da viga, incluindo efeitos de pré-esforço após todas as perdas, e deve ser também considerado N_{jy} se existir pré-esforço transversal. Deve ser considerado o valor deste pré-esforço após todas as perdas, dentro de h_c .

- Tensões nos nós

Tensões de corte:

$$v_j = v_x = v_z = \frac{V_{jx}}{b_j z_c} = \frac{V_{jz}}{b_j z_b} \quad (2.51)$$

Tensões axiais:

$$n_z = \frac{N_{jz}}{b_j h_c} \quad (2.52)$$

³ Em EC8-2, 5.3(4), recomenda-se que, caso seja necessário o confinamento da secção 3.8.1.3, e $\eta_k > 0,1$, o valor de γ_0 deve ser multiplicado por $1 + 2(\eta_k - 0,1)^2$

$$n_x = \frac{N_{jx}}{b_j h_b} \quad (2.53)$$

$$n_y = \frac{N_{jy}}{h_b h_c} \quad (2.54)$$

2.8.3.2. Verificações

O objectivo desta verificação prende-se com o facto de não se desejar que a tensão de corte no nó, v_j , exceda a capacidade de fendilhação por corte, $v_{j,cr}$:

$$v_j \leq v_{j,cr} \quad (2.55)$$

onde,

$$v_{j,cr} = f_{ctd} \sqrt{\left(1 + \frac{n_x}{f_{ctd}}\right) \left(1 + \frac{n_z}{f_{ctd}}\right)} \leq 1,50 f_{ctd} \quad (2.56)$$

onde,

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c}$ é o valor de cálculo da resistência à tracção do betão.

Além disto é também necessário assegurar que as compressões diagonais induzidas no nó por um mecanismo de escoras e tirantes, não excedam a resistência à compressão do betão na presença de deformações por esforço transversal, tendo em conta também tensões de confinamento e armadura. Esta exigência é salvaguardada se for respeitada a seguinte condição:

$$v_j \leq v_{j,Rd} = 0,5 \alpha_c v f_{cd} \quad (2.57)$$

em que:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.58)$$

onde,

$$\alpha_c = 1 + 2 \frac{n_{jy} + \rho_y f_{sd}}{f_{cd}} \leq 1,5 \quad (2.59)$$

é um coeficiente que tem em conta efeitos de pressões de confinamento (n_y) e/ou armadura na direcção transversal (ρ_y) na resistência à compressão da escora diagonal.

onde,

$\rho_y = \frac{A_{sy}}{h_c h_b}$ é a taxa de armadura de estribos fechados na direcção transversal ao plano do nó;

$f_{sd} = 300 \text{ MPa}$ é a tensão de cálculo reduzida desta armadura transversal, por razões de limitação de fendilhação.

Se:

$$v_j \leq v_{j,cr} \quad (2.60)$$

Deve ser providenciada uma armadura mínima definida a partir de:

$$\rho_{min} = \frac{f_{ctd}}{f_{sy}} \quad (2.61)$$

Se:

$$v_j > v_{j,cr} \quad (2.62)$$

As armaduras a colocar em ambas as direcções (horizontal e vertical) de forma a mobilizar a resistência ao corte desejada, podem ser calculadas com recurso às taxas de armadura, ρ_x e ρ_z , que se apresentam de seguida:

$$i. \quad \rho_x = \frac{v_j - n_x}{f_{sy}} \quad (2.63)$$

$$ii. \quad \rho_z = \frac{v_j - n_z}{f_{sy}} \quad (2.64)$$

onde:

f_{sy} é a tensão de cedência da armadura no nó.

De onde se podem retirar as quantidades de armadura necessárias:

$$i. \quad A_{sx} = \rho_x b_j h_b \quad (2.65)$$

$$ii. \quad A_{sz} = \rho_z b_j h_c \quad (2.66)$$

Note-se que ρ_x e ρ_z **não devem** ultrapassar o seguinte valor:

$$\rho_{max} = \frac{v f_{cd}}{2 f_{sy}} \quad (2.67)$$

2.8.4. VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES DIAGONAIS POR CORTE (SE $\alpha_s < 2,0$)

Nesta verificação, a armadura longitudinal deve obedecer ao seguinte critério:

$$V_{Ed} = V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad (2.68)$$

em que,

ρ_h é a taxa de armadura longitudinal ($\rho_h = A_s/A_c$);

$f_{yd,h}$ é o valor de cálculo da tensão de cedência da armadura longitudinal;

b_{wo} base b do pilar (depende da direcção considerada);

l_w altura h do pilar (depende da direcção considerada);

α_s é o rácio que reflecte a importância do corte definido por (2.10);

$V_{Rd,c}$ é o valor de cálculo da resistência ao corte para elementos sem armadura transversal definida em EC2-1, 6.2.2(1). A sua expressão é a seguinte:

$$V_{Rd,c} = [0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15\sigma_{cp}]b_w d \geq (v_{min} + k_1\sigma_{cp})b_w d \quad (2.69)$$

onde,

f_{ck} em MPa;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ com d em mm;

$\rho_l = A_s/A_c$;

b_w é a menor largura da secção transversal na área traccionada [mm];

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < f_{cd}$ [MPa], com A_c em mm²;

N_{Ed} é o esforço axial provocado pelas cargas permanentes ou por eventual pré-esforço;

$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$

Já as armaduras transversais (estribos verticais) estão condicionadas por:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} + \min N_{Ed} \quad (2.70)$$

em que:

ρ_v é a taxa de armadura vertical ($\rho_v = A_{sw}/(b \cdot s_v)$);

$f_{yd,v}$ é o valor de cálculo da tensão de cedência da armadura vertical;

N_{Ed} é positivo quando de compressão.

2.8.5. ROTURA POR DESLIZAMENTO DEVIDO AO CORTE (SE $\alpha_s < 2,0$)

Nos planos onde haja risco de ocorrer deslizamento por corte, nas zonas críticas deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} \quad (2.71)$$

Onde $V_{Rd,S}$ é o valor de cálculo da resistência de corte contra o deslizamento (S – *sliding*).

$V_{Rd,S}$ toma o seguinte valor:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (2.72)$$

em que:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj} \end{cases} \quad (2.73);$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi \quad (2.74);$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \mu_f \cdot \left[(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] \right. \\ \left. 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \right\} \quad (2.75)$$

onde,

V_{dd} é a resistência ao corte (deslizamento) conferida pela armadura vertical;

V_{id} é a resistência ao corte (deslizamento) conferida por varões inclinados (num ângulo φ em relação a um plano de potencial deslizamento);

V_{fd} é a resistência ao corte (deslizamento) associado ao atrito;

μ_f é o coeficiente de atrito entre betão sob acções cíclicas. Pode-se considerar 0,6 para superfícies macias ou 0,7 para superfícies rugosas;

z é o braço das forças internas da secção;

ξ é a posição do eixo neutro normalizado;

ΣA_{sj} é a soma das áreas dos varões verticais e de varões para resistir especificamente ao deslizamento;

ΣA_{si} é a soma das áreas dos varões inclinados nas duas direcções. Para este propósito recomenda-se varões de grande diâmetro;

$$\eta = 0,6 \left(\frac{1 - f_{ck}(MPa)}{250} \right);$$

N_{Ed} assume-se positivo quando é de compressão.

2.9. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

A aplicação de disposições construtivas no dimensionamento a esforços de flexão, compressão e esforço transversal de pontes com comportamento dúctil ou com ductilidade limitada, resumem-se à aplicação directa do EC2-1 com os cuidados acrescidos da necessidade que existe de cumprir critérios de confinamento, encurvadura de varões longitudinais e corte que serão descritos nas secções seguintes.

Estes cuidados devem ser cumpridos com o máximo rigor já que a sua má aplicação pode comprometer todo o comportamento previsto para a estrutura. Alguns acidentes surgem exactamente da deficiente disposição da armadura e sua amarração.

2.9.1. CONFINAMENTO

Estas disposições visam confinar o betão se garantir níveis adequados de ductilidade das secções, através de um aumento do desempenho do betão comprimido.

As disposições que se apresentam de seguida, aplicam-se a ambos os níveis de ductilidade (dúctil ou limitadamente dúctil) desde que seja necessário o confinamento previsto em 2.8.1. Serão descritas disposições para pilares com secções rectangulares cheias, secções circulares cheias e secções ocas.

Qualquer que seja o tipo de secção do pilar, no caso de zonas de compressões elevadas, a armadura de confinamento deve estender-se pelo menos até a uma altura onde a extensão de compressão tome o valor de $0,5\varepsilon_{cu2}$. Onde $\varepsilon_{cu2} = 3,5\%$.

2.9.1.1. Secções rectangulares cheias

Neste tipo de secções há três critérios que devem ser cumpridos com atenção:

1. Sendo s_L o espaçamento longitudinal entre cintas, este deve obedecer aos dois seguintes critérios:
 - $s_L \leq 6d_{bL}$;
 - $s_L \leq 1/5$ da menor dimensão da secção de betão confinado (medido até à linha média do ramo do estribo).

onde,

d_{bL} é o diâmetro dos varões longitudinais

2. Sendo s_T a distância transversal entre ramos de estribos:

- $s_T \leq \min\{1/3 b_{min}; 200mm\}$

onde,

b_{min} é a menor dimensão da secção de betão confinado (medido até à linha média do ramo do estribo).

3. A contribuição de barras inclinadas com $\alpha > 0$ (em relação à direcção transversal a que ρ_w se refere nas expressões (2.42) e (2.43)), A_{sw} deve determinada multiplicando $\cos \alpha$ pela área destas.

Em relação ao espaçamento transversal entre ramos de estribos, a Figura 2.8 traduz o espaçamento máximo admissível. Esse espaçamento s_T não deve ser inferior ao mínimo entre 200 mm e $b_{min}/3$, em que b_{min} é a menor dimensão da secção do pilar.

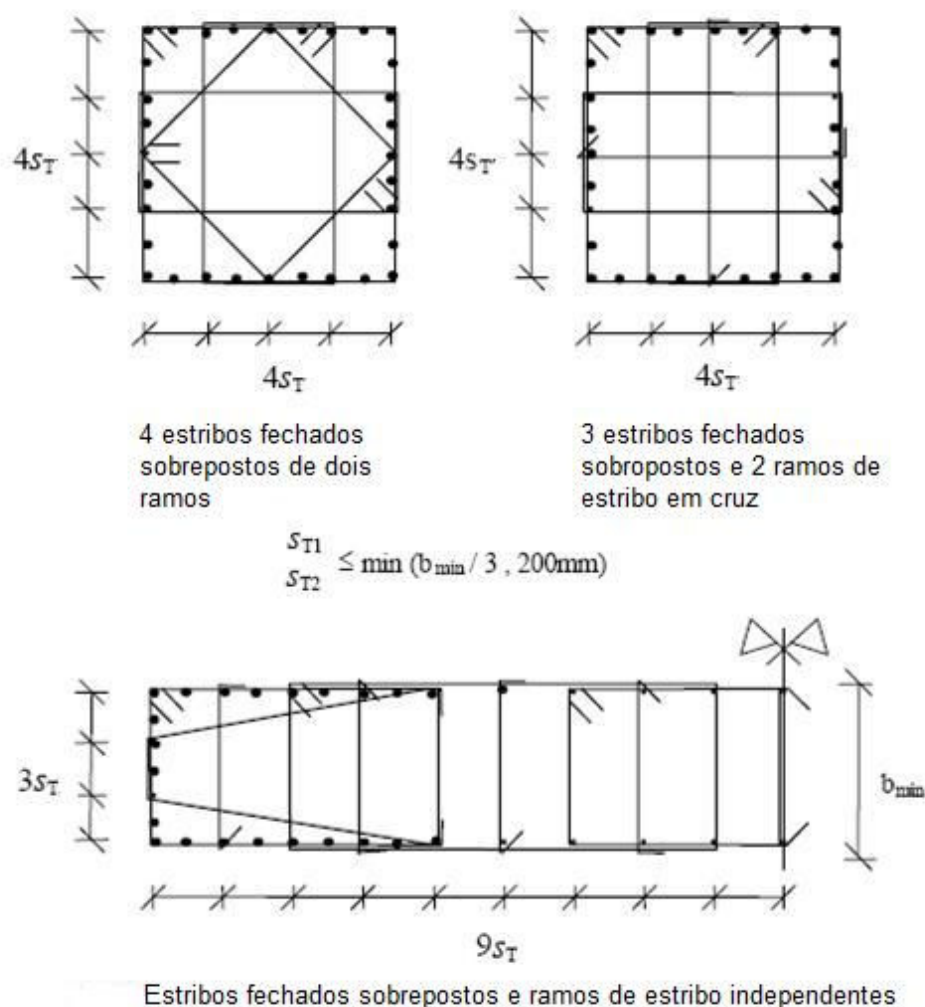


Figura 2.8 – Detalhe armaduras de confinamento em pilares de betão com secção rectangular cheia utilizando estribos fechados de dois ramos e de um ramo.

Para secções aproximadamente rectangulares como a que se exhibe na Figura 2.9, os estribos circulares cruzados são particularmente eficientes para efeitos de confinamento. Neste caso a distância entre os centros dos estribos circulares cruzados não deve exceder $0,6D_{sp}$, onde D_{sp} é o diâmetro da espiral ou estribo.

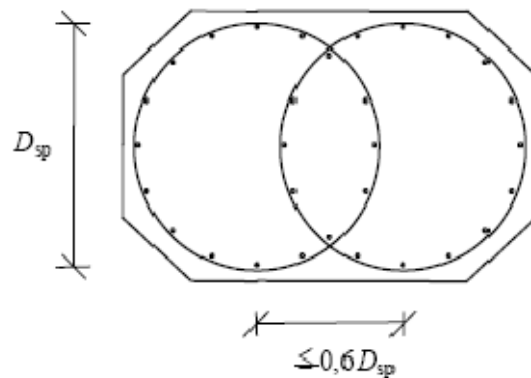


Figura 2.9 – Detalhe de confinamento em secções com estribos circulares cruzados

2.9.1.2. Secções circulares cheias

À semelhança do critério 1. para secções rectangulares cheias mas agora para cintas circulares ou em espiral, tem-se:

- $s_L \leq 6d_{bL}$;
- $s_L \leq 1/5$ do diâmetro da secção de betão confinado (medido até à linha média do ramo do estribo).

2.9.1.3. Definição do comprimento da rótula plástica para efeitos de disposição de armadura

O comprimento da rótula plástica (L_h) aqui definido, deve ser utilizado **apenas** para efeitos de disposição de armadura de confinamento e não para estimar a rotação da rótula:

1. Quando $\eta_k \leq 0,3$, L_h deve ser estimado como sendo o **maior** dos seguintes valores:
 - Profundidade da secção do pilar no plano da flexão (perpendicular ao eixo de rotação da rótula);
 - Distância do ponto de momento máximo ao ponto onde o momento atinge 80% desse máximo.
2. Quando $0,6 \geq \eta_k > 0,3$, o valor de L_h calculado no ponto 1. deve ser aumentado de 50%.
3. A armadura de confinamento ($\omega_{wd,r}$ ou $\omega_{wd,c}$) deve ser assegurada no comprimento L_p (definido na expressão (2.12)). No restante comprimento até L_h deve-se assegurar pelo menos 50% da armadura definida por $\omega_{wd,r}$ ou $\omega_{wd,c}$.

2.9.2. ENCURVADURA DE VARÕES LONGITUDINAIS

A cintagem dos varões longitudinais deve ser feita através de estribos sobrepostos fechados, dispostos tal que todos os varões de canto e pelo menos cada varão interior alternado estejam amarrados por um ramo de estribo. O espaçamento transversal s_T não deve exceder 200 mm.

Em relação ao espaçamento longitudinal, s_L , este deve ser inferior a $\delta \times d_{bL}$. Onde d_{bL} é o diâmetro dos varões longitudinais, e

$$5 \leq \delta = 2,5 \left(\frac{f_{tk}}{f_{yk}} \right) + 2,25 \leq 6 \quad (2.76)$$

2.9.3. VERIFICAÇÃO DE NÓS ADJACENTES A RÓTULAS PLÁSTICAS

As recomendações em relação às disposições construtivas nos nós adjacentes a rótulas plásticas resumem-se às condicionantes que se descrevem de seguida:

Nota: Neste parágrafo denomina-se “viga”, o elemento transversal ao pilar que forma o nó, quer seja uma viga da laje do tabuleiro, a própria laje ou a sapata de fundação.

1. Os estribos verticais devem amarrar a armadura longitudinal da viga na face oposta ao pilar. Os estribos horizontais devem amarrar a armadura longitudinal do pilar, assim como a amarração da armadura longitudinal da viga no nó;
2. 50% dos estribos verticais podem ser barras em “U” amarrando os varões da face da viga oposta ao pilar;
3. 50% da armadura longitudinal da viga, quando é contínua sobre o pilar, pode ser contabilizada para A_{sx} na expressão (2.65). A armadura longitudinal do pilar deve amarrar na viga, terminando imediatamente antes da armadura longitudinal da viga na face oposta ao pilar. Na direcção da flexão da rótula plástica, os varões longitudinais dos pilares devem ser ancorados com ganchos rectangulares;
4. Se A_{sx} e/ou A_{sz} das expressões (2.65) e (2.66) possuírem valores tão elevados ao ponto de impedirem uma correcta execução, deve-se providenciar o cumprimento das seguintes exigências:
 - A quantidade $\rho_{lz} \geq \rho_{min}$, aceitável do ponto de vista construtivo deve ser colocada no nó. A restante área, $\Delta A_{sz} = (\rho_z \rho_{lz}) b_j h_c$, deve ser colocada em cada lado da viga, dentro da largura b_j e não mais do que $0,5h_b$ medido a partir da face do pilar;
 - A armadura horizontal no corpo do nó pode ser reduzida de $\Delta A_{sx} \leq \Delta A_{sz}$ desde que se respeite ρ_{min} . A armadura longitudinal superior e inferior da viga deve ser aumentada de ΔA_{sx} . Para cumprir este último requisito deve-se colocar varões adicionais na largura b_j do nó. Estes varões devem ser convenientemente amarrados de modo a que sejam completamente eficientes a uma distância h_b medida a partir da face do pilar.

2.10. SÍNTESE DE VERIFICAÇÕES

Expõe-se de seguida dois quadros resumo das verificações a efectuar no dimensionamento sísmico de pilares de betão armado de pontes. O Quadro 2.8 indica as verificações no caso de se estar perante pilares de secção cheia, enquanto o Quadro 2.9 refere-se a pilares com secção oca.

Quadro 2.8 – Verificações para pilares de secção cheia.

Tipo	Eurocódigo	Verificações		Secção no Eurocódigo	Secção neste Trabalho
Estrutura Dúctil	EC2-1	Flexão composta	Verificar secção da rótula plástica e secção adjacente a esta	6.1	2.7.1.2
		Esforço Transverso		6.2	2.7.2.2
	EC8-2	Verificação ao corte de nós adjacentes a rótulas plásticas		5.6.3.5	2.8.3
		Se $\alpha < 2.0$	Verificar tensões diagonais de corte	EC8-1: 5.5.3.4.3	2.8.4
			Verificar rotura por deslizamento devido ao corte	EC8-1: 5.5.3.4.4	2.8.5
		Verificar confinamento se $\eta_k > 0,08$ e se $\mu_\phi < 13$		6.2.1	2.8.1
		Verificar encurvadura de varões longitudinais		6.2.2	2.8.2
Estrutura Limitadamente Dúctil	EC2-1	Flexão composta	Verificar secção da rótula plástica	6.1	2.7.1.1
		Esforço Transverso		6.2	2.7.2.1
	EC8-2	Se $M_{rd}/M_{ed} < 1,30$, trata-se de uma secção crítica		6.5.1(2)P	2.7.1.1
		Verificar confinamento se se tratar de uma secção crítica e se $\mu_\phi < 7$		6.2.1	2.8.1
		Verificar encurvadura de varões longitudinais		6.2.2	2.8.2

Quadro 2.9 – Verificações para pilares de secção oca.

Tipo	Eurocódigo	Verificações		Secção no Eurocódigo	Secção neste Trabalho	
Estrutura Dúctil	EC2-1	Flexão composta	Verificar secção da rótula plástica e secção adjacente a esta	6.1	2.7.1.2	
		Esforço Transverso		6.2	2.7.2.2	
	EC8-2	Verificação ao corte de nós adjacentes a rótulas plásticas		5.6.3.5	2.8.3	
		Se $\alpha < 2.0$	Verificar tensões diagonais de corte	EC8-1: 5.5.3.4.3	2.8.4	
			Verificar rotura por deslizamento devido ao corte		EC8-1: 5.5.3.4.4	2.8.5
		se $\eta_k \leq 0.20$	Não necessita de verificação de confinamento		6.2.1	2.8.1.2
		se $\eta_k > 0.20$	se $\mu_\phi < 13$	Verificar confinamento	6.2.1.4	2.8.1
			se $\mu_\phi \geq 13$	Não necessita de verificação de confinamento		
		Verificar encurvadura de varões longitudinais			6.2.2	2.8.2
Estrutura Limitadamente Dúctil	EC2-1	Flexão composta	Verificar secção da rótula plástica	6.1	2.7.1.1	
		Esforço Transverso		6.2	2.7.2.1	
	EC8-2	Se $M_{rd}/M_{ed} < 1.30$, trata-se de uma secção crítica			6.5.1(2)P	2.7.1.1
		se $\eta_k > 0.20$	Se $\mu_\phi < 7$	Verificar confinamento se se tratar de uma secção crítica	6.2.1.4	2.8.1
			Se $\mu_\phi \geq 7$	Não necessita de verificação de confinamento		
		Verificar encurvadura de varões longitudinais			6.2.2	2.8.2

3

APLICAÇÃO DO EUROCÓDIGO 8 NO DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DE PONTES DE DOIS CASOS DE ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

No Capítulo 2 foram abordados aspectos mais relevantes do EC8-2, relativos ao dimensionamento de pilares de pontes de betão armado, nomeadamente critérios de dimensionamento e verificações. Pretende-se agora aplicar grande parte das considerações estudadas a dois casos de estudo, correspondentes a duas pontes reais, tendo-se adoptado ligeiras simplificações estruturais de forma a enquadrá-las melhor no âmbito deste trabalho. Para estes dois casos de estudo, foi seleccionada uma ponte rodoviária corrente com pilares de secção oca e tabuleiro contínuo de 5 vãos e uma ponte com pilares de secção cheia também com tabuleiro contínuo ligado monoliticamente aos pilares.

Procedeu-se, para cada uma das pontes, ao dimensionamento dos pilares considerando-se as duas classes de ductilidade previstas no EC8-2 com o objectivo de se avaliar as simplificações desta opção nos procedimentos de dimensionamento e simultaneamente avaliar e confrontar os resultados obtidos para cada uma das classes de ductilidade. O dimensionamento dos pilares foi efectuado tendo em conta exclusivamente a contribuição de acções tomando a acção sísmica como acção de base, não se tendo considerado outras acções, nomeadamente a acção do vento e variações de temperatura.

Cada abordagem contemplará primeiro uma breve apresentação das pontes e alguns aspectos relacionados com as opções de modelação. Seguidamente serão apresentados os resultados relativamente a características dinâmicas de cada ponte e só depois se avançará com o dimensionamento, verificações e disposições de armadura de acordo com os critérios abordados no capítulo anterior.

3.2. PONTE PORTICADA COM PILARES DE SECÇÃO OCA

3.2.1. CARACTERIZAÇÃO DA PONTE

Esta ponte cumpre um traçado rectilíneo com 146 m de extensão entre eixos de encontros (sem qualquer inclinação longitudinal) repartido em 5 vãos, com $25,0 + 3 \times 32,0 + 25,0$ m, como se pode observar na Figura 3.1. Os pilares estão numerados de P1 a P4 e possuem alturas de 17 m nos pilares extremos e de cerca de 22 m nos pilares centrais.

Em relação aos encontros, um deles foi considerado como simplesmente apoiado na direcção longitudinal e o outro duplo já que se trata de uma solução muito usual para se fazer face a esforços axiais importantes (e.g. variações de temperatura).

Dada a não aplicação da interacção entre solo e fundação no âmbito deste trabalho, considerou-se que os pilares são fundados em sapata isolada de grandes dimensões, tendo-se admitido o encastramento dos pilares na base.

O estudo desta ponte recaiu sobre os pilares P2 e P4 com o objectivo de se caracterizar um pilar alto e um baixo.

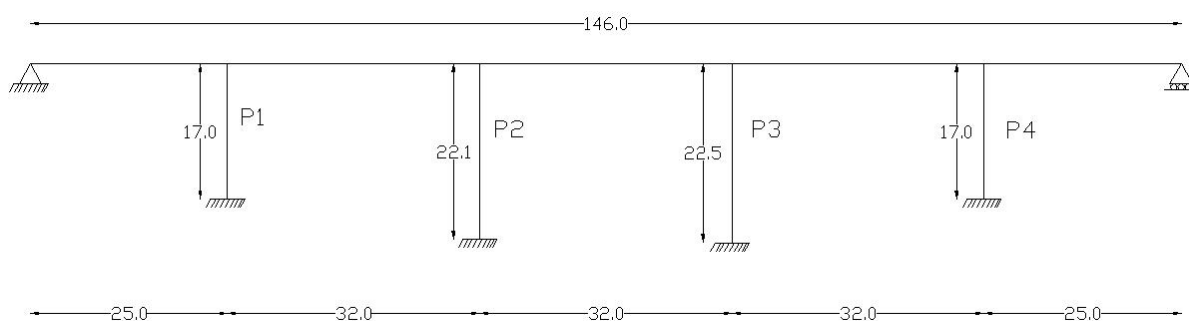


Figura 3.1 – Alçado da ponte com pilares de secção oca. [m]

Os pilares, em betão armado, possuem uma secção rectangular oca com a geometria representada na Figura 3.2. A secção, está orientada com a maior dimensão na direcção transversal da ponte e apresenta dimensões exteriores de $4,0 \times 1,8 \text{ m}^2$. Importa referir que esta secção, é uma secção corrente em pontes com as características da ponte em estudo, cujas dimensões são condicionadas não só pelos esforços mas também por questões relacionadas com os aparelhos de apoio.

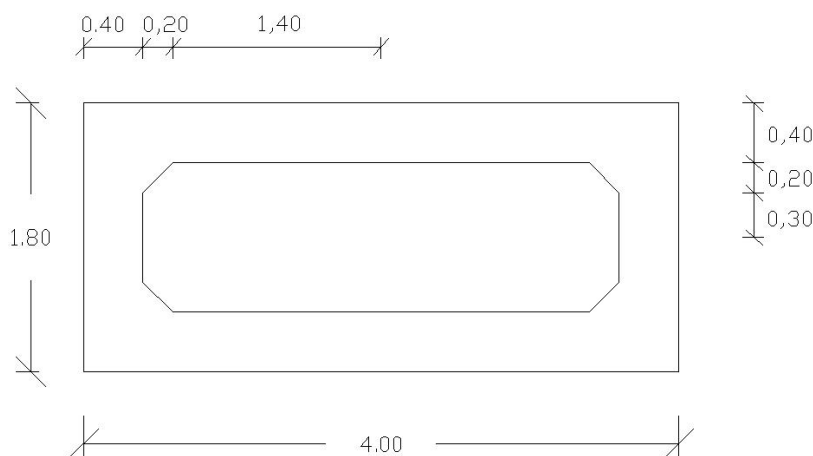


Figura 3.2 – Secção rectangular oca dos pilares. [m]

O tabuleiro é contínuo com 5 vãos com uma largura total de 11,80 m e é constituído por uma laje vigada em que as vigas apresentam uma altura constante de 1,60 m e largura variável entre 0,80 m e 1,00 m respectivamente na base e no topo. De cada um dos lados do tabuleiro encastra uma laje em consola com 2,25 m de vão e espessura variável entre 0,40 m e 0,20 m. Entre vigas encontra-se uma laje com espessura também variável entre 0,40 m e 0,25 m. Na Figura 3.3 encontra-se representada a secção transversal do tabuleiro.

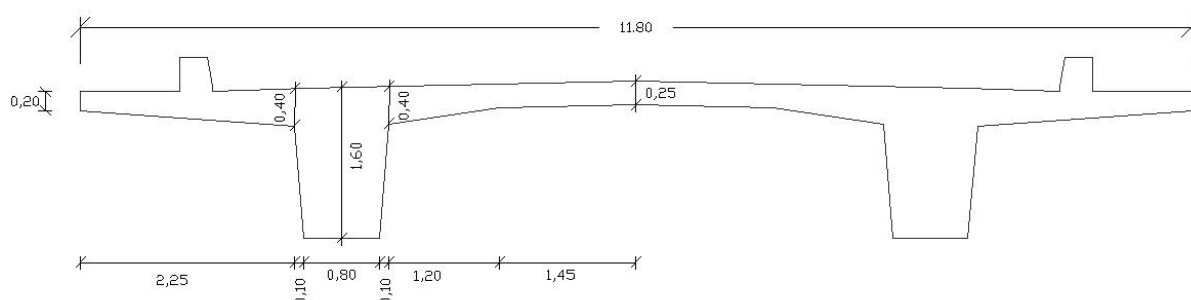


Figura 3.3 – Seccão em laje vigada do tabuleiro. [m]

O tabuleiro é apoiado nos pilares através de dois aparelhos de apoio dispostos nos alinhamentos das vigas, fixos na direcção transversal e deslizantes na direcção longitudinal da ponte.

Os materiais utilizados nos elementos estruturais para este estudo encontram-se definidos no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Materiais utilizados

Elemento	Material	f_k (MPa)	E_m (GPa)
Pilares	Betão C30/37	30	33
Tabuleiro	Betão C35/45	35	34
Armaduras ordinárias	Aço A500	500	200

As acções verticais permanentes consideradas foram as seguintes:

- Peso próprio da estrutura (PP);
- Restantes cargas permanentes (RCP) – Vigas lancil, passeios, betuminoso e vigas de bordadura (28,70 kN/m).

3.2.2. MODELAÇÃO

A modelação desta estrutura foi efectuada recorrendo ao programa de cálculo SAP2000, v.11.0.0 [3]. Todos os elementos foram simulados recorrendo a elementos de barra, incorporados numa modelação 3D, incluindo o tabuleiro. O facto de as características relevantes do tabuleiro serem as inércias flexionais e torsionais, levou a que este fosse modelado através de um único elemento de barra. Todas as características relevantes referidas na secção 3.2.1 foram devidamente modeladas neste programa. A ponte, depois de modelada, toma o aspecto da Figura 3.4. Como é visível nesta figura, o encabeçamento dos pilares foi simulado recorrendo a elementos de barra com secção maciça um pouco maior que a dos pilares de modo a simular a rigidez e massa dos capitéis.

Os aparelhos de apoio foram simulados, libertando o deslocamento longitudinal, rotação longitudinal e rotação torsional (dos pilares), relativos entre pilares e tabuleiro.

O facto de a direcção transversal ser a condicionante apenas se solicitou a estrutura segundo esta direcção.



Figura 3.4 – Estrutura modelada em SAP2000, v.11.0.0.

3.2.3. DEFINIÇÃO DOS ESPECTROS DE CÁLCULO

Esta ponte insere-se na zona 2 para um sismo do tipo 1 (ver Figura 2.1).

As características fundamentais para a definição do espectro de resposta são as seguintes:

- Considerou-se que os pilares estão fundados num solo do tipo B (ver Quadro 2.5);
- Um coeficiente de amortecimento viscoso $\xi = 5\%$ como preconizado pelo EC8-2 (ver 2.6.3.2) para elementos de betão armado (neste caso os pilares);
- Factor de importância $\gamma_I = 1,0$ (ver Quadro 2.1).

Em relação ao coeficiente de comportamento q , sabe-se que este depende do nível de ductilidade pretendido e do nível do esforço axial instalado nos pilares devido a cargas permanentes. Deste modo, recorrendo aos esforços axiais reduzidos (característicos, *i.e.*, calculados com f_{ck}) do Quadro 3.2 e aplicando os pressupostos expostos em 2.3, podemos obter os coeficientes de comportamento máximos admissíveis no caso de pontes com um comportamento dúctil ou limitadamente dúctil.

Quadro 3.2 – Esforços axiais reais e reduzidos nos pilares

Pilar	N (kN)	η_k
P1	7692.69	0.062
P2	8291.26	0.067
P3	8331.67	0.068
P4	7688.38	0.062

Nota: η_k calculado com recurso à expressão (2.14) sendo que a área de betão da secção do pilar A_c é de 4,08 m².

Como se pode verificar através do Quadro 3.2 o esforço axial reduzido η_k é sempre inferior a 0,30, logo os valores do Quadro 2.2 (pilares verticais em flexão) são aplicáveis. Como se pode observar, o esforço axial reduzido η_k é sempre inferior a 0,30, logo, para um comportamento com ductilidade limitada temos que $q_{m\acute{a}x} = 1,5$. Já para um comportamento dúctil temos $q_{m\acute{a}x} = 3,5 \lambda(\alpha_s)$.

Como o que interessa é a direcção transversal tem-se que $h = 4$ m. Admitindo varões longitudinais $\phi 20$ e tomando $L_{pilar} = 17$ m (P1) temos $L_p = 1,85$ m (2.12) e, conseqüentemente, $L_s = 15,15$ m (2.11).

Logo, $\alpha_s = 3,79$ o que se traduz num $\lambda(\alpha_s) = 1$, já que $\alpha_s \geq 3$.

Efectuando estes cálculos para todos os pilares é possível construir o Quadro 3.3 onde se observa que o coeficiente de comportamento global máximo admissível ($q_{máx}$) da estrutura é de 3,5 para um comportamento dúctil.

Quadro 3.3 - Cálculo do coeficiente de comportamento máximo admissível, $q_{máx}$

Pilar	L_{pilar} (m)	L_p (m)	L_s (m)	α_s	$\lambda(\alpha_s)$	$q_{máx}$
P1	17	1.85	15.15	3.79	1	3.5
P2	22.1	2.36	19.74	4.94	1	3.5
P3	22.5	2.40	20.10	5.03	1	3.5
P4	17	1.85	15.15	3.79	1	3.5

Com estes elementos estão criadas as condições para a determinação dos espectros de resposta de cálculo a utilizar na análise. Os espectros utilizados para um $q = 1,5$ e $q = 3,5$ encontram-se nas Figuras 3.5 e 3.6, respectivamente. Estes espectros foram determinados recorrendo a uma folha de cálculo em *Excel* onde se encontravam incorporados os valores propostos pelo Anexo Nacional apresentados nos Quadros 2.3 e 2.6, as acelerações máximas de referência do Quadro 2.4 e as expressões apresentadas na secção 2.4.2.

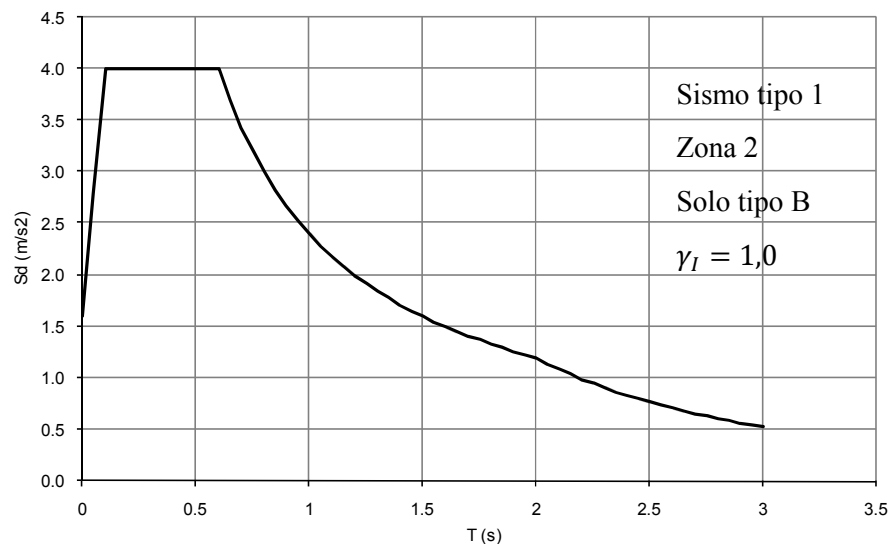


Figura 3.5 - Espectro de resposta de cálculo para $q = 1,5$.

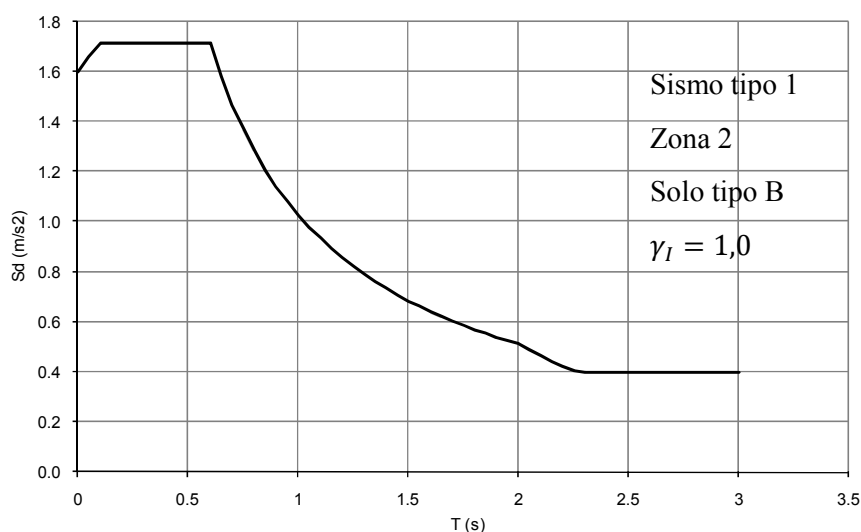


Figura 3.6 - Espectro de resposta de cálculo para $q = 3,5$.

3.2.4. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA PONTE

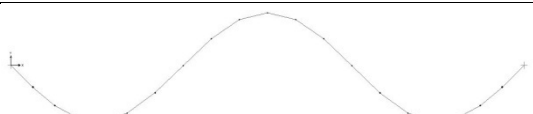
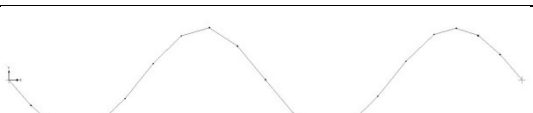
Antes do dimensionamento propriamente dito optou-se por fazer, nesta secção, uma apresentação prévia das características dinâmicas da ponte de forma a sensibilizar o leitor para o tipo de estrutura que se nos apresenta. Este é de resto um aspecto extremamente importante no contexto da análise sísmica, em particular no dimensionamento sísmico de pontes. É fundamental, neste processo, aferir-se o modelo de cálculo, confrontando os resultados da identificação dinâmica da ponte com os resultados obtidos por via simplificada.

Recorrendo ao programa de cálculo SAP2000, referido anteriormente, foi possível efectuar uma análise modal da estrutura. Os resultados apresentados no Quadro 3.4 foram obtidos, recolhendo os modos de vibração relevantes para a direcção em estudo, de modo que foram extraídos os quatro modos de vibração na direcção transversal (direcção y) numerados de acordo com o decréscimo do período (aumento da frequência). Na primeira coluna apresenta-se a numeração do modo, no conjunto de todos os modos de vibração (incluindo as outras direcções).

Neste quadro apresentam-se ainda o factor de participação modal na direcção y (L_y), assim como a rigidez modal (K) e a deformada correspondente a cada modo.

Através de L_y conclui-se facilmente que 1º modo é claramente o mais influente na resposta enquanto o 13º é o segundo mais influente mas já com uma participação baixa. O 8º e o 15º modo praticamente não influem na resposta. Este era de resto um comportamento esperado, atendendo à simetria e regularidade da ponte.

Quadro 3.4 – Informação modal de ponte com pilares ocos na direcção y

Modo	Período (s)	L_y (kN.m ²)	K (kN/m)	Deformada modal
1 (1y)	0.562	-50.98	124.92	
8 (2y)	0.287	-0.155	478.00	
13 (3y)	0.155	17.90	1638.40	
15 (4y)	0.101	0.0387	3851.13	

3.2.5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES

O dimensionamento foi efectuado recorrendo ao método de sobreposição modal [8][9] que corresponde ao método “Análise linear dinâmica – Método do espectro de resposta” proposto pelo EC8-2 [2] e abordado na secção 2.6.4 deste trabalho.

A abordagem foi feita somente para a **direcção transversal**, uma vez que é nesta direcção que o sismo tem um maior impacto, já que as forças de inércia aplicadas no tabuleiro afectam directamente os pilares. Isto deve-se às condições de apoio referidas anteriormente, com o tabuleiro fixo na direcção transversal e livre na direcção longitudinal.

A combinação de esforços considerada, à luz do que preconiza o EC8-2, foi a seguinte:

$$E_d = G_k + \Psi_{21}Q + A_{Ed} \quad (3.1)$$

O valor da sobrecarga, Q , foi desprezada, já que Ψ_2 toma o valor de 0,2 (ver 2.6.3.1) o que reduz significativamente a importância desta acção.

A combinação modal utilizada em todos os cálculos foi a do tipo CQC (Combinação quadrática completa).

3.2.5.1. Dimensionamento adoptando um comportamento limitadamente dúctil

Utilizando o programa SAP2000 para este fim introduzindo o espectro da Figura 3.5a, retiraram-se os esforços relevantes na direcção transversal para os pilares em estudo, P2 e P4. Estes esforços relevantes são, evidentemente, o esforço axial já apresentado, o corte basal e o momento flector na base, que é o local previsível para a formação de rótulas plásticas já que é a zona onde se concentram

os maiores esforços. De qualquer forma apresentam-se de seguida nas Figuras 3.7a e 3.7b os diagramas de esforço transversal (V_{Ed}) e momento flector (M_{Ed}) em cada um dos pilares em análise.



Figura 3.7a – Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P2 para um comportamento limitadamente dúctil.

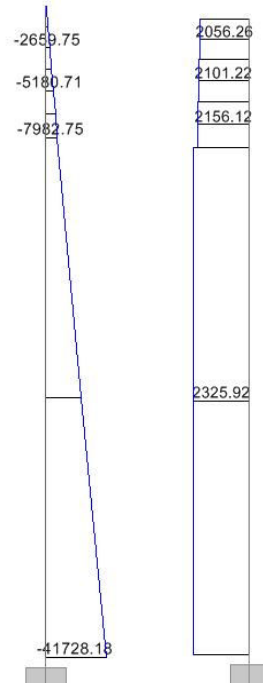


Figura 3.7b - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P4 para um comportamento limitadamente dúctil.

O facto de os esforços apresentarem apenas um sinal deve-se apenas ao “output” do programa, porque na realidade os esforços atingem os dois sentidos dado o carácter cíclico da acção sísmica. No topo dos pilares nota-se uma pequena discretização que se deve aos elementos de barra que tentam simular o encabeçamento dos pilares como já foi referido anteriormente.

Aos momentos obtidos deste cálculo é necessário aplicar um incremento, ΔM , para que se tenha em conta os eventuais efeitos de segunda ordem na zona da rótula plástica (ver expressão (2.25)).

O deslocamento associado a este cálculo, é o deslocamento real que a estrutura experimenta no topo dos pilares, que se obtém da seguinte forma:

$$d_{Ed} = \pm \eta \mu_d d_{Ee} \quad (3.2)$$

onde,

d_{Ee} é o deslocamento elástico obtido do cálculo efectuado no SAP2000[3];

μ_d é a ductilidade em deslocamento;

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$ é um factor que tem em conta o amortecimento ($\eta = 1$ para $\xi = 5\%$).

A ductilidade em deslocamento, μ_d , define-se da seguinte forma:

$$\bullet \quad \mu_d = q \quad \text{se } T \geq T_0 = 1,25T_c \quad (3.3)$$

$$\bullet \quad \mu_d = (q - 1) \frac{T_0}{T} + 1 \leq 5q - 4 \quad \text{se } T < T_0 \quad (3.4)$$

onde,

T_c é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante definido no Quadro 2.6.

No nosso caso em concreto, temos $T_c = 0,6$, o que leva a $T_0 = 1,25 \times 0,6 = 0,75$ s que é um valor superior a $T = 0,56$ s, logo a expressão a aplicar para o cálculo de μ_d é a (3.4). De modo que somos conduzidos a $\mu_d = 1,67$. Com, $\eta = 1$ ($\xi = 5\%$), obtemos o valor de $d_{Ed} = \mu_d \times d_{Ee}$, expressos no Quadro 3.5.

Utilizando estes deslocamentos, d_{Ed} , no topo dos pilares (expressos no Quadro 3.5) e os esforços axiais calculados anteriormente, é possível obter os incrementos, ΔM (2.25), desejados (Quadro 3.5).

Quadro 3.5 - Deslocamentos no topo dos pilares e incrementos de momentos.

Pilar	d_{Ee} (m)	d_{Ed} (m)	ΔM (kN.m)
P2	0.0402	0.0671	695.43
P4	0.0203	0.0339	325.80

Nota: este incremento estaria sujeito à verificação da condição $M_{Rd}/M_{Ed} < 1,30$ (ver secção 2.7.1.1). Que neste caso acontecerá, já que M_{Ed} corresponde à solicitação sísmica para a qual será dimensionada a armadura.

Deste modo e organizando os esforços na secção da base dos pilares no Quadro 3.6 estão reunidas as condições para que se possa proceder ao dimensionamento das secções dos pilares. No Quadro 3.6 M_{Ed} já incorpora ΔM .

Quadro 3.6 - Esforços de cálculo na secção da base dos pilares P2 e P4

Pilar	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)
P2	52459.30	8291.26	2324.33
P4	42054.00	7688.38	2325.92

O dimensionamento à flexão composta assenta nos pressupostos do EC2-1, pelo que fazendo um equilíbrio de forças internas recorrendo a um diagrama rectangular aproximado de tensões no betão com uma profundidade de $0,8x$, em que x é a profundidade do eixo neutro, e adoptando uma altura útil, d , de 3,8 m podemos obter a armadura necessária exposta no Quadro 3.7. Neste quadro encontram-se os valores do eixo neutro, da armadura necessária em cada banzo (A_s/banzo), armadura total ($A_s = A_s/\text{banzo} \times 2$) e a percentagem de armaduras que corresponde ao quociente entre a área total de armaduras necessária, A_s , e a área total de betão, A_c , ($\rho_l = A_s/A_c$).

Quadro 3.7 - Armaduras longitudinais necessárias para resistir a M_{ed} e N_{ed}

Pilar	$A_s/\text{banzo} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$\rho_l \text{ (\%)}$
P2	247.20	494.39	1.20
P4	181.03	362.05	0.88

O pilar P2, apesar de ser mais alto, é o pilar mais solicitado necessitando de maior quantidade armadura, cerca de 40% mais do que o mais baixo, P4. Adoptando varões $\phi 25$, podemos obter as soluções de armaduras expressas no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Solução adoptada de armaduras longitudinais utilizadas

Pilar	Solução de armaduras	
P2	104 $\phi 25$	52 $\phi 25/\text{banzo}$
P4	76 $\phi 25$	38 $\phi 25/\text{banzo}$

O dimensionamento ao esforço transversal recorrendo foi efectuado recorrendo, mais uma vez, aos pressupostos do EC2-1 apenas tendo em conta a pequena consideração imposta pelo EC8-2 para estruturas com ductilidade limitada, que de resto, foram apresentadas na secção 2.7.2.1.

A armadura transversal obtida está expressa no Quadro 3.9. Observando este quadro conclui-se que a armadura exigida é superior à mínima pelo que será esta a armadura a empregar. Como o valor de $V_{Rd,max}$ é superior a V_{Ed} , não haverá esmagamento das escoras de betão. Note-se que $(A_{sw}/s)_{min}$ e (A_{sw}/s) já vêm multiplicados por γ_{bd1} que toma o valor de 1,25 neste caso (ver 2.7.2.1). Similarmente $V_{Rd,max}$ vem já dividido por este mesmo valor. O cálculo foi feito com uma inclinação das escoras $\theta = 26,67^\circ$ nas escoras e com um $z = 0,9 \times 3,8 = 3,42 \text{ m}$.

Quadro 3.9 - Armaduras transversais necessárias para resistir a V_{Ed} .

Pilar	$(A_{sw}/s)_{min} \text{ (cm}^2/\text{m)}$	$(A_{sw}/s) \text{ (cm}^2/\text{m)}$	$V_{Rd,max} \text{ (kN)}$
P2	8.76	9.78	9253.94
P4	8.76	9.79	9253.94

Adoptando estribos de 2 ramos $\phi 8$ em cada alma da secção, resolve-se o problema com os espaçamentos adoptados no Quadro 3.10. Esta solução fica, no entanto, sujeita às verificações que se seguem.

Quadro 3.10 – Solução adoptada de armaduras transversais de esforço transverso.

Pilar	Solução de armaduras
P2	2 est 2 $r\phi 8//0,20$
P4	2 est 2 $r\phi 8//0,20$

Efectuado o dimensionamento para os esforços actuantes, é agora necessário aplicar as verificações que são propostas no EC8-2.

Atendamos agora a que verificações serão aplicáveis neste contexto. Segundo o EC8-2, para estruturas com ductilidade limitada apenas há a verificar as condições de confinamento do betão e a encurvadura dos varões longitudinais. O confinamento não é aplicável neste caso já que sendo uma secção oca e consultando o Quadro 3.2 verificamos que η_k é sempre menor do que 0,20 (ver secção 2.8.1).

Em relação à encurvadura de varões longitudinais, recorda-se aqui a expressão (2.44):

$$\min\left(\frac{A_t}{s_t}\right) = \frac{(\Sigma A_s) \cdot f_{ys}}{1,6 \cdot f_{yt}} \text{ (mm}^2/\text{m)}$$

Admitindo cintas a abraçar dois varões longitudinais, temos que:

$$\Sigma A_s = 1 \times 4,91 = 4,91 \text{ cm}^2 = 491 \text{ mm}^2$$

logo,

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{491 \times 500}{1,6 \times 500} = 306,875 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Adoptando cintas $\phi 10$ ($A_t = 79 \text{ mm}^2$), temos,

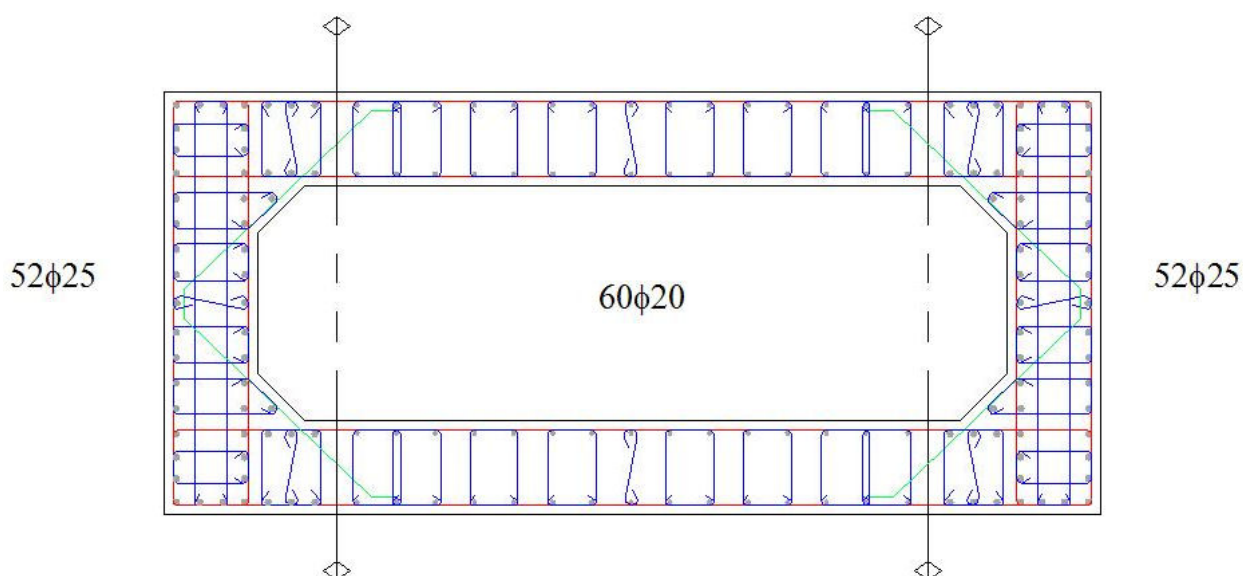
$$s_t = \frac{79}{306,875} = 0,257 \text{ m}$$

Deste modo teremos um espaçamento transversal máximo entre ramos para este tipo de armadura de 0,20 m já que este é o máximo admissível pelo regulamento (ver secção 2.9.2).

Em relação ao espaçamento longitudinal mínimo definido pela condição (2.45). Tomando $f_{tk} = f_{yk}$, conclui-se que $\delta = 5$. De modo que $s_L = 5 \times 0,025 = 0,125 \text{ m}$.

Com isto adoptou-se um espaçamento de 0,125 inclusivamente para os estribos de esforço transversal. Em relação a estes estribos, modificou-se o diâmetro para $\phi 10$ para se manter um diâmetro uniforme nas cintas transversais.

A disposição de armaduras adoptada apresenta-se nas Figuras 3.8 e 3.9 para P2 e P4, respectivamente. As cintas representadas a azul são as que previnem a encurvadura dos varões longitudinais, a grande exigência em relação ao espaçamento máximo por parte do EC8-2 leva a uma grande concentração desta armadura. A vermelho temos a armadura geral de corte que abrange a totalidade das paredes dos pilares. Por fim a verde colocou-se uma armadura de reforço habitual nestes casos.

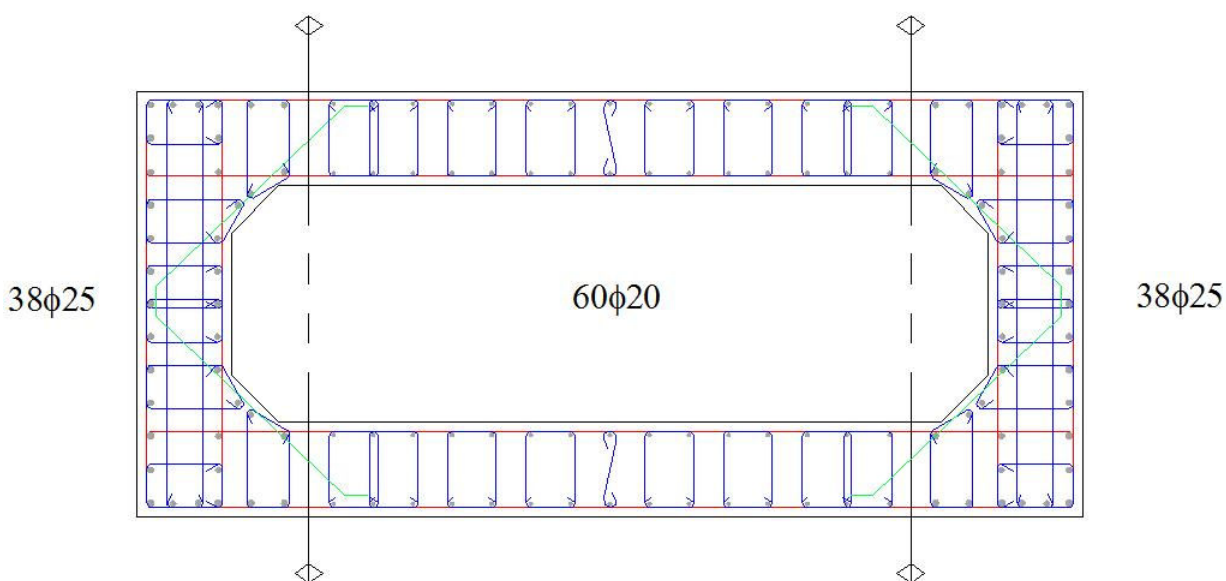


Armadura de esforço transversal (vermelho) - $\phi 10//0,125$

Armadura de encurvadura dos varões longitudinais (azul) - $\phi 10//0,125$ ($s_{t,máx} = 0,20 \text{ m}$)

Armadura de reforço (verde) - $\phi 10//0,125$

Figura 3.8 – Solução de armaduras na base do pilar P2 para um comportamento com ductilidade limitada.



Armadura de esforço transversal (vermelho) - $\phi 10//0,125$

Armadura de encurvadura dos varões longitudinais (azul) - $\phi 10//0,125$ ($s_{t,máx} = 0,20 \text{ m}$)

Armadura de reforço (verde) - $\phi 10//0,125$

Figura 3.9 - Solução de armaduras na base do pilar P4 para um comportamento com ductilidade limitada.

3.2.5.2. Dimensionamento adoptando um comportamento dúctil

À semelhança do cálculo anterior mas agora utilizando o espectro da Figura 3.5b, obteve-se os diagramas de esforços apresentados nas Figura 3.10a e 3.10b para P2 e P4, respectivamente.

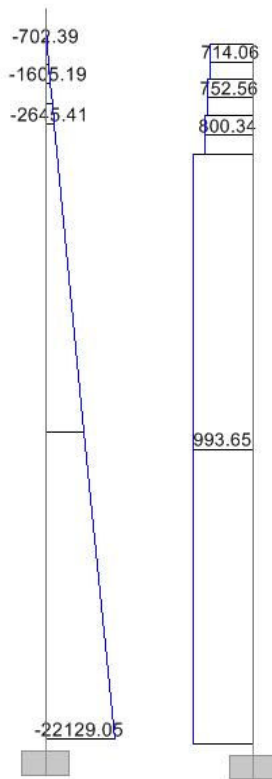


Figura 3.10a - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P2 para um comportamento dúctil.

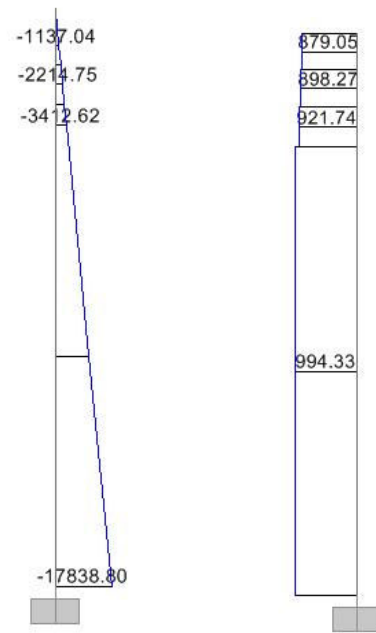


Figura 3.10b - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P4 para um comportamento dúctil.

Os eventuais efeitos de segunda ordem na rótula plástica deverão também eles ser acautelados, sendo necessário portanto o cálculo de ΔM que se apresenta no Quadro 3.11 e que vem associado a d_{Ed} como está expresso na expressão (2.25). Neste caso teremos na mesma que aplicar a expressão (3.4), uma vez que T e T_0 assumem os mesmos valores. De modo que com $q = 3,5$, temos $\mu_d = 4,35$.

Quadro 3.11 - Deslocamentos no topo dos pilares (d_{Ed}) e incrementos de momentos (ΔM)

Pilar	d_{Ed} (m)	d_{Ed} (m)	ΔM (kN.m)
P2	0.0172	0.0748	1395.80
P4	0.0087	0.0378	654.68

Deste modo podemos organizar os esforços de cálculo no Quadro 3.12.

Assente nos mesmos pressupostos de dimensionamento do exemplo anterior, baseados no EC2-1, é possível proceder ao cálculo das armaduras assim como a percentagem correspondente (Quadro 3.13).

Quadro 3.12 - Esforços de cálculo na secção da base dos pilares P2 e P4

Pilar	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)
P2	23524.84	8291.26	993.65
P4	18493.50	7688.38	994.33

Quadro 3.13 - Armaduras longitudinais necessárias para resistir a M_{Ed} e N_{Ed}

Pilar	A_s/banzo (cm ²)	A_s (cm ²)	ρ_l (%)
P2	44.30	88.58	0.22
P4	22.10	44.20	0.11

O facto de estas taxas de armadura serem excessivamente baixas indicia que muito provavelmente a acção sísmica não será condicionante. O EC8-2 também não explicita qual a armadura mínima a utilizar quando se pretende um comportamento dúctil. O facto de ser ter obtido taxas tão baixas com $q = 3,5$ deve-se à robustez excessiva da secção de betão para as acções sísmicas em causa. Sendo esta uma secção pré-definida, ela deverá ter sido obtida de acordo com condicionantes de outro tipo de solicitações não-sísmicas.

Posto isto, tomou-se a decisão de adoptar taxas de armaduras comuns para este tipo de pilares, baseadas em projectos existentes com o mesmo tipo de pilares e solução estrutural. Pretende-se com esta opção dotar a secção de armaduras realistas, que estarão eventualmente condicionadas por outras acções não consideradas neste trabalho, como por exemplo a acção do vento e as variações térmicas. Desta forma é possível avaliar as implicações no comportamento sísmico que será discutido no capítulo seguinte.

A nova armadura foi obtida com base em taxas de armadura nos banzos:

$$\rho_{l,b} = \frac{A_s/\text{banzo}}{A_{c,b}} \quad (3.5)$$

Admitindo esta taxa igual a 1% em P4 e 1,30% em P2, obtêm-se as áreas de armadura e taxas globais expressas no Quadro 3.14.

Quadro 3.14 – Taxas de armaduras admitidas e respectivas áreas.

Pilar	$\rho_{l,b}$ (%)	A_s/banzo (cm ²)	A_s (cm ²)	ρ_l (%)
P2	1.30	93.60	187.20	0.46
P4	1.00	72.00	144.00	0.35

Nota: $A_{c,b} = 1,8 \times 0,4 = 0,72 \text{ m}^2$

Através destas armaduras podemos retirar os momentos resistentes, M_{Rd} , através das equações de equilíbrio. Este valor de M_{Rd} terá, forçosamente, de ser muito próximo de M_{Ed} que solicita a estrutura. Tendo isto, podemos proceder ao cálculo do novo coeficiente de comportamento q_f , já que este é inversamente proporcional aos esforços produzidos. De modo que:

$$\frac{q_f}{q_i} = \frac{M_i}{M_f} \Rightarrow q_f = q_i \times \frac{M_i}{M_f} \quad (3.6)$$

Com isto pode-se facilmente obter q_f . Por exemplo, para P2: $q_i = 3,5$; $M_i = 22129,05$ kN.m; $M_f = M_{Rd}$. O Quadro 3.15 mostra-nos os valores de M_{Rd} com as novas taxas, assim como os valores do coeficiente de comportamento correspondentes.

Quadro 3.15 – Novos coeficientes de comportamento

Pilar	Mrd (kN.m)	Novo q_f
P2	29924.78	2.59
P4	25646.76	2.43

Através destes valores de q , optou-se por escolher o menor valor para coeficiente global da estrutura. De modo que se adoptou $q = 2,4$. Com este novo valor definiu-se o espectro representado na Figura 3.11. Desta forma, estabeleceu-se a condição de que o dimensionamento sísmico reflectirá a necessidade de armadura que efectivamente será adoptada.

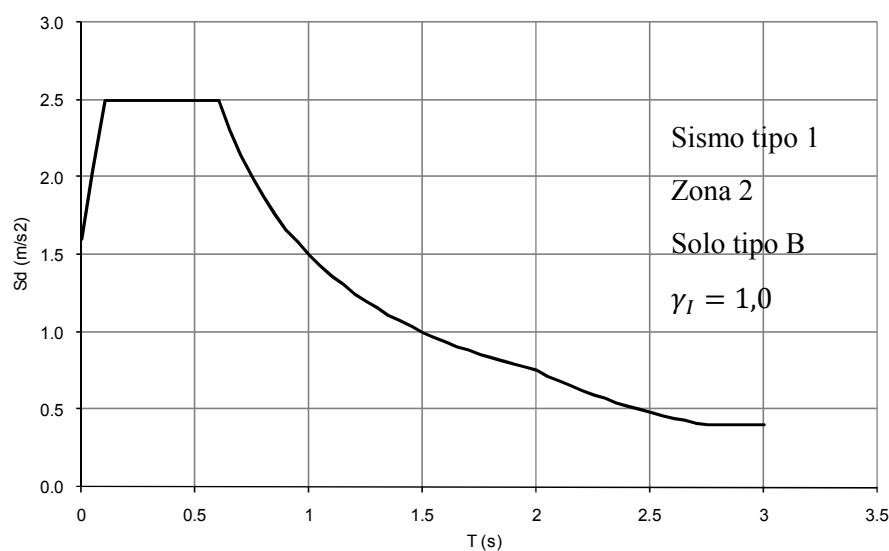


Figura 3.11 - Espectro de resposta de cálculo para $q = 2,4$.

Recalculando a estrutura com recurso a este novo espectro obtêm-se os deslocamentos no topo dos pilares, o incremento ΔM que tem em conta os efeitos de segunda ordem na rótula plástica e os esforços M_{Ed} e V_{Ed} resultantes do cálculo. No Quadro 3.16 expressam-se estes valores em que M_{Ed} já contempla ΔM . Recorrendo à mesma forma de cálculo de d_{Ed} , para esse efeito obteve-se agora $\mu_d = 2.875$.

Quadro 3.16 – Esforços com $q = 2,4$.

Pilar	d_{Ee} (m)	d_{Ed} (m)	ΔM (kN.m)	M_{Ed} (kN.m)	V_{Ed} (kN)
P2	0.0262	0.0753	1061.36	33641.52	1494.77
P4	0.0132	0.0380	496.97	26845.42	1479.20

No Quadro 3.17 indicam-se as armaduras longitudinais obtidas e as respectivas taxas de armadura.

Quadro 3.17 – Armadura longitudinal

Pilar	$A_s/banco$ (cm^2)	A_s (cm^2)	ρ_l (%)
P2	111.323	222.65	0.54
P4	76.617	153.23	0.37

Adoptando varões $\phi 20$ para o pilar P2 e $\phi 16$ para o pilar P4, obtemos as soluções de armadura indicadas no Quadro 3.18.

Quadro 3.18 - Solução adoptada de armaduras longitudinais utilizadas

Pilar	Solução de armaduras	
P2	72 $\phi 20$	36 $\phi 20$ /banzo
P4	80 $\phi 16$	40 $\phi 16$ /banzo

O cálculo ao esforço transversal foi efectuado de modo semelhante ao caso anterior, apenas com algumas considerações adicionais para estruturas dúcteis (ver secção 2.7.2.2). Assumiu-se uma inclinação de escoras de 45° e $z = 0,9d$. Para o cálculo de γ_{Bd} , utilizou-se a expressão (2.29), na qual se considerou $V_{Ed}/V_{C,o} = 1,0$. Deste modo é possível definir o Quadro 3.19 em que γ_{Bd} toma o valor de 1,0. Observando o quadro compreende-se facilmente que não haverá esmagamento das escoras com o ângulo considerado, e que a armadura calculada é superior à mínima.

Quadro 3.19 - Armaduras transversais necessárias para resistir a V_{Ed} .

Pilar	$(A_{sw/s})_{min}$ (cm^2/m)	$(A_{sw/s})$ (cm^2/m)	$V_{Rd,max}$ (kN)
P2	7.01	10.05	14446.08
P4	7.01	9.95	14446.08

Adoptando estribos de 2 ramos $\phi 8$ em cada alma da secção, são necessários os espaçamentos expressos no Quadro 3.20.

Quadro 3.20 - Solução adoptada de armaduras transversais de esforço transversal.

Pilar	Solução de armaduras
P2	2 est 2r $\phi 8$ //0,20
P3	2 est 2r $\phi 8$ //0,20

Posto isto, vejamos que verificações suplementares se aplicam neste nível de ductilidade.

As verificações em relação a Tensões Diagonais de corte e Rotura por Deslizamento não são aplicáveis neste caso como se pode comprovar pelos valores de α_s apresentados no Quadro 3.3 para os pilares P2 e P4 ($\alpha_s = 4,94$ para P2 e $\alpha_s = 3,79$ para P4), verificamos facilmente que $\alpha_s > 2,0$, logo não serão necessárias as verificações referidas.

Em relação ao confinamento, novamente este não se aplica já que se trata de um pilar oco e com η_k sempre menor que 0,20.

A verificação de corte em nós adjacentes a rótulas plásticas resume-se, neste caso, à ligação do pilar com a sapata de fundação já que a sua ligação com o tabuleiro é feita por intermédio de aparelhos de apoio. Esta verificação perde um pouco o sentido na ligação com uma sapata, já que o funcionamento deste nó é tido em conta aquando do dimensionamento da própria sapata que acautelará estes problemas, aspecto que não será abordado no presente trabalho.

Deste modo resta prevenir a encurvadura dos varões longitudinais dos pilares. Para isto recorre-se novamente à expressão (2.44). O cálculo é feito de modo análogo ao caso anterior, mas desta vez adoptaram-se estribos $\phi 10$ para P2 e $\phi 8$ para P4, assumindo-se na mesma que cada ramo de estribo amarra um varão. Desta forma temos para cada um dos pilares os espaçamentos transversais máximos seguintes:

- Para P2: $s_t = \frac{79}{314} \approx 0,25 \text{ m}$
- Para P4: $s_t = \frac{50}{201} \approx 0,25 \text{ m}$

Nota: Para P2 os varões longitudinais possuem 20 mm de diâmetro e para P4 16 mm.

O máximo admissível é 0,20 m (ver secção 2.9.2) pelo que será este o valor a adoptar nas disposições.

O espaçamento longitudinal será $s_L = 5 \times 0,02 = 0,10 \text{ m}$ para o pilar P2 e $s_L = 5 \times 0,016 = 0,08 \text{ m}$ para o pilar P4.

Como no pilar P2 as cintas de encurvadura de varões têm um diâmetro de 10 mm, optou-se por utilizar neste pilar um diâmetro de 10 mm para as cintas de corte (apenas em P2).

Antes da disposição de armadura, é necessário saber até onde se deve prolongar a armadura a colocar na rótula, bem como a quantidade de armaduras a dispor na zona corrente fora da rótula. De seguida definem-se as equações de momentos a partir da base dos pilares utilizando os esforços do Quadro 3.16, mas em que M_{Ed} não possui o incremento ΔM .

- $M_{P2}(x) = 33641.52 - 1494,77x \quad (3.7)$

- $M_{P4}(x) = 26845.42 - 1479,20x \quad (3.8)$

O comprimento L_h , não foi considerado já que não se necessitou de confinamento.

Os comprimentos L_p , foram calculados novamente admitindo agora os diâmetros de varões longitudinais realmente utilizados ($\phi 20$ em P2 e $\phi 16$ em P4):

- 2,36 m em P2;
- 1,82 m em P4.

Desta forma, optou-se por estender a armadura transversal da rótula plástica ao longo de:

- 2,40 m em P2;
- 1,90 m em P4.

Para a armadura longitudinal, adoptou-se um critério simplificado para que essa quantidade de armadura a dispor na base dos pilares possuísse um comprimento de amarração nunca inferior a 6 m a partir da base.

A armadura longitudinal a dispor nesses 6 m foi calculada com os esforços nas distâncias L_p , utilizando as expressões (3.7) e (3.8). O Quadro 3.21 indica-nos os esforços e a correspondente armadura longitudinal.

Quadro 3.21 - Armaduras longitudinais a colocar fora das rótulas plásticas

Pilares	x (m)	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed} (kN)	A_s/banzo (cm ²)	Solução
P2	2.40	28992.71	8059.82	88.13	30 ϕ 20/banzo
P4	1.90	23538.27	7498.33	59.02	30 ϕ 16/banzo

A armadura transversal a colocar fora da rótula (à distância L_p) é obtida com os esforços transversos do Quadro 3.16 com a diferença de se ter usado um ângulo de inclinação das escoras de 26,67°.

Quadro 3.22 - Armadura transversal a colocar fora da rótula plástica

Pilar	$(A_{sw}/s)_{min}$ (cm ² /m)	(A_{sw}/s) (cm ² /m)	Vrd_{max} (kN)	Solução
P2	7.01	5.03	11567	2 est 2r ϕ 8//0,25
P4	7.01	4.98	11567	2 est 2r ϕ 8//0,25

Apesar de com $\phi 8$ o problema ser facilmente resolvido, no pilar P2 obteve-se por estribos $\phi 10$ para não haver variação de diâmetros entre secções (fora e dentro da rótula).

A disposição relativa ao pilar P2 encontra-se no conjunto de Figura 3.12, 3.13 e 3.14. De salientar que não havendo critérios de armadura de encurvadura de varões longitudinais fora da rótula, esta foi mantida embora com espaçamentos transversal e longitudinal maiores, sendo iguais ao da armadura de esforço transversal. Atenda-se ainda a que na disposição da secção na rótula se considerou uma intermitência de espaçamentos (10 cm) entre a armadura de corte e a de encurvadura, já a primeira possui 20 cm de espaçamento e a segunda 10 cm. A disposição no pilar P4 encontra-se nas Figuras 3.15, 3.16 e 3.17. Neste caso merece alguma atenção a opção tomada relativamente à armadura na rótula plástica, já que se decidiu espaçar todas as armaduras de 8 cm longitudinalmente, fruto da exigência do espaçamento máximo admissível para os estribos de encurvadura.

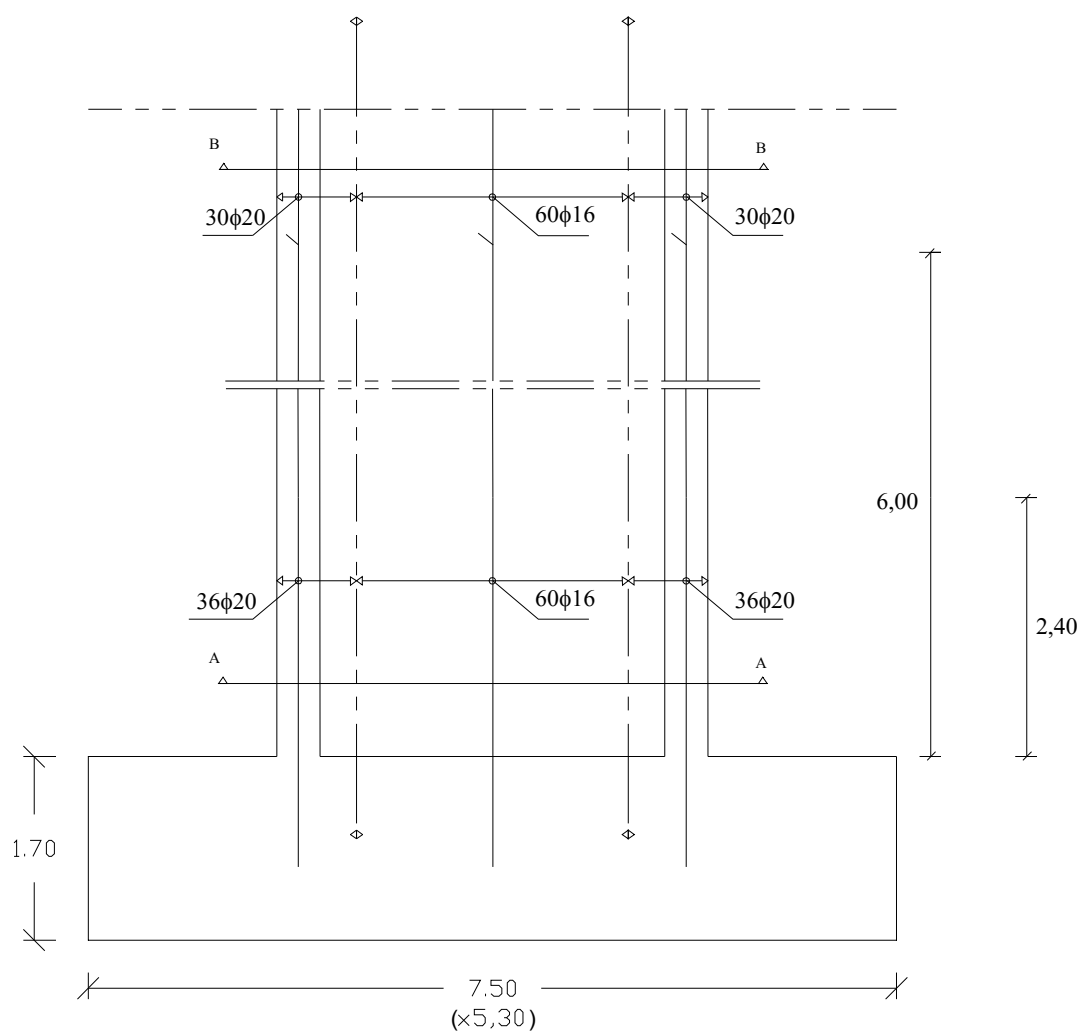
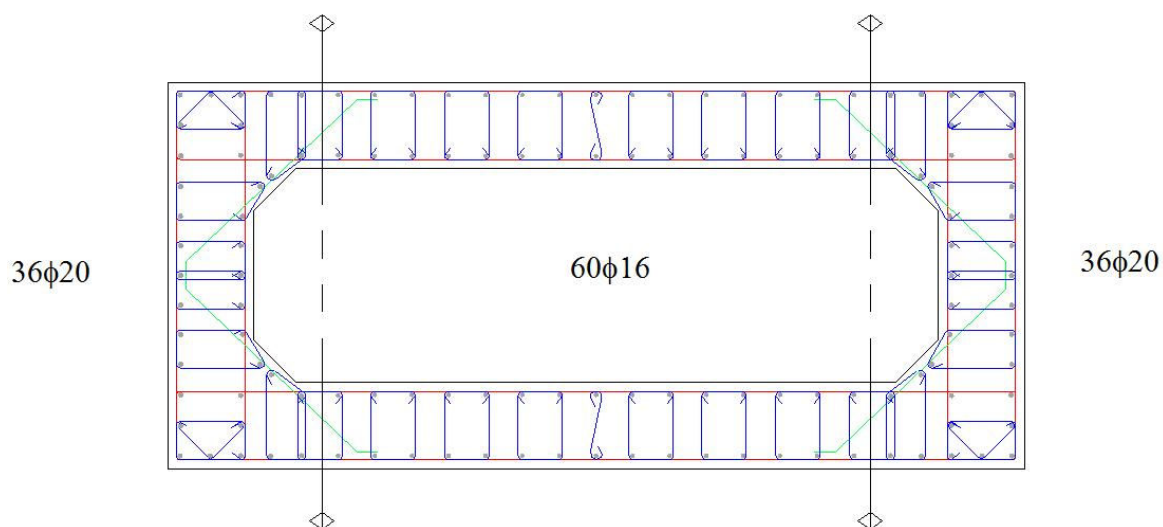


Figura 3.12 - Disposição de armadura no pilar P2 adoptando um comportamento dúctil. Corte longitudinal. [m]

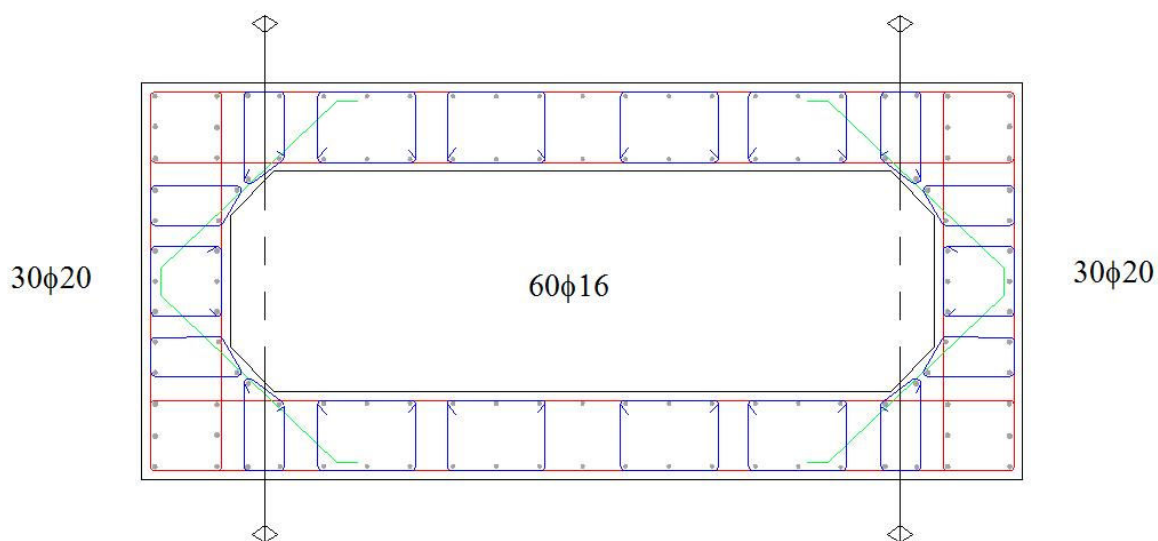


Armadura de esforço transversal (vermelho) - $\phi 10//0,20$

Armadura de encurvadura dos varões longitudinais (azul) - $\phi 10//0,10$ ($s_{t,m\acute{a}x} = 0,20m$)

Armadura de reforço (verde) - $\phi 10//0,10$

Figura 3.13 - Solução de armaduras na base do pilar P2 para um comportamento dúctil. Corte A-A (na zona da rótula).



Armadura de esforço transversal (vermelho) - $\phi 10//0,25$

Armadura de encurvadura dos varões longitudinais (azul) - $\phi 10//0,25$

Armadura de reforço (verde) - $\phi 10//0,25$

Figura 3.14 - Solução de armaduras do pilar P2 para um comportamento dúctil. Corte B-B (na zona corrente fora da rótula).

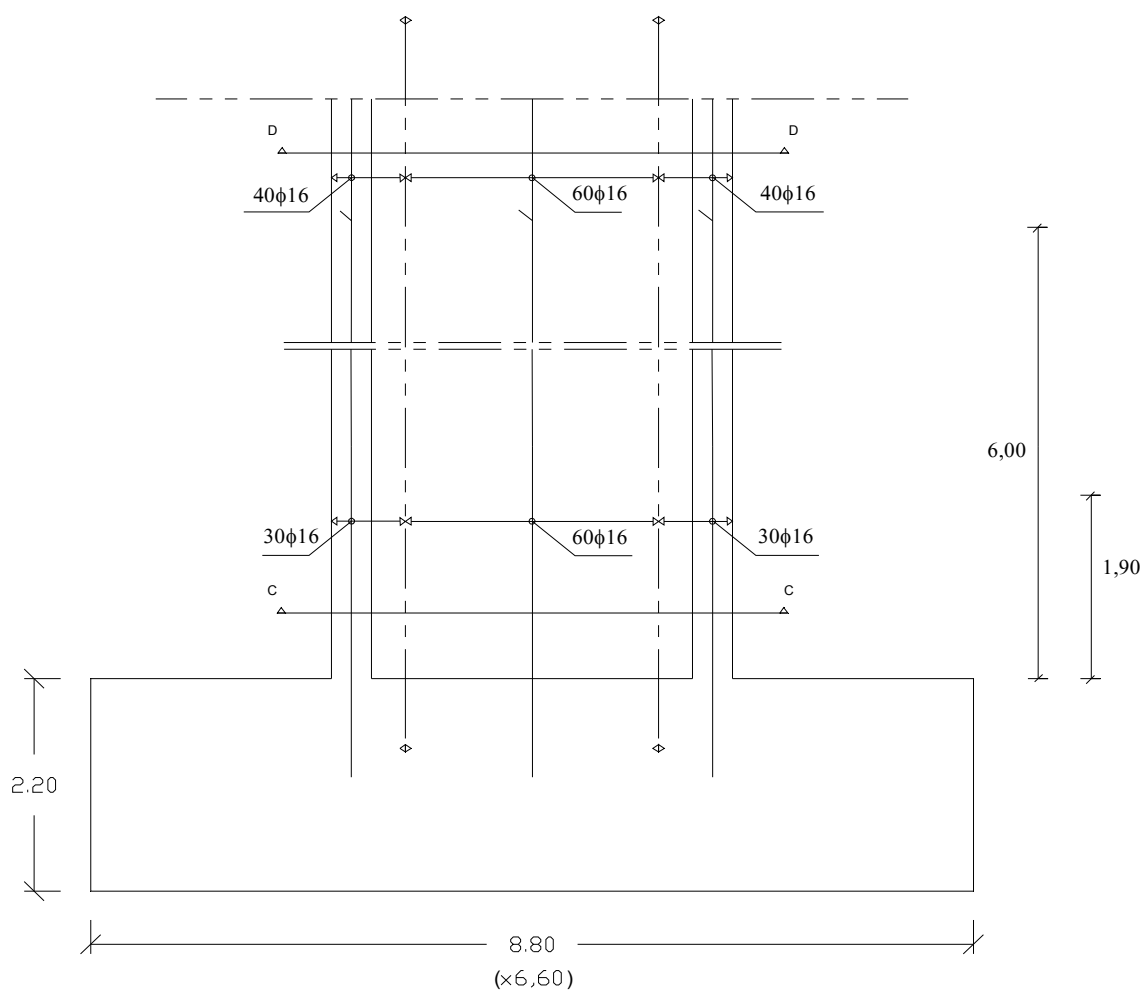
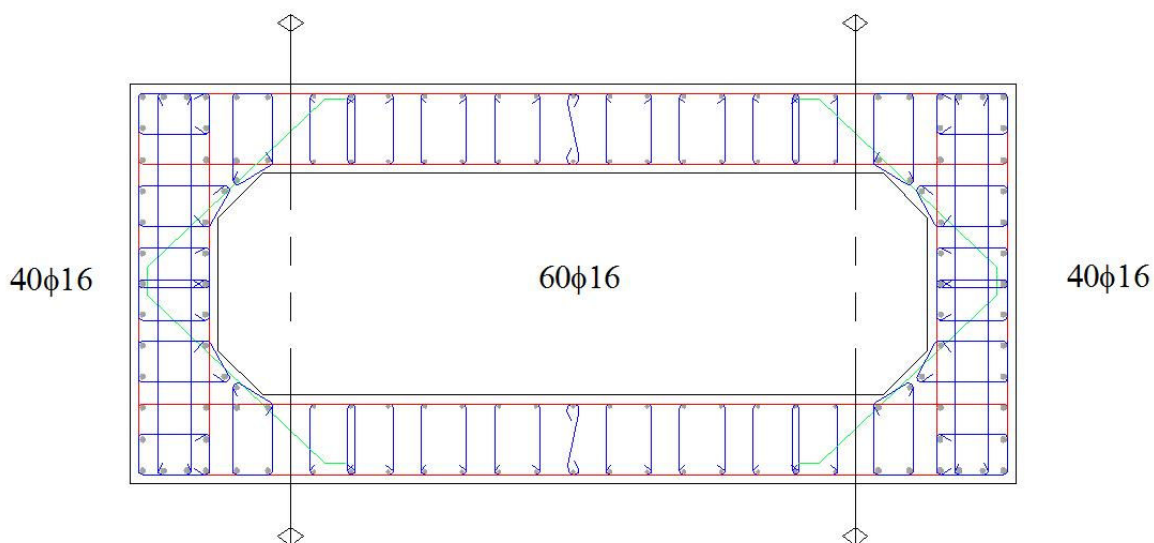


Figura 3.15 - Disposição de armadura no pilar P4 adoptando um comportamento dúctil. Corte longitudinal. [m]

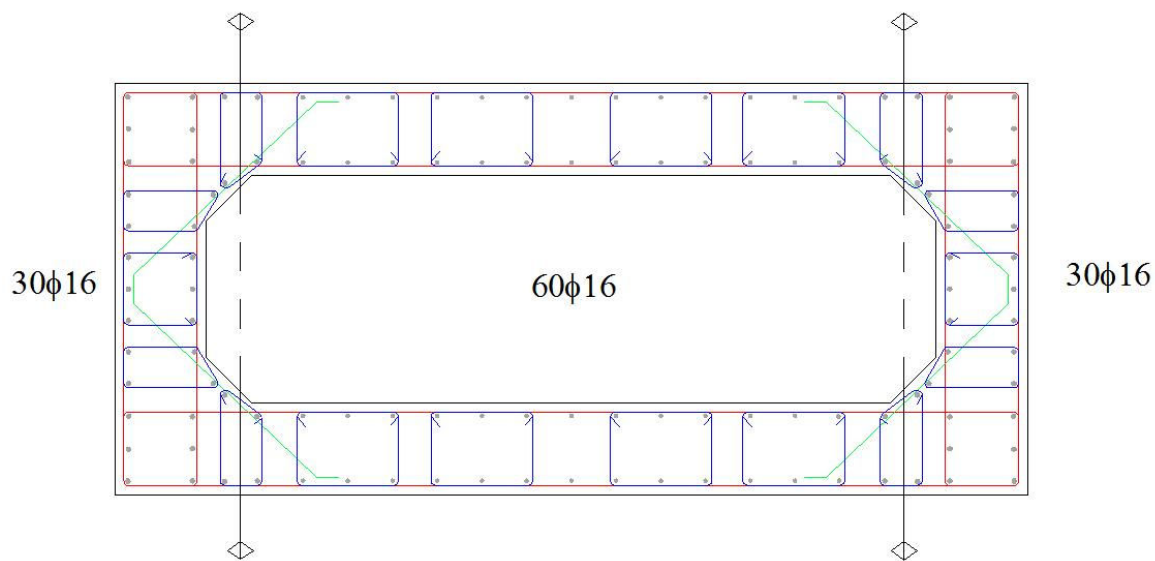


Armadura de esforço transversal (vermelho) – $\phi 8//0,08$

Armadura de encurvadura dos varões longitudinais (azul) – $\phi 8//0,08$ ($s_{t,máx} = 0,20 m$)

Armadura de reforço (verde) – $\phi 8//0,08$

Figura 3.16 - Solução de armaduras na base do pilar P4 para um comportamento dúctil. Corte C-C (na zona da rótula).



Armadura de esforço transversal (vermelho) – $\phi 8//0,25$

Armadura de encurvadura dos varões longitudinais (azul) – $\phi 10//0,25$

Armadura de reforço (verde) – $\phi 10//0,25$

Figura 3.17 - Solução de armaduras do pilar P4 para um comportamento dúctil. Corte D-D (na zona corrente fora rótula).

3.3. PONTE PORTICADA COM PILARES DE SECÇÃO CHEIA

3.3.1. CARACTERIZAÇÃO DA PONTE

Este segundo caso de estudo corresponde a uma solução corrente com pilares de betão armado de secção cheia. A ponte seleccionada tem um traçado rectilíneo com 104 m de extensão entre eixos dos encontros repartido em 4 vãos, com os vãos centrais de 30,0 m e os vãos extremos de 22 m, como se pode observar no alçado esquemático representado na Figura 3.18. O tabuleiro contínuo é constituído por uma solução de laje vigada, ligado monoliticamente aos pilares e apoiado através de aparelhos de apoio nos encontros fixos na direcção transversal e deslizantes na direcção longitudinal. As condições de apoio do tabuleiro conduzem a que as acções horizontais sejam fundamentalmente transferidas para os pilares. Desta forma, importa considerar no dimensionamento dos pilares a acção sísmica nas duas direcções principais, ou seja devem ser combinadas as acções para a direcção longitudinal e transversal da ponte.

Os apoios intermédios são constituídos por dois pilares, ligados monoliticamente às vigas longitudinais do tabuleiro, em que cada alinhamento correspondente aos pilares P1, P2, e P3 identificados na Figura 3.18. Os pilares têm uma secção transversal circular com 1,0 m de diâmetro, que se representa na Figura 3.19, e altura de 18,2, 19,8, 17,2 m, nos alinhamentos P1, P2 e P3, respectivamente.

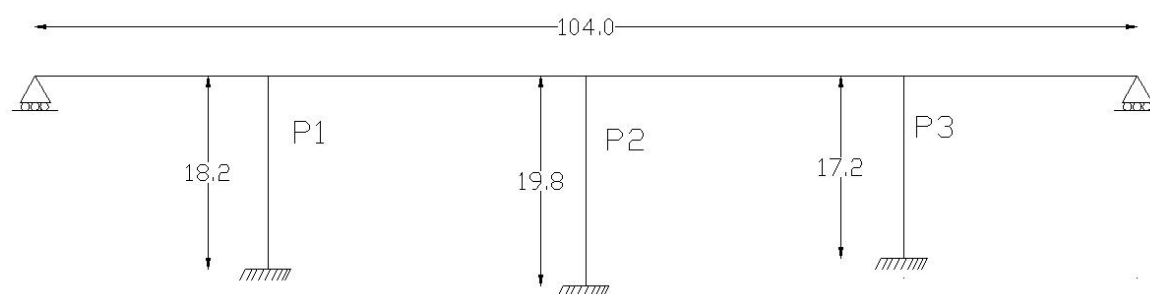


Figura 3.18 – Alçado da ponte com pilares de secção cheia [m]

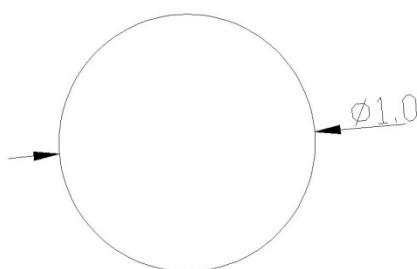


Figura 3.19 – Secção circular cheia dos pilares. [m]

O tabuleiro, como foi referido, é constituído por uma solução de laje vigada, com uma largura total de 12,20 m. As vigas longitudinais, afastadas entre eixos de 5,60 m, têm uma secção transversal com uma altura constante de 1,35 m e largura variável entre 1,20 m na face inferior e 1,42 m na interacção com a laje. A laje do tabuleiro tem uma espessura de 0,25 m na zona central entre vigas com um sobre-

espessamento até 0,35 m na ligação às vigas. As consolas laterais com 2,60 m de vão têm uma espessura variável entre 0,35 m na ligação às vigas e 0,18 m na extremidade.

As vigas longitudinais têm um aligeiramento constituído por um vazio circular de 0,70 m de diâmetro na zona dos vãos até 3,0 m dos apoios.

A secção transversal do tabuleiro é apresentada na Figura 3.20.

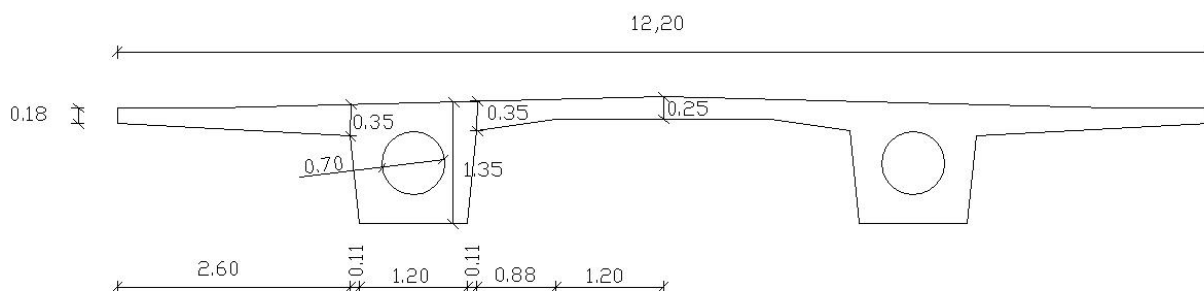


Figura 3.20 – Secção do tabuleiro em laje vigada com aligeiramento. [m]

Os materiais utilizados nos elementos relevantes para este estudo encontram-se no Quadro 3.23.

Quadro 3.23 – Materiais utilizados

Elemento	Material	f_k (MPa)	E_m (GPa)
Pilares	Betão C30/37	30	33
Tabuleiro	Betão C35/45	30	33
Armaduras	Aço A500	500	200

As acções verticais permanentes consideradas, à semelhança do caso anterior, foram as seguintes:

- Peso próprio da estrutura (PP);
- Restantes cargas permanentes (RCP) – Vigas lancil, passeios, betuminoso e vigas bordadura. (28,70 kN/m)

3.3.2. MODELAÇÃO

A modelação também foi efectuada recorrendo ao programa SAP2000, v.11.0.0. Os pilares e vigas longarina foram simulados através de elementos de barra, enquanto que a laje intermédia do tabuleiro foi modelada com elementos de casca com uma espessura média. A razão para tal facto deve-se a que a rigidez de flexão transversal do tabuleiro gera momentos que podem ser importantes no topo dos pilares atendendo a que a solução é monolítica. Apresenta-se na Figura 3.21 uma vista 3D do modelo utilizado.

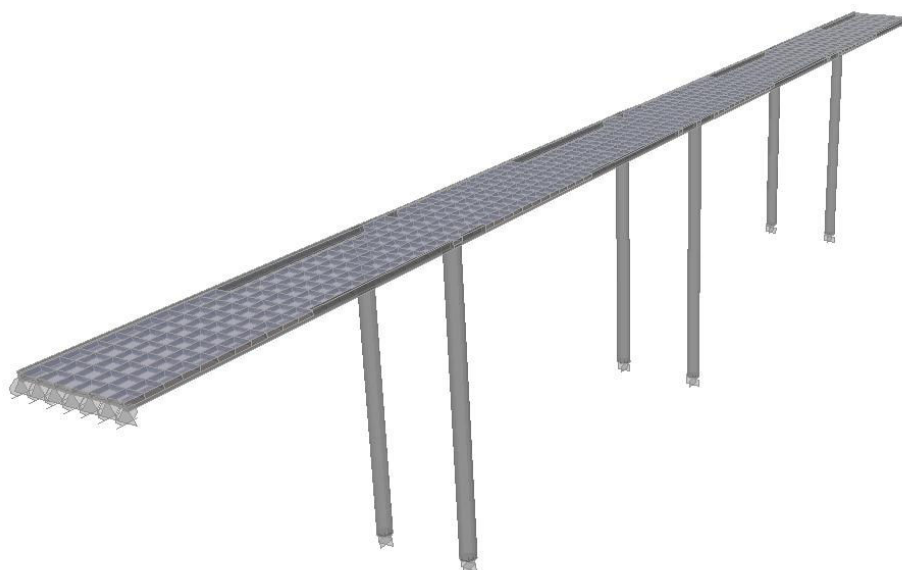


Figura 3.21 – Estrutura modelada em SAP2000, v.11.0.0[3].

3.3.3. DEFINIÇÃO DOS ESPECTROS DE CÁLCULO

Esta ponte insere-se na zona 2 para um sismo do tipo 1 (ver Figura 2.1).

As características em relação ao solo, coeficiente de amortecimento e factor de importância são rigorosamente as mesmas da aplicação anterior – solo do tipo B, $\xi = 5\%$, $\gamma_I = 1,0$.

O coeficiente de comportamento máximo aplicável é estabelecido em função do nível de esforço axial a que os pilares se encontram sujeitos. O Quadro 3.24, indica-nos o nível de esforços em cada pilar.

Quadro 3.24 – Esforços axiais reais e reduzidos nos pilares

Pilar	$N_{Ed} \text{ (kN)}$	η_k
P1	2717.70	0.115
P2	3211.29	0.136
P3	2723.33	0.116

Analogamente ao caso anterior, como o esforço axial reduzido η_k é sempre inferior a 0,30, temos que $q_{m\acute{a}x} = 1,5$ para estruturas com ductilidade limitada e $q_{m\acute{a}x} = 3,5 \lambda(\alpha_s)$ para estruturas dúcteis.

Tomando $h = D = 1 \text{ m}$ em que D é o diâmetro do pilar e admitindo varões longitudinais $\phi 20$, encontram-se as condições para se aplicar as expressões (2.12), (2.11) e (2.10) de modo a que se possa construir o Quadro 3.25. Para o cálculo de L_s , o momento nulo foi considerado a meio do pilar. Tal facto pode-se comprovar pelas Figura 3.22 e 3.24 onde se pode observar que os momentos no topo e na base dos pilares são muito semelhantes.

Quadro 3.25 - Cálculo do coeficiente de comportamento máximo admissível, $q_{m\acute{a}x}$

Pilar	$L_{pilar} (m)$	$L_p (m)$	$L_s (m)$	α_s	$\lambda(\alpha_s)$	$q_{m\acute{a}x}$
P1	18.2	1.97	7.13	7.13	1	3.5
P2	19.8	2.13	7.67	7.67	1	3.5
P3	17.2	1.87	6.73	6.73	1	3.5

Como podemos concluir com estes dados, o $q_{m\acute{a}x}$ global desta estrutura é também de 3,5.

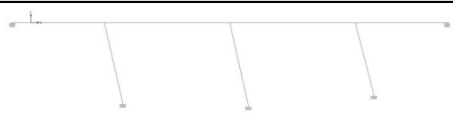
Dado que os coeficientes de comportamento admissíveis são exactamente os mesmos do exemplo anterior assim como os pressupostos enumerados no início desta secção (classe do solo, factor de importância e coeficiente de amortecimento) os espectros a utilizar neste cálculo são também os mesmos (Figura 3.5 e 3.6 para um comportamento limitadamente dúctil e comportamento dúctil, respectivamente).

3.3.4. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DA PONTE

À semelhança do que foi feito para a ponte anterior, também aqui se apresenta a informação modal relevante para o estudo sísmico da ponte. Como neste caso as duas direcções são relevantes para a resposta sísmica, dado ao facto das ligações dos pilares ao tabuleiro serem monolíticas, elaboraram-se dois quadros (3.26 e 3.27) em que no primeiro se apresenta a informação relativa à direcção x e no segundo relativa à direcção y.

Pelo Quadro 3.26, verifica-se que, para a direcção x, os dois primeiros modos (direcção longitudinal) se encontram bastante afastados em termos de período, sendo que o primeiro modo é claramente o condicionante já que apresenta um L_x incomparavelmente maior.

Quadro 3.26 – Informação modal da ponte com pilares cheios na direcção x

Modo	Período (s)	$L_x (kN \cdot m^2)$	$K (kN/m)$	Deformada
1 (1x)	2.095	44.99	8.99	
12 (2x)	0.066	-0.00583	9130.32	

O Quadro 3.27 revela que, para a direcção y, o 2º e o 5º modos são os mais participativos, sendo que o 2º condiciona claramente mais a resposta. Os restantes modos nesta direcção praticamente não têm influência.

De salientar que nesta estrutura o 1º modo principal na direcção longitudinal (1x) possui um período grande relativamente aos modos principais da direcção transversal. Tal facto deve-se à ausência de impedimentos de deslocamento por parte dos encontros que leva à não activação da rigidez axial do tabuleiro e à maior rigidez dos pilares na direcção transversal por efeito dos pórticos com os dois pilares em cada alinhamento.

Quadro 3.27 - Informação modal da ponte com pilares cheios na direcção y

Modo	Período (s)	L_y (kN.m ²)	K (kN/m)	Deformada
2 (1y)	0.755	40.33	69.23	
3 (2y)	0.217	-0.0142	838.64	
5 (3y)	0.110	-13.35	3278.78	
11 (4y)	0.067	0.0259	8816.82	

3.3.5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES

Neste caso também se utilizou, na análise dinâmica, o método de sobreposição modal que coincide com o método “Análise linear dinâmica – Método do espectro de resposta” proposto pelo EC8-2 e abordado na secção 2.6.4 deste trabalho.

Nesta estrutura a abordagem foi efectuada para uma combinação entre os efeitos na direcção longitudinal e transversal que se apresenta adiante.

3.3.5.1. Dimensionamento adoptando um comportamento limitadamente dúctil

O facto de cada alinhamento possuir dois pilares monoliticamente ligados ao tabuleiro, cria um efeito de pórtico transversal que se reflecte em momentos flectores importantes no topo dos pilares que podem ser até superiores aos da base. Este facto pode levar à formação de rótulas plásticas nestas secções, o que implica cuidados no dimensionamento. Posto isto, e como no exemplo anterior foi feita uma análise na base dos pilares, nesta secção será abordada a secção no topo dos pilares.

Tratando-se de uma solução monolítica, o sismo provoca esforços nos pilares actuando em qualquer uma das duas direcções horizontais pelo que se deve acautelar esses dois efeitos. Através dos diagramas apresentados nas Figuras 3.22a, 3.22b, 3.22c e 3.22d nas duas direcções dos pilares, associadas a cada uma das componentes horizontais da acção sísmica, é possível avaliar a importância dos esforços em cada direcção.

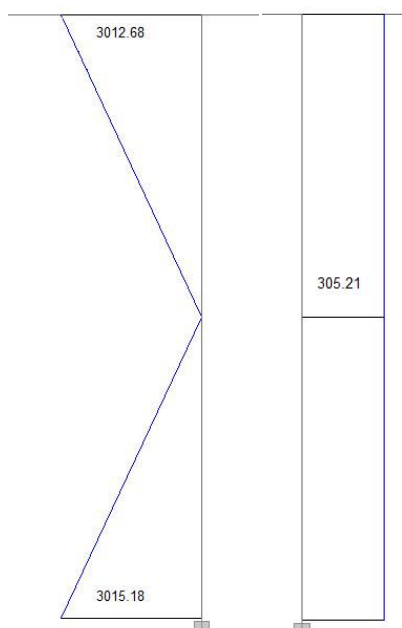


Figura 3.22a - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P2, na **direção longitudinal** para um comportamento limitadamente dúctil.

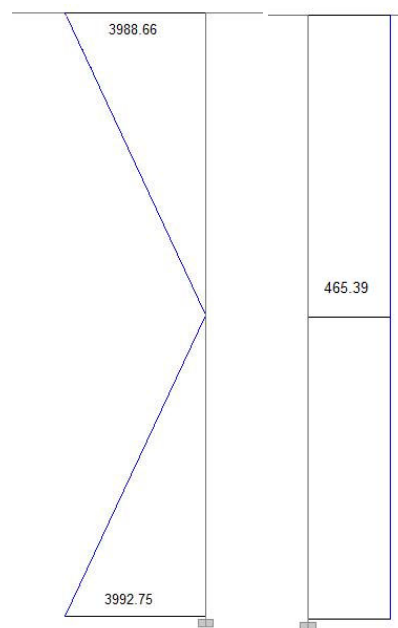


Figura 3.22b - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P3, na **direção longitudinal** para um comportamento limitadamente dúctil.

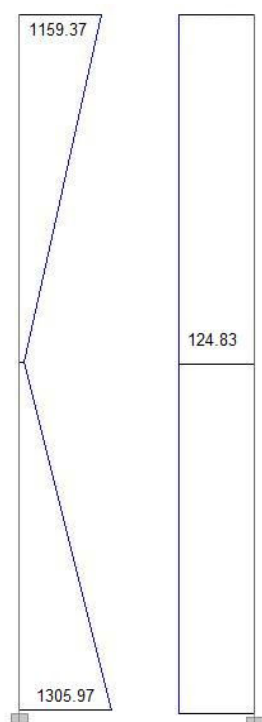


Figura 3.22c - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P2, na **direção transversal** para um comportamento limitadamente dúctil.

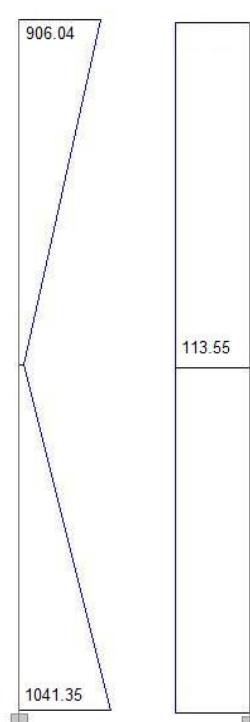


Figura 3.22d - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P3, na **direção transversal** para um comportamento limitadamente dúctil.

Aplicando agora as combinações correspondentes às expressões (2.6) e (2.7) da secção 2.2.2 (sem a acção vertical). Neste cálculo as combinações foram designadas da seguinte forma:

- $E_1 = E_{long} + 0,3E_{transv}$; (3.9)

- $E_2 = 0,3E_{long} + E_{transv}$. (3.10)

Desta forma é possível obter os efeitos da acção sísmica combinando a acção nas duas direcções longitudinais. O Quadro 3.29 mostra os momentos flectores em cada direcção para cada uma das combinações E_1 e E_2 , assim como os momentos resultantes em cada um dos pilares P2 e P3 nas duas combinações referidas.

Quadro 3.28 – Momentos flectores de cada combinação na direcção longitudinal e transversal e momentos resultantes, de cada combinação, M_{Ed} [kN.m]

Pilares	E_1		E_2		M_R^{E1}	M_R^{E2}
	M_{transv}	M_{long}	M_{transv}	M_{long}		
P2	348	3013	1159	904	3033	1470
P3	272	4027	906	1330	4036	1609

O Quadro 3.29, expõe os deslocamentos elásticos obtidos do cálculo modal. Nesta determinação adoptou-se uma simplificação, ou seja, o deslocamento na direcção longitudinal é retirado directamente de E_1 e na transversal de E_2 . Esta consideração é legítima já que a direcção transversal em E_1 e a longitudinal em E_2 têm pouca relevância em termos de deslocamentos.

Quadro 3.29 –Deslocamentos no topo dos pilares, d_{Ee} [m].

Pilar	d_{transv}	d_{long}
P2	0.059	0.122
P3	0.036	0.123

O incremento, ΔM , para ter em conta os efeitos de segunda ordem na rótula, é obtido de forma similar ao exemplo anterior, ou seja, recorrendo à expressão (3.2) para o cálculo de d_{Ed} . O período T_0 toma o valor de 0,75 s. O período fundamental na direcção transversal desta estrutura é de 0,755 s (Quadro 3.27) e de 2.1 s na direcção longitudinal (Quadro 3.26), de modo que a ductilidade em deslocamento, μ_d , será sempre igual ao coeficiente de comportamento, q , em questão (1,5).

No Quadro 3.30 estão expressos os deslocamentos elásticos (d_{Ee}) e de cálculo (d_{Ed}), assim como os incrementos de momentos fruto da expressão (2.25).

Quadro 3.30 - Deslocamentos no topo dos pilares e incrementos de momentos.

Pilares	d_{Ee} (m)	d_{Ed} (m)	ΔM (kN.m)
P2	0.122	0.183	644
P3	0.123	0.185	552

Os esforços transversos da mesma forma que os momentos flectores e apresentam-se no Quadro 3.31.

Quadro 3.31 – Esforços transversos de cada combinação na direcção longitudinal e transversal e esforços transversos resultantes, de cada combinação, V_{Ed} [kN].

Pilares	E_1		E_2		V_R^{E1}	V_R^{E2}
	V_{transv}	V_{long}	V_{transv}	V_{long}		
P2	38	305	125	92	307	155
P3	34	470	114	155	471	192

O Quadro 3.32 expõe os esforços relevantes para o cálculo. De salientar que, apesar dos esforços axiais no topo do pilar serem diferentes, eles são menores, o que valida os valores de $q_{máx}$ calculados na secção 3.3.3. Os momentos flectores, M_{Ed} , correspondem aos máximos resultantes do Quadro 3.28 (M_R^{E1}) adicionados dos incrementos de momentos (ΔM) do Quadro 3.30.

Quadro 3.32 - Esforços de cálculo na secção da base dos pilares P2 e P3.

Pilar	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)
P2	3677	2814	307
P3	4588	2387	471

O dimensionamento à flexão composta foi efectuado recorrendo aos ábacos do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 1985 [10] para secções circulares cheias com $a/2r = 0,05$. O Quadro 3.33 expõe o esforço axial reduzido, o momento axial reduzido de cálculo, a armadura a adoptar e a percentagem de armaduras $\rho_l = A_s/A_c$, e contempla ainda o eixo neutro x e o parâmetro $\alpha = x/(2r)$.

Quadro 3.33 – Armadura longitudinal necessária

Pilar	α	x (m)	ν	μ	A_s (cm ²)	ρ_l (%)
P2	0.4	0.4	0.18	0.24	176.3	2.24
P3	0.4	0.4	0.15	0.30	245.6	3.13

Adoptando varões $\phi 25$ para os pilares P2 e P3, podemos obter as quantidades expressas no Quadro 3.34.

Quadro 3.34 - Armadura longitudinal utilizada

Pilar	Quantidades
P2	36 $\phi 25$
P3	50 $\phi 25$

O dimensionamento ao esforço transversal foi efectuado recorrendo a uma secção rectangular equivalente a qual possui dimensões obtidas através das seguintes expressões [11]:

- $b_e = 0,9D$ (3.11)

- $d_e = 0,45D + 0,64\left(d - \frac{D}{2}\right)$ (3.12)

em que,

b_e largura da secção rectangular equivalente;

D diâmetro da secção circular;

d_e altura útil da secção rectangular equivalente;

d altura útil da secção circular.

Tomando $d = 0,92 \text{ m}$ e sabendo que $D = 1 \text{ m}$ consegue-se obter as secções equivalentes $b_e = 0,9 \text{ m}$ e $d_e = 0,72 \text{ m}$. Deste modo os critérios do EC2-1 são facilmente aplicáveis.

Com uma inclinação de $26,67^\circ$ para as escoras e $z = 0,9d_e$ podem ser obtidos os valores de $(A_{sw}/s)_{min}$ e A_{sw}/s (multiplicados por $\gamma_{bd1} = 1,25$) e de $V_{Rd_{max}}$ (dividido por $\gamma_{bd1} = 1,25$). Estes valores estão expressos no Quadro 3.35.

Quadro 3.35 – Armaduras transversais necessárias para resistir a V_{Ed} .

Pilar	$(A_{sw}/s)_{min} (cm^2/m)$	$(A_{sw}/s) (cm^2/m)$	$V_{Rd_{max}} (kN)$
P2	9.86	6.83	1969.26
P3	9.86	10.48	1969.26

Como é possível verificar, para P2 deve ser usada a armadura mínima, enquanto em P3 deve ser usada a armadura calculada com V_{Ed} . O valor de $V_{Rd_{max}}$ é superior a V_{Ed} em ambos os pilares pelo que não haverá esmagamento das escoras comprimidas.

Deste modo os estribos circulares a colocar na secção deverão possuir os espaçamentos expostos no Quadro 3.36.

Quadro 3.36 - Solução adoptada de armaduras transversais de esforço transversal.

Pilar	Quantidade
P2	$\phi 10/0,15$
P3	$\phi 10/0,15$

Em estruturas de secção cheia, as considerações de confinamento são mais apertadas, pelo que se $\mu_\phi \leq 7$ para $\varepsilon_{cu2} = 3,5\%$ será necessário verificar armaduras especiais de confinamento. Na secção 2.8.1.1 encontra-se o processo que se seguirá.

Tomando $f_{syd} = 435 \text{ MPa}$ e $E = 200 \text{ GPa}$ temos

$$\varepsilon_{sy} = \frac{435}{200000} = 2,175 \times 10^{-3}$$

Aplicando a expressão (2.34) e adoptando $d = 0,92 \text{ m}$ obtém-se ϕ_y :

$$\phi_y = 2,4 \times \frac{0,002175}{0,92} = 0,0056739$$

Para o cálculo da curvatura última, ϕ_u , recorreu-se ao eixo neutro $x = 0,4 \text{ m}$ exposto no Quadro 3.33 para se proceder ao cálculo de ε_s , de modo que:

$$\frac{3,5 + \varepsilon_s}{0,92} = \frac{3,5}{0,4} \Rightarrow \varepsilon_s = 4,55\text{‰}$$

Com ε_s é possível calcular ϕ_u recorrendo à expressão (2.35):

$$\phi_u = \frac{(0,00455 - (-0,0035))}{0,92} = 0,00875$$

logo,

$$\mu_\phi = \frac{0,00875}{0,0056739} = 1,54$$

Este valor é bem inferior 7, pelo que será necessária a verificação de confinamento.

$\omega_{wd,req}$, para P2, foi calculado adoptando os seguintes parâmetros (cujos significados se encontram expostos na secção 2.8.1.3): $A_c = 0,79 \text{ m}^2$; $A_{cc} = 0,608 \text{ m}^2$; $\rho_l = 2.25\%$; $\eta_k = 0,1194$; $\omega_{w,min} = 0,12$ e $\lambda = 0,28$. De modo que:

$$\omega_{wd,req} = \frac{0,790}{0,608} \times 0,28 \times 0,1194 + 0,13 \times \frac{435}{20} (0,0239 - 0,01) = 0,0830$$

Recorrendo à expressão (2.39), podemos calcular a taxa mecânica, $\omega_{wd,c}$, de armadura de confinamento necessária para pilares circulares:

$$\omega_{wd,c} = \max(1,4 \times 0,0830 ; 0,12) = 0,12$$

A taxa geométrica de armaduras, ρ_w , é dada por (2.41):

$$\rho_w = \frac{0,12 \times 20}{435} = 0,00552$$

Logo, considerando $D_{sp} = 0,955 \text{ m}$, a armadura necessária é (2.43):

$$\frac{A_{sw}}{s_L} = \frac{0,00552 \times 0,955}{4} = 0,001318 \text{ m}^2/\text{m}$$

Repetindo este cálculo para P3 podemos construir o Quadro 3.37.

Quadro 3.37 – Armadura de confinamento

Pilar	$\omega_{wd,c}$	ρ_w (%)	$(A_{s,c}/s)$ (cm ² /m)
P2	0.120	0.55	13.18
P3	0.145	0.67	15.90

De acordo com o que foi exposto na secção 2.9.1.1, s_L terá que tomar o valor de:

$$\min\left(6 \times 0,02; \frac{1}{5} \times 0,92\right) = 0,12 \text{ m}$$

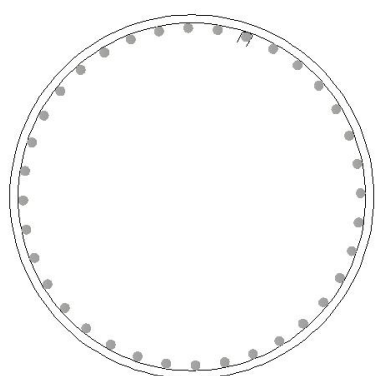
A quantidade mínima de armadura que previne a encurvadura de varões longitudinais, definindo o espaçamento mínimo transversal, dada pela expressão (2.44), não será aplicada neste caso de pilares circulares já que os estribos serão também eles circulares envolvendo todo o perímetro de varões longitudinais, não se usando estribos interiores. No entanto é necessário definir o espaçamento longitudinal mínimo definido pela condição (2.76). Tomando $f_{tk} = f_{yk}$, conclui-se que $\delta = 5$. De modo que $s_L = 5 \times 0,02 = 0,10 \text{ m}$.

Comparando as armaduras necessárias para esforço transversal e confinamento, verificamos que a de confinamento é claramente condicionante, logo será esta a armadura transversal a empregar com a limitação de espaçamento longitudinal em 10 cm devido à necessidade de se prevenir a encurvadura dos varões longitudinais. O Quadro 3.38 dá-nos a solução de armadura transversal final.

Quadro 3.38 - Solução adoptada de armaduras transversais de confinamento.

Pilar	Quantidade
P2	$\phi 10//0,10$
P3	$\phi 12//0,10$

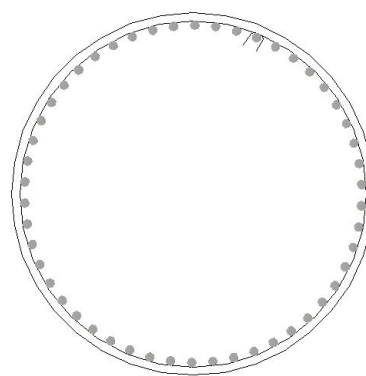
Apresentam-se em corte, nas Figuras 3.23a e 3.23b as disposições de armadura adoptadas para os pilares P2 e P3, respectivamente.



$$A_{sl} \rightarrow 36\phi 25$$

$$A_{st} \rightarrow \phi 10//0,10$$

a) Pilar P2



$$A_{sl} \rightarrow 50\phi 25$$

$$A_{st} \rightarrow \phi 12//0,10$$

b) Pilar P3

Figura 3.23 – Disposição de armadura nos pilares para um comportamento com ductilidade limitada. a) Pilar P2; b) Pilar P3.

3.3.5.2. Dimensionamento adoptando um comportamento dúctil

De modo similar ao que foi feito anteriormente nas Figuras 3.24a, 3.24b, 3.24c e 3.24d estão representados os esforços M_{Ed} e V_{Ed} em cada pilar para as duas direcções horizontais.

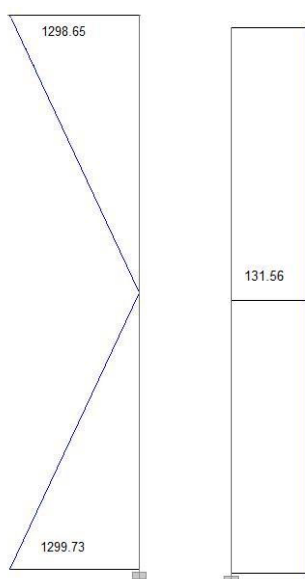


Figura 3.24a - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P2, na **direcção longitudinal**, com um comportamento dúctil.

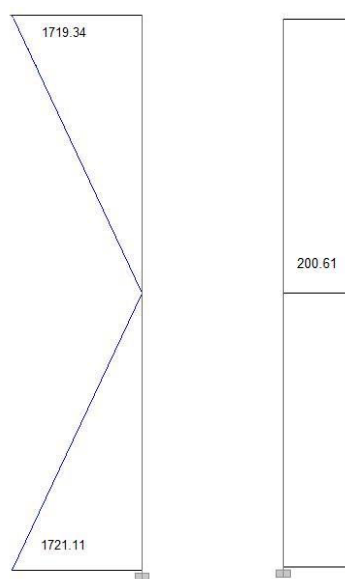


Figura 3.24b - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P3, na **direcção longitudinal**, com um comportamento dúctil.

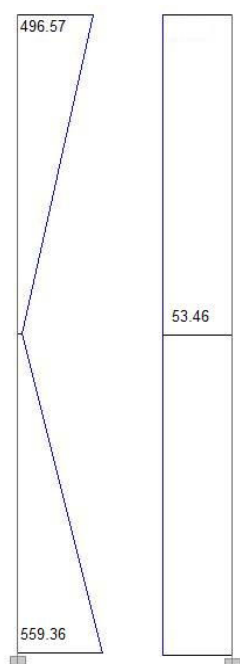


Figura 3.24c - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P2, na **direcção transversal**, com um comportamento dúctil.

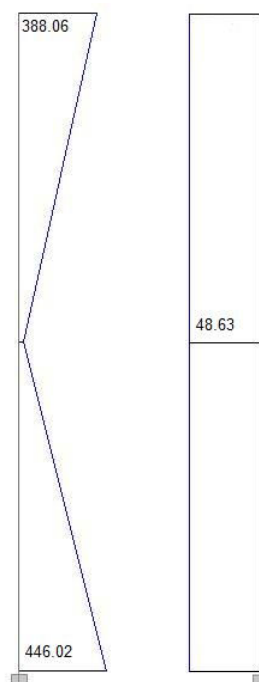


Figura 3.24d - Diagramas de M_{Ed} [kN.m] (à esquerda) e V_{Ed} [kN] (à direita) do pilar P3, na **direcção transversal**, com um comportamento dúctil.

A conjugação de efeitos da acção sísmica actuando em ambas as direcções transversais, através da aplicação das combinações, (E_1 e E_2) traduzidas pelas expressões (3.9) e (3.10), encontra-se retratada no Quadro 3.39.

Quadro 3.39 - Momentos flectores de cada combinação na direcção longitudinal e transversal e momentos resultantes, de cada combinação, M_{Ed} [kN.m]

Pilares	E_1		E_2		M_R^{E1}	M_R^{E2}
	M_{transv}	M_{long}	M_{transv}	M_{long}		
P2	149	1300	497	390	1309	632
P3	116	1736	388	573	1740	692

Efectuando a mesma simplificação que se adoptou no dimensionamento em ductilidade limitada, apresentam-se os deslocamentos do topo dos pilares, no Quadro 3.40.

Quadro 3.40 - Deslocamentos no topo dos pilares, d_{Ee} [m].

Pilar	d_{transv}	d_{long}
P2	0.025	0.053
P3	0.015	0.053

O incremento, ΔM , para ter em conta os efeitos de segunda ordem na rótula, é obtido de forma similar ao exemplo anterior. Para o cálculo dos deslocamentos reais d_{Ed} , a ductilidade em curvatura a considerar é $\mu_d = q = 3,5$. O Quadro 3.41 apresenta os valores do incremento ΔM e dos deslocamentos elásticos e de cálculo, d_{Ee} e d_{Ed} , respectivamente.

Quadro 3.41 - Deslocamentos no topo dos pilares e incrementos de momentos

Pilares	d_{Ee} (m)	d_{Ed} (m)	ΔM (kN.m)
P2	0.053	0.186	1178
P3	0.053	0.186	1000

Os esforços transversos da mesma forma que os momentos flectores e apresentam-se no Quadro 3.42.

Quadro 3.42 - Esforços transversos de cada combinação na direcção longitudinal e transversal e esforços transversos resultantes, de cada combinação, V_{Ed} [kN].

Pilares	E_1		E_2		V_R^{E1}	V_R^{E2}
	V_{transv}	V_{long}	V_{transv}	V_{long}		
P2	16	132	54	40	133	67
P3	15	203	49	67	204	83

Os esforços relevantes para o cálculo encontram-se no Quadro 3.43. Saliente-se de novo que apesar dos esforços axiais no topo do pilar serem diferentes, eles são menores, o que valida os q_{max} calculados

na secção 3.3.3. Os momentos flectores, M_{Ed} , correspondem aos máximos resultantes do Quadro 3.39 (M_R^{E1}) adicionados dos incrementos de momentos (ΔM) do Quadro 3.41.

Quadro 3.43 - Esforços de cálculo na secção da base dos pilares P2 e P3

Pilar	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)
P2	2487	2814	133
P3	2740	2387	204

O dimensionamento à flexão composta foi efectuado recorrendo novamente aos ábacos do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 1985 [10] para secções circulares cheias com $a/2r = 0,05$. O Quadro 3.44 expõe o esforço axial reduzido, o momento axial reduzido de cálculo, a armadura a adoptar e a percentagem de armaduras $\rho_l = A_s/A_c$, e contempla ainda o eixo neutro x e o parâmetro $\alpha = x/(2r)$.

Quadro 3.44 – Armadura longitudinal necessária

Pilar	α	x (m)	ν	μ	A_s (cm ²)	ρ_l (%)
P2	0.35	0.35	0.180	0.160	95.40	1.21
P3	0.35	0.35	0.152	0.175	115.60	1.47

Adoptando varões $\phi 16$ para o pilar P2 e $\phi 20$ para o pilar P3, obtemos as soluções do Quadro 3.45.

Quadro 3.45 - Armadura longitudinal utilizada

Pilar	Quantidades
P2	48 $\phi 16$
P3	37 $\phi 20$

A secção rectangular equivalente para o dimensionamento ao esforço transversal foi obtida novamente recorrendo às expressões (3.5) e (3.6) [11]. De modo que $b_e = 0,9 m$ e $d_e = 0.72 m$.

Neste dimensionamento, as recomendações do EC8-2 expressas na secção 2.7.2.2 para o dimensionamento ao esforço transversal de pontes dúcteis dentro das rótulas plásticas, têm que ser acauteladas.

Assumiu-se uma inclinação de escoras de 45° e $z = 0,9d_e$. Para o cálculo de γ_{Bd} , utilizou-se a expressão (2.29), na qual se considerou $V_{Ed}/V_{C,o} = 1,0$. Deste modo é possível definir o Quadro 3.46 em que γ_{Bd} toma o valor de 1,0. Mais uma vez o pilar P2 é condicionado pela armadura mínima enquanto que P3 não. O esmagamento das escoras está assegurado devido ao elevado ângulo considerado para a inclinação destas.

Quadro 3.46 - Armaduras transversais necessárias para resistir a V_{Ed} .

Pilar	$(A_{sw}/s)_{min} (cm^2/m)$	$(A_{sw}/s)(cm^2/m)$	$V_{Rd_{max}} (kN)$
P2	7.89	4.73	3074.16
P3	7.89	7.25	3074.16

Atenda-se agora à necessidade de se verificar o pilar em relação a Tensões Diagonais de corte e Rotura por Deslizamento. Com este intuito e utilizando os valores de α_s apresentados no Quadro 3.25 para P2 e P3 ($\alpha_s = 7.67$ para P2 e $\alpha_s = 6.73$ para P3), verificamos facilmente que $\alpha_s > 2,0$, logo não serão necessárias as verificações referidas.

Neste caso η_k é sempre superior a 0,08 (ver secção 2.8.1.2) como se pode constatar observando o Quadro 3.24. A ductilidade em curvatura, μ_ϕ , foi calculada de modo semelhante ao exemplo anterior, sendo que ϕ_y possui o mesmo valor (0,0056739) e ϕ_u obteve-se com o eixo neutro, x , do Quadro 3.44 (0,35 m):

$$\phi_u = \frac{0,0035}{0,35} = 0,01$$

logo,

$$\mu_\phi = 1,76 < 13$$

Conclui-se portanto que há necessidade de se proceder ao confinamento.

Novamente o cálculo será efectuado para o pilar P2 sendo que para P3 é semelhante.

$\omega_{wd,req}$ foi obtido agora com: $\rho_l = 1.21\%$; $\omega_{w,min} = 0,18$ e $\lambda = 0,37$. De modo que $\omega_{wd,req} = 0,0925$. Deste valor chega-se a um valor de $\omega_{wd,c} = 0,18$, igual à solução do exemplo anterior. Sendo que o cálculo é exactamente o mesmo, não se explicita os restantes passos de cálculo. O Quadro 3.47 mostra a quantidade de armadura de confinamento necessária.

Quadro 3.47 - Armadura de confinamento

Pilar	$\omega_{wd,c}$	$\rho_w (\%)$	$(A_{s,c}/s) (cm^2/m)$
P2	0.180	0.83	19.77
P3	0.180	0.83	19.77

De acordo com o que foi exposto na secção 2.9.1.1, s_L terá que tomar o valor de:

$$\min\left(6 \times 0,016; \frac{1}{5} \times 0,92\right) \approx 0,10 \text{ m}$$

A quantidade mínima de armadura que previne a encurvadura de varões transversais, definindo o espaçamento mínimo transversal, dada pela expressão (2.44), também não será aplicada neste caso pelas mesmas razões apontadas na aplicação anterior. Através da condição (2.76) e tomando novamente $\delta = 5$, verifica-se que $s_L = 5 \times 0,016 = 0,08 \text{ m}$ para P2 e $s_L = 5 \times 0,020 = 0,10 \text{ m}$ para P3.

A solução adoptada, envolvendo estas condicionantes vem expressa no Quadro 3.48.

Quadro 3.48 - Solução adoptada de armaduras transversais.

Pilar	Quantidade
P2	$\phi 12//0,08$
P3	$\phi 12//0,10$

Neste caso de estrutura dúctil há também a verificar o corte no nó de ligação do pilar com a longarina do tabuleiro. Este cálculo será efectuado apenas para o pilar P2, sendo que para P3 o cálculo é semelhante.

Antes de mais é necessário definir os parâmetros requeridos para o cálculo.

Através das expressões (3.48) e (3.46) obtém-se $b_c = h_c = 0,9$ m e $b_j = 1,35$ m.

O cálculo dos esforços de corte no nó são obtidos do cálculo utilizando as expressões (2.48) e (2.49). $V_{jz} = 4315$ kN obteve-se tomando

- $\gamma_0 = 1,35 \times [1 + 2 \times (0,12 - 0,1)^2] \approx 1,35$
- $T_{RC} = A_s \times f_{syd} = 48 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 435000 = 4197$ kN
- $V_{b1c} = 1355$ kN (retirado do SAP[3] para cargas permanentes)

e $V_{jx} = 2940$ kN tomando

- $z_c = 0,9 \times 0,92 = 0,828$ m
- $z_b = 0,9 \times 1,35 = 1,215$ m
- $V_{jz} = 4315$ kN

Os esforços axiais no nó foram calculados estimando uma força axial de pré-esforço longitudinal e não considerando pré-esforço transversal.

A estimativa feita para o pré-esforço longitudinal, foi feita com base no momento negativo provocado pelas cargas permanentes (definidas em 3.3.1) na longarina na zona do pilar P2, o qual toma o valor de 6116,67 kN.m. Considerou-se um pré-dimensionamento do pré-esforço no momento da rotura. Para isto considerou-se uma percentagem de 0,3% para a quantidade de armadura ordinária na longarina. Sendo a altura da longarina de 1,35 m, o braço, z , considerado entre a força no betão e a resultante entre as forças no pré-esforço e na armadura ordinária foi

$$z = 0,9 \times 1,35 = 1,215 \text{ m}$$

A equação de equilíbrio utilizada foi a seguinte:

$$\frac{M}{z} = F_s + F_p \quad (3.13)$$

De acordo com estes pressupostos e considerando $z = 1,20$ m e ainda uma largura de 1,20 m para a longarina, podemos obter a força no pré-esforço:

$$F_p = \frac{6116,66}{1,20} - 435000 \times (0,003 \times 1,35 \times 1,2) = 2983 \text{ kN}$$

Admitiu-se um valor da força de pré-esforço de 3000 kN por simplicidade. Deste modo temos $N_{jx} = 3000$ kN.

N_{jz} foi calculado tomando $N_{cG} = N_{Ed} = 2814$ kN de modo que:

$$N_{jz} = \frac{0,9}{2 \times 1,35} \times 2814 = 938 \text{ kN}$$

Posto isto é possível obter agora as tensões de corte e tensões axiais:

- $v_j = v_x = v_z = \frac{2940}{1,35 \times 0,828} = \frac{4315}{1,35 \times 1,215} = 2631 \text{ kPa}$
- $n_z = \frac{941,17}{0,9 \times 1,35} = 772 \text{ kPa}; n_x = \frac{3000}{1,35 \times 1,35} = 1646 \text{ kPa}$

É agora altura de verificar se a tensão de corte actuante no nó, v_j , não ultrapassa a tensão de fendilhação $v_{j,cr}$, tomando $f_{ctd} = \frac{2}{1,5} = 1,333 \text{ MPa}$:

$$v_{j,cr} = 1333 \times \sqrt{\left(1 + \frac{1646}{1333}\right) \times \left(1 + \frac{772}{1333}\right)} = 2505,72 \text{ kPa} \left(\leq 1,5 \times \frac{2000}{1,5} = 2000 \text{ kPa}\right)$$

Como $v_j > v_{j,cr}$ será necessária armadura específica de corte no nó:

Antes do cálculo da armadura é necessário verificar se existe esmagamento do betão das escoras que se formam no nó. Considerando $\rho_y = 0$ (situação mais gravosa):

$$\alpha_c = 1 + 2 \times 0 = 1$$

E ainda

$$v = 0,6 \times \left(1 - \left(\frac{30}{250}\right)\right) = 0,528$$

Temos que:

$$v_{j,Rd} = 0,5 \times 1 \times 0,528 \times 20000 = 5280 \text{ MPa}$$

Como se pode verificar $v_j < v_{j,Rd}$ de modo que não haverá problemas de esmagamento das escoras.

Procedendo-se agora ao cálculo da armadura necessária, temos:

- $\rho_x = \frac{2631-1646}{435000} = 0,0023$
- $\rho_z = \frac{2631-772}{435000} = 0,0043$

A armadura mínima de corte, ρ_{min} , toma o seguinte valor:

$$\rho_{min} = \frac{2/1,5}{435} = 0,0031$$

Face a estes resultados verifica-se que na direcção x se deverá colocar a armadura mínima.

A armadura máxima de corte admissível, ρ_{max} , toma o seguinte valor:

$$\rho_{max} = \frac{0,528 \times 20}{2 \times 435} = 0,012$$

Com estes elementos pode-se proceder ao cálculo da armadura de corte em cada direcção:

- $A_{sx} = 0,0031 \times 1,35 \times 1,35 = 0,00565 \text{ m}^2 = 56,50 \text{ cm}^2$;
- $A_{sz} = 0,0043 \times 1,35 \times 0,9 = 0,00522 \text{ m}^2 = 52,22 \text{ cm}^2$.

Executando este cálculo para P3 de modo semelhante, é possível concluir que também não existe esmagamento nas escoras e que a armadura mínima será suficiente. O Quadro 3.49 sintetiza o cálculo para os dois pilares. O nível de pré-esforço considerado para P3 foi de 1200 kN (para uma taxa de armadura longitudinal na longarina de 0,2%) adoptando o cálculo simplificado apresentado anteriormente. Como se pode verificar pelos valores apresentados, a armadura mínima será suficiente e não haverá esmagamento das escoras.

Quadro 3.49 – Armadura transversal a colocar no nó

Pilar	$v_{j,cr}$ (kPa)	$v_{j,Rd}$ (kPa)	v_j (kPa)	A_{sx} (cm ²)	A_{sz} (cm ²)
P2	2000	5280	2631	56.50	52.22
P3	1990	5280	1967	56.50	37.30

A armadura de corte no nó não será representada nos desenhos já que esta se encontra inevitavelmente ligada à armadura a dispor na longarina e neste trabalho essa armadura não foi calculada nem estimada de modo a se evitar divagações que afastassem o leitor do propósito deste trabalho. Dado a falta desta informação, optou-se por não apresentar a disposição de armadura desta zona.

Focando-nos agora na disposição de armadura, necessitamos de saber até onde se deve prolongar a armadura a colocar na rótula, bem como o valor das armaduras a calcular na zona corrente fora da rótula. Para tal, à semelhança do exemplo para pilares ocos, obteve-se as equações de momentos para P2 e P3 através dos esforços do Quadro 3.39:

- $M_{P2}(x) = 1309 - 133x;$ (3.14)

- $M_{P3}(x) = 1740 - 204x.$ (3.15)

Desta forma estamos em condições de calcular o comprimento, L_h , definido na secção 2.9.1.3 que assume o maior dos seguintes valores:

- Altura da secção do pilar: 1 m;
- Distância entre o ponto de momento máximo e o ponto onde o momento é 80% desse máximo através das expressões (3.14) e (3.15): $x_{P2} = 1,97$ m; $x_{P3} = 1,71$ m

Nota: tal é válido porque $\eta_k < 0,3$ (ver secção 2.9.1.3).

Calculando novamente os comprimentos L_p , admitindo agora os diâmetros de varões realmente utilizados ($\phi 16$ para P2 e $\phi 20$ para P3) temos:

- $L_p = 2,10$ m em P2;
- $L_p = 1,87$ m em P3.

Com estes valores optou-se por estender a armadura transversal a colocar na rótula plástica até:

- 2,10 m em P2;
- 1,90 m em P3.

A armadura a dispor fora da rótula plástica foi calculada com os esforços nas distâncias acima referidas utilizando as expressões (3.14) e (3.15). O Quadro 3.50 indica-nos os esforços e a correspondente armadura longitudinal.

Quadro 3.50 – Armaduras longitudinais a colocar fora das rótulas plásticas

Pilares	x (m)	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed} (kN)	A_s (cm ²)	Solução
P2	2,10	1982	2866.70	63.60	32 ϕ 16
P3	1,90	2185	2425.86	72.25	24 ϕ 20

A armadura transversal a colocar fora da rótula é obtida com os esforços transversos do Quadro 3.43 com a secção equivalente utilizada anteriormente, com a diferença de se ter usado um ângulo de inclinação das escoras de 26,6°. O Quadro 3.51 expõe a armadura transversal para resistir ao esforço transverso.

Quadro 3.51 – Armadura transversal a colocar fora da rótula plástica

Pilar	$(A_{sw}/s)_{min}$ (cm ² /m)	(A_{sw}/s) (cm ² /m)	Vrd_{max} (kN)	Solução
P2	7.89	2.37	2461.58	ϕ 10//0,20
P3	7.89	3.63	2461.58	ϕ 10//0,20

A dispensa das armaduras longitudinais foi efectuada a uma distância de 4,0 m à face da viga, atendendo desta forma à amarração dos varões e à translação da força de tracção das armaduras associadas ao corte.

Já que a armadura transversal nos pilares P2 e P3 na zona da rótula utiliza varões com diâmetros ϕ 12, adoptar-se-á o mesmo diâmetro na zona fora da rótula.

Os desenhos das armaduras para o pilar P2 encontram-se nas Figuras 3.25, 3.26a e 3.26b. Nas Figuras 3.25 e 3.27 não se detalhou a armadura na longarina, pelas razões apontadas anteriormente. Relativamente ao pilar P3 as disposições encontram-se representadas nas Figuras 3.27, 3.28a e 3.28b.

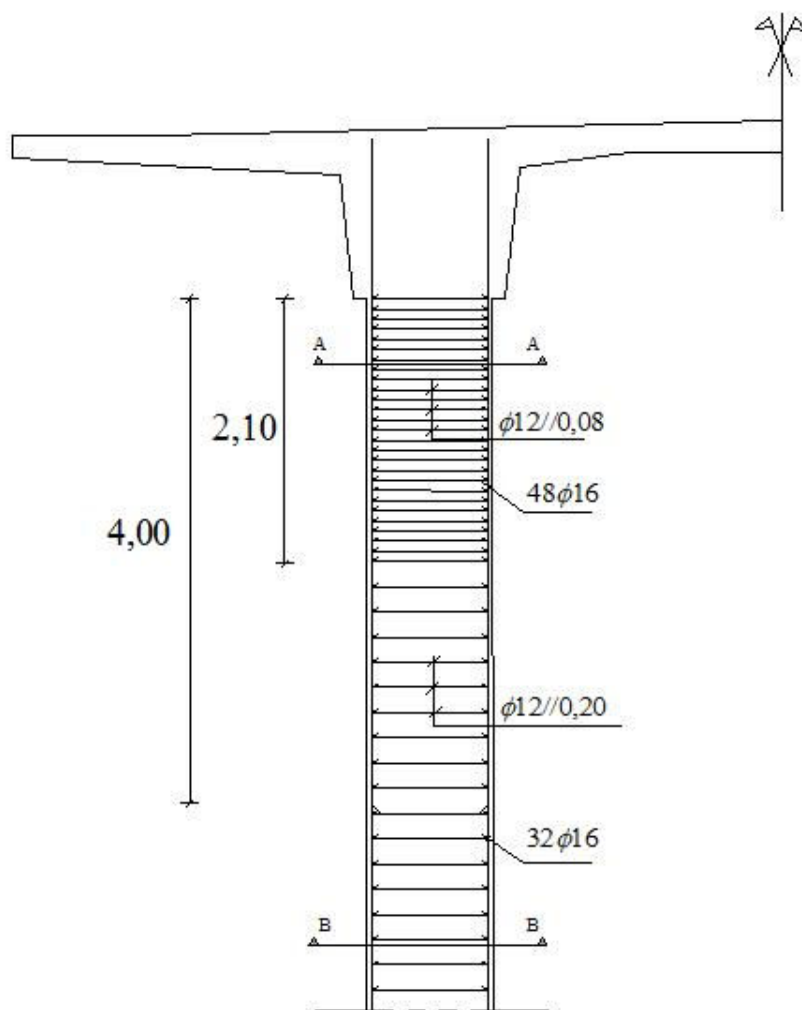
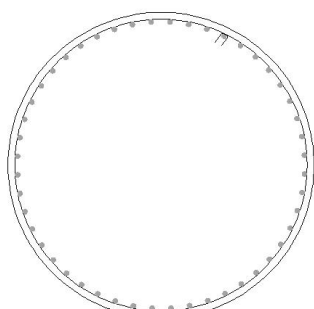


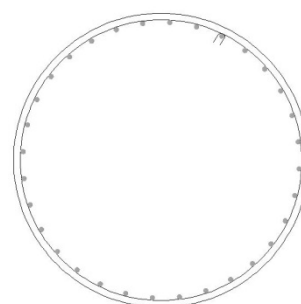
Figura 3.25 – Disposição de armaduras no pilar P2 dimensionado para um comportamento dúctil. Vista em corte longitudinal [m].



$A_{sl} \rightarrow 48\phi 16$

$A_{st} \rightarrow \phi 12//0,08$

b) Corte A-A, zona da rótula plástica



$A_{sl} \rightarrow 32\phi 16$

$A_{st} \rightarrow \phi 12//0,20$

a) Corte B-B, zona fora da rótula plástica

Figura 3.26 - Disposição de armadura do pilar P2 dimensionado para um comportamento dúctil. a) Corte A-A, zona da rótula plástica; b) Corte B-B, zona fora da rótula plástica.

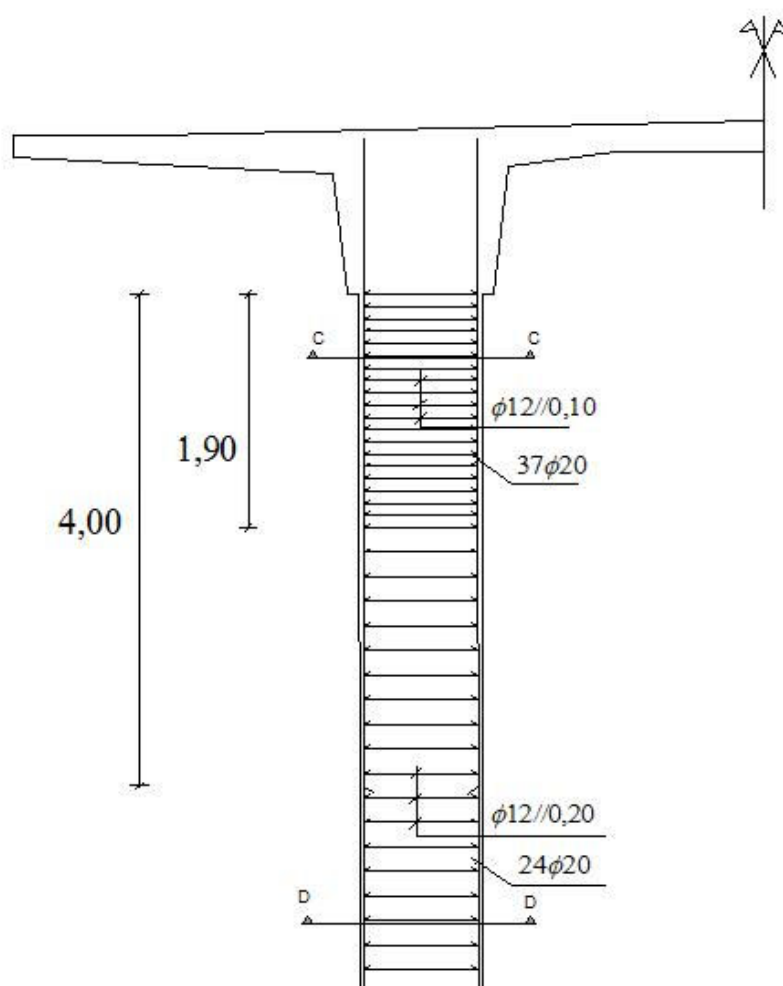
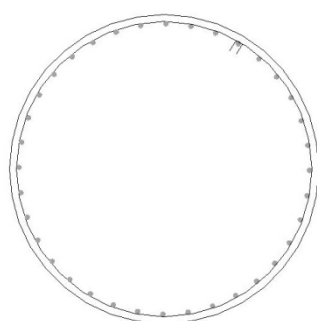


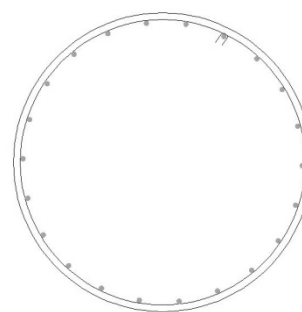
Figura 3.27 - Disposição de armaduras no pilar P3 dimensionado para um comportamento dúctil. Vista em corte longitudinal [m].



$A_{sl} \rightarrow 37\phi 20$

$A_{st} \rightarrow \phi 12//0,10$

b) Corte C-C, zona da rótula plástica



$A_{sl} \rightarrow 24\phi 20$

$A_{st} \rightarrow \phi 12//0,20$

a) Corte D-D, zona fora da rótula plástica

Figura 3.28 - Disposição de armadura do pilar P3 dimensionado para um comportamento dúctil. a) Corte C-C, zona da rótula plástica; b) Corte D-D, zona fora da rótula plástica.

4

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO RECORRENDO A UMA ANÁLISE NÃO-LINEAR DINÂMICA

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se avaliar o comportamento da ponte com pilares ociosamente dimensionada no capítulo 3 recorrendo a uma análise não linear dinâmica. Este cálculo será feito para os dois níveis de ductilidade explorados no cálculo anterior, onde se usou o método da sobreposição modal com recurso aos espectros de resposta de cálculo do EC8. Nesta secção pretende-se aferir, de um modo geral, o comportamento que a estrutura terá em relação ao nível de ductilidade realmente explorado aquando da presença de um sismo.

Para este efeito foram gerados artificialmente 5 acelerogramas cujos espectros se aproximassem do espectro de resposta elástico regulamentar para um sismo do tipo 1 na zona 2 (Figura 2.1).

A descrição que se segue não pretende de nenhum modo ser exaustiva, tentando ser o mais directa possível, já que o objectivo é avaliar com um rigor aceitável o dimensionamento efectuado recorrendo aos critérios do EC8-2 e não explorar profundamente a complexa área que é a análise não-linear dinâmica. De qualquer forma estes aspectos são abordados de um modo mais aprofundado em *Vila-Pouca (2001)* [13].

Os cálculos efectuados neste capítulo foram desenvolvidos recorrendo ao software Seismostruct v.4.0 [4].

4.2. MODELAÇÃO

4.2.1. ESTRUTURA

Esta estrutura foi toda modelada em elementos finitos unidimensionais. O tabuleiro foi considerado com comportamento linear elástico, enquanto que os pilares foram modelados recorrendo a um comportamento não-linear material associado a um modelo de fibras.

Resumidamente, o modelo de fibras admite que as secções se mantêm planas durante a deformação e, dividindo a secção em pequenos elementos (fibras), consegue-se aferir a extensão uniaxial em cada um destes elementos. Com esta extensão, é possível, através de uma lei constitutiva do material, calcular a tensão correspondente em fibra e posteriormente obter os esforços na secção, através da integração dessas tensões. Informação sobre a utilização deste modelo no programa Seismostruct pode

ser encontrada em Coutinho, 2008 [14]. Neste caso concreto utilizou-se uma discretização da secção transversal 200 fibras.

O comportamento dos materiais (betão e aço) foi obtido de acordo com modelos já estudados e apenas aplicados directamente a este caso concreto. Em relação ao betão, adoptou-se um comportamento não-linear em que a resistência última está correlacionada com um coeficiente de confinamento, k , tendo-se considerado nesta aplicação um valor deste coeficiente de 1,20. A Figura 4.1 ilustra o efeito do coeficiente de confinamento no comportamento do betão. De salientar que se adoptou um comportamento do betão não confinado para a zona de recobrimento, fora do confinamento proporcionado pelas cintas transversais.

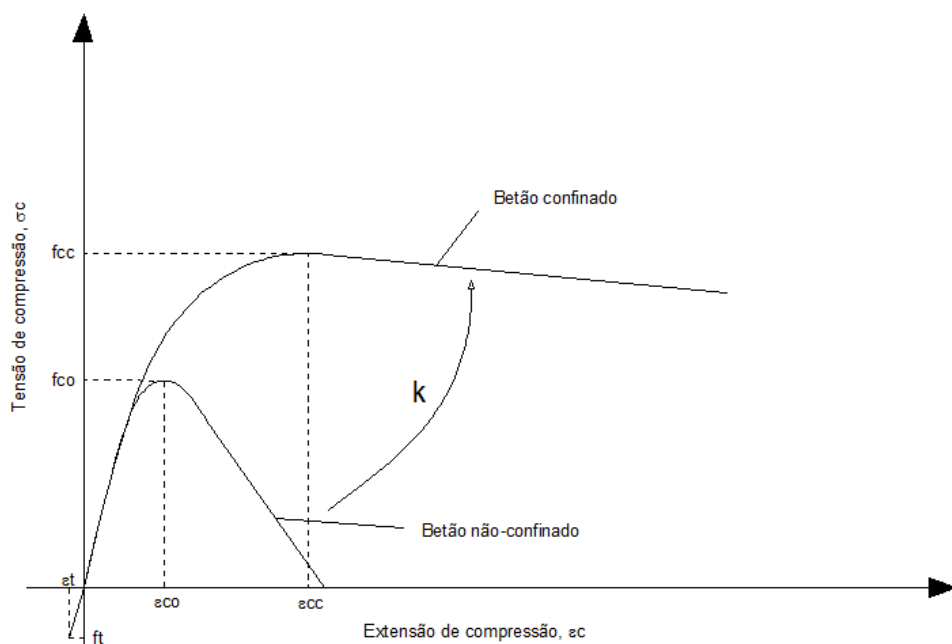


Figura 4.1 – Comportamento uniaxial do betão confinado e não confinado associado ao parâmetro k .

O aço por seu lado foi simulado recorrendo ao conhecido modelo proposto por Menegotto-Pinto (1973) [15]. Os parâmetros associados a este modelo foram escolhidos de acordo com os valores normais determinados experimentalmente para simular o comportamento do aço [13]. De modo que se considerou:

- $R_0 = 20$;
- $A_1 = 18,5$;
- $A_2 = 0,15$;
- $A_3 = 0,0025$;
- $A_4 = 0,2$.

De salientar que em relação aos parâmetros de endurecimento isotrópico do aço (A_3 e A_4), consideraram-se valores reduzidos, desprezando um pouco este efeito. Já a forma da curva de transição (conhecido como o efeito de Bauschinger) que é comandada pelo parâmetro R_0 e os parâmetros A_1 e A_2 , admitiram-se os valores correntes acima mencionados. A Figura 4.2 ilustra o comportamento do aço utilizando este modelo.

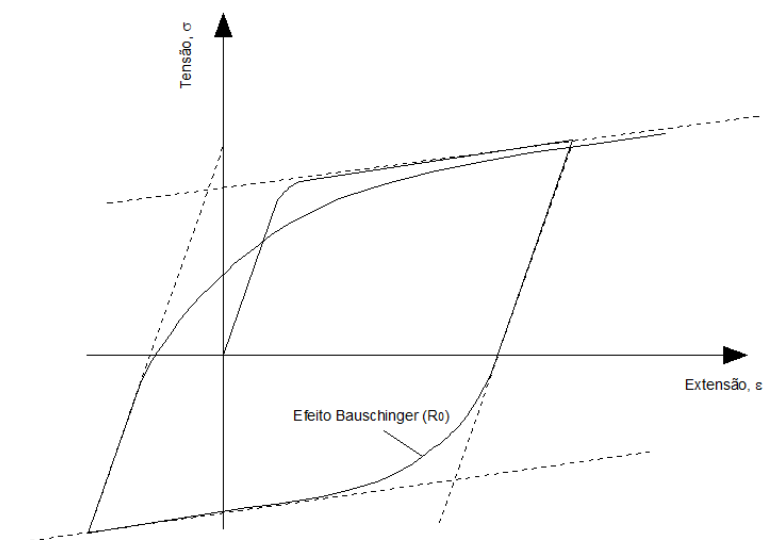


Figura 4.2 – Comportamento uniaxial do aço de acordo com os parâmetros R_0 , A_1 e A_2 .

O tabuleiro representado na Figura 3.3 foi considerado com comportamento linear elástico. Cada vão foi dividido em 4 elementos.

Os pilares foram definidos com o modelo de fibras já referido com a secção da Figura 3.2, recorrendo às disposições de armaduras definidas aquando do dimensionamento efectuado no capítulo 3 para os pilares P2 e P4. Os pilares P1 e P3 foram considerados com as mesmas armaduras dos pilares P4 e P2, respectivamente. Esta opção advém de os esforços serem praticamente iguais entre estes pares de pilares. Assumiu-se uma determinada discretização dos pilares de forma a que a zona da rótula (base de cada pilar) fosse dividida em mais elementos, para se obterem resultados mais rigorosos nas imediações desta secção.

O funcionamento dos apoios no topo dos pilares foi simulado de forma semelhante à utilizada na análise elástica com o programa SAP2000[3], ou seja, com a libertação da rotação e do deslocamento longitudinais do tabuleiro, fixando-se os restantes graus de liberdade.

Na análise elástica efectuada com este modelo considerou-se o mesmo valor do coeficiente de amortecimento $\xi = 5\%$ adoptado no capítulo 3. Na análise dinâmica não-linear adoptou-se um valor do coeficiente de amortecimento viscoso de 1%.

4.2.2. ACÇÕES

4.2.2.1. Acções permanentes

As acções permanentes consideradas foram as correspondentes ao peso próprio de cada elemento agravadas da carga RCP (28,7 kN/m) definida em 3.2.1.

4.2.2.2. Acelerogramas

Tal como foi referido, os 5 acelerogramas foram obtidos artificialmente de modo a corresponderem o mais possível com o espectro de resposta elástico referente a um sismo do tipo 1, na zona 2 (Figura 2.1) para um solo do tipo B. Este espectro está representado na Figura 4.3 relacionando a aceleração espectral, S_e , com o período T .

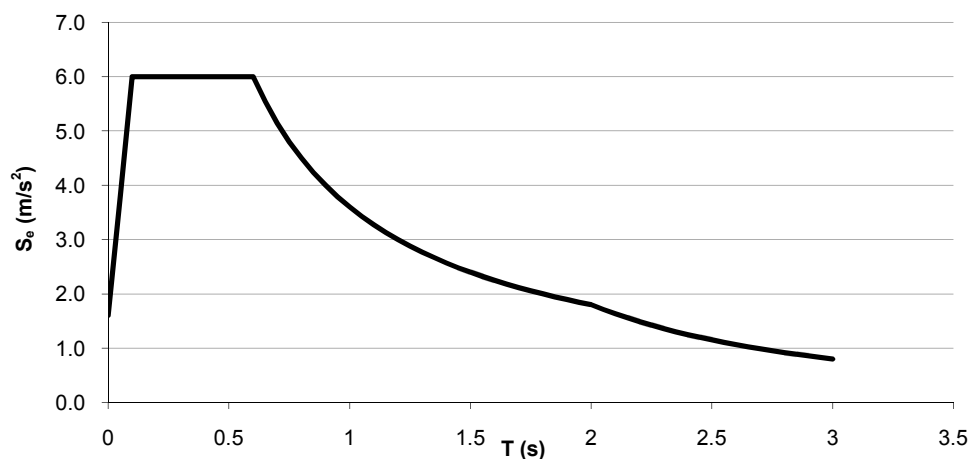


Figura 4.3 – Espectro de resposta elástico para a zona 2 de um sismo do tipo 1 num solo de classe B.

Na Figura 4.4 apresentam-se os espectros de resposta correspondente a cada acelerograma e o espectro de resposta elástico regulamentar bem como os espectros associados a um desvio de $\pm 10\%$. Pode verificar-se que os espectros dos acelerogramas considerados estão balizados por este desvio de 10%.

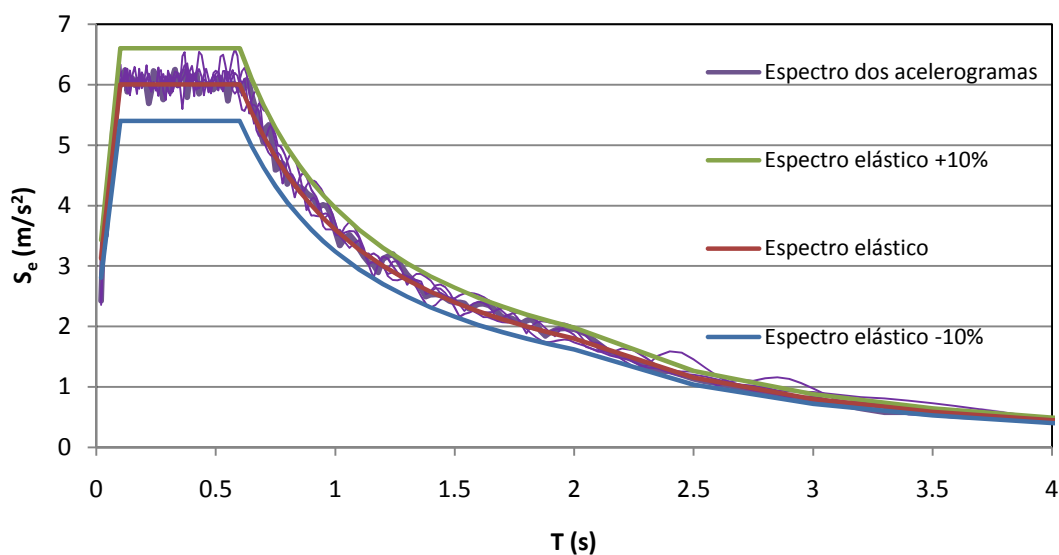


Figura 4.4 – Acelerogramas e espectro de resposta elástico.

4.3. VALIDAÇÃO DO MODELO - CÁLCULO ELÁSTICO

4.3.1. MODOS DE VIBRAÇÃO

Antes do cálculo não linear propriamente dito, e numa tentativa de validar o modelo utilizado, fez-se uma análise modal da estrutura procurando comparar os modos e respectivos períodos relevantes, ou seja, na direcção transversal (y), com os obtidos através do programa SAP2000[3].

Os modos de vibração da estrutura modelada no seismostruct são apresentados no Quadro 4.1 onde se representam as deformadas de cada modo transversal, juntamente com os respectivos períodos.

Quadro 4.1 – Modos de vibração transversais

Modo	Período (s)	Deformada
1y	0.562	
2y	0.267	
3y	0.132	
4y	0.079	

Recordando os períodos do Quadro 3.4 e comparando-os directamente com os períodos do Quadro 4.1 conseguimos a confrontação exposta no Quadro 4.2 onde se depreende que os valores são muito próximos, apenas com ligeiras diferenças em modos mais elevados, que, dada a sua menor contribuição, acabam por ser irrelevantes.

Quadro 4.2 – Comparação de períodos de cada modelo

Modo	Períodos Seismostruct (s)	Períodos SAP (s)
1y	0.562	0.562
2y	0.267	0.287
3y	0.132	0.155
4y	0.079	0.101

4.3.2. ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS NO TOPO DOS PILARES

Prosseguindo com o objectivo de comparação dos dois modelos de cálculo solicitou-se o modelo elástico do Seismostruct com a história de acelerações correspondente ao acelerograma 1 (S1) e retiraram-se os valores máximos do momento flector na base, M , corte basal, V , e deslocamento no topo, d , dos pilares P2 e P4. Estes resultados apresentam-se no Quadro 4.3. Procedendo de igual modo no SAP solicitando a estrutura com acelerações provenientes do espectro de resposta elástico definido na Figura 4.3, obtemos os valores do Quadro 4.4.

Confrontando os valores destes dois quadros conclui-se facilmente que eles são muito próximos, o que reforça a validade do modelo.

Quadro 4.3 – Esforços na base e deslocamentos no topo dos pilares obtidos no SAP2000[3] recorrendo ao espectro de resposta elástico.

Pilar	$M(kN.m)$	$V(kN)$	$d(m)$
P2	78192.22	3587.33	0.0604
P4	63236.85	3550.05	0.0307

Quadro 4.4 - Esforços na base e deslocamentos no topo dos pilares obtidos no Seismostruct recorrendo ao acelerograma 1.

Pilar	$M(kN.m)$	$V(kN)$	$d(m)$
P2	79044.59	3687.07	0.0595
P4	64617.56	3718.05	0.0301

4.4. CÁLCULO NÃO-LINEAR – PONTE COM COMPORTAMENTO COM DUCTILIDADE LIMITADA

Nesta secção pretende-se avaliar o comportamento da estrutura dimensionada com ductilidade limitada com um coeficiente de comportamento de 1,5. As secções dos pilares foram armadas de acordo com as Figuras 3.8 e 3.9 para os pilares P2 e P4, respectivamente.

4.4.1. ESTUDO DOS PILARES ATRAVÉS DE UMA IMPOSIÇÃO DE DESLOCAMENTOS CÍCLICA

Esta secção tem como objectivo perceber qual o comportamento não-linear dos pilares, nomeadamente do P2 e P4, quando impostos deslocamentos no topo destes. Com este estudo pretende-se perceber qual o comportamento esperado durante uma solicitação sísmica, ou seja, fundamentalmente pretende-se aferir para que deslocamentos no topo, se espera a plastificação das armaduras nas secções da base.

Nesta análise foram considerados os efeitos da varga vertical transmitida pelo tabuleiro através de uma carga vertical aplicada nos pilares.

Tendo este propósito em mente, definiram-se duas histórias de deslocamentos distintas para cada pilar que se representam nas Figuras 4.5 e 4.6. A escolha destas histórias foi arbitrária, tendando exigir deslocamentos que levassem à plastificação das armaduras. Os deslocamentos impostos no pilar P2 são maiores já que este pilar é mais flexível. Os *drift's* máximos foram de $0,15/17 = 0,9\%$ para o pilar P2 e $0,3/22,1 = 1,36\%$ para o pilar P4.

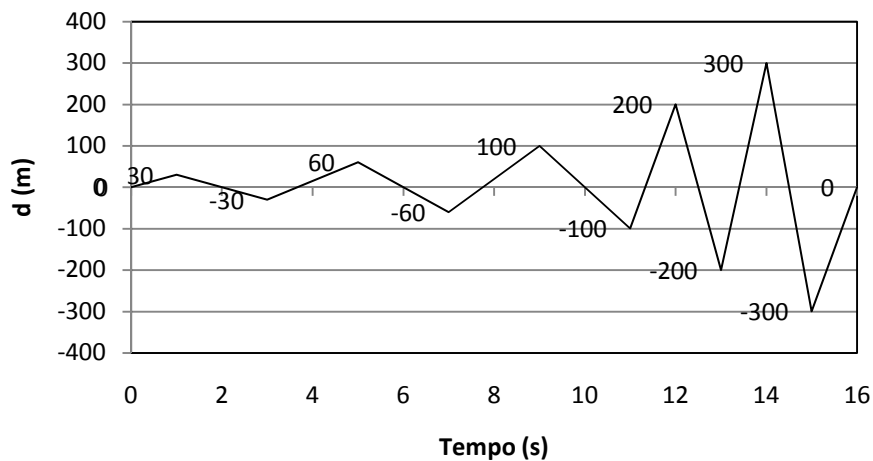


Figura 4.5 – História do deslocamento no topo utilizada no pilar P2.

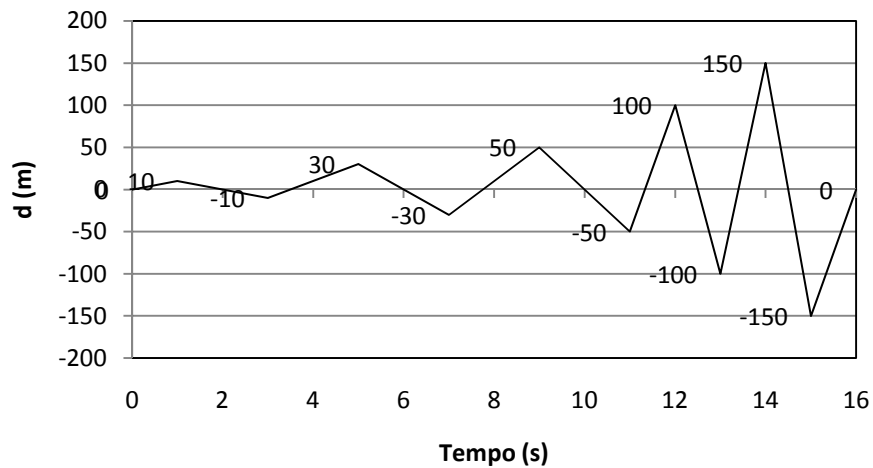


Figura 4.6 – História de deslocamento no topo utilizada no pilar P4.

Solicitando o topo dos pilares com estes deslocamentos cíclicos obtêm-se os diagramas histeréticos força-deslocamento (V-d) da base de cada pilar representados nas Figuras 4.7 e 4.6. Com a informação destes diagramas é seguro referir-se que é expectável obter-se uma plastificação das armaduras em P2 a partir de um deslocamento no topo de cerca de 0,2 m, com um corte basal de, aproximadamente 3100 kN. Já para o pilar P4 espera-se que a plastificação se inicie com um deslocamento aproximado de 0,1 m com um corte basal muito próximo do anterior. Esta analogia pode ser feita também em relação aos diagramas de momento-rotação (M-r) que se apresentam nas Figuras 4.9 e 4.10 em que com um momento flector de 60700 kN.m na base de P2 se espera a plastificação de armaduras. Para P4 essa plastificação consegue-se um momento flector de 60000 kN.m, aproximadamente.

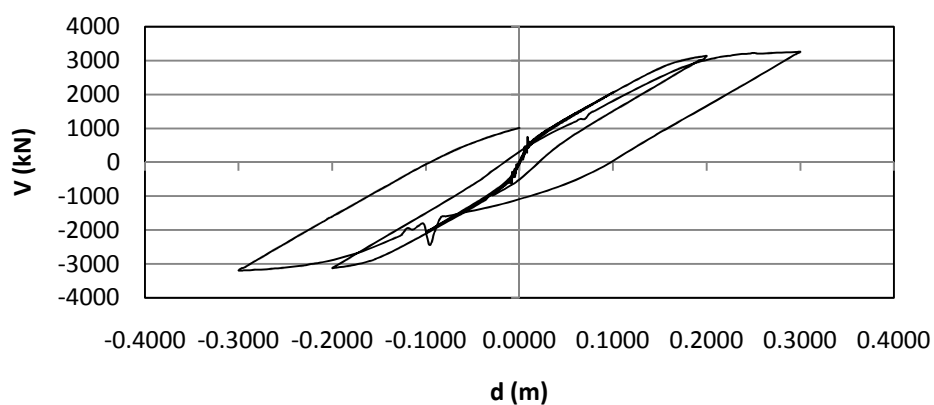


Figura 4.7 – Diagrama histerético V-d na base do pilar P2 para estrutura com ductilidade limitada.

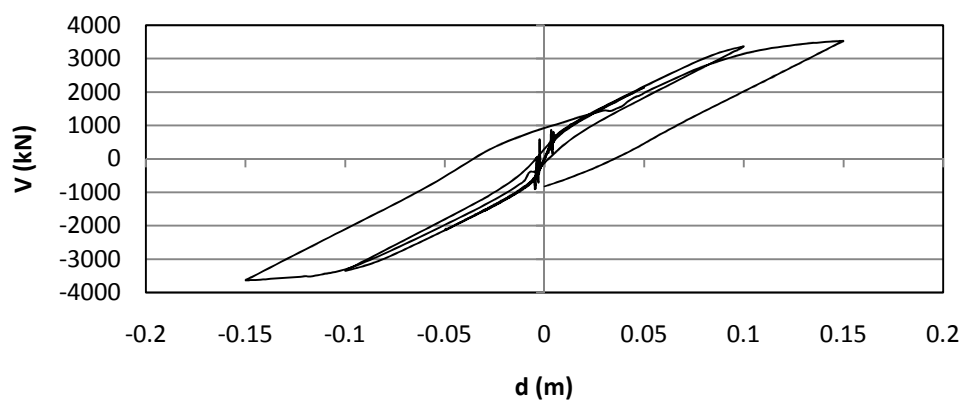


Figura 4.8 – Diagrama histerético V-d na base do pilar P4 para estrutura com ductilidade limitada.

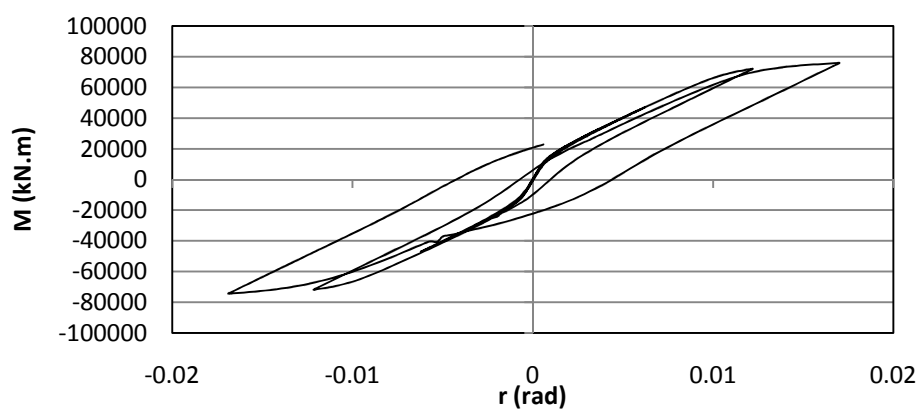


Figura 4.9 – Diagrama histerético M-r na base de P2 para estrutura com ductilidade limitada.

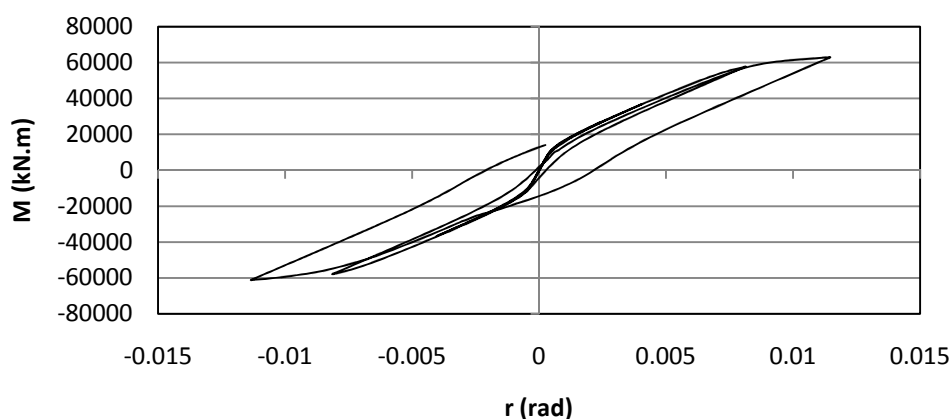


Figura 4.10 - Diagrama histerético M-r na base de P4 para estrutura com ductilidade limitada.

4.4.2. ESTUDO DOS PILARES APLICANDO ACELEROGRAMAS

Nesta secção pretende-se proceder ao estudo da história dos deslocamentos em cada acelerograma de forma a se obter a média dos máximos deslocamentos. Admitiu-se que o valor médio das respostas obtidas para cada acelerograma corresponde a um valor representativo da resposta para a acção sísmica de projecto. Para este efeito representam-se as histórias do deslocamento obtido no topo dos pilares P2 e P4 para cada um dos acelerogramas considerados nas Figuras 4.11, 4.12, 4.13, 4.14 e 4.15.

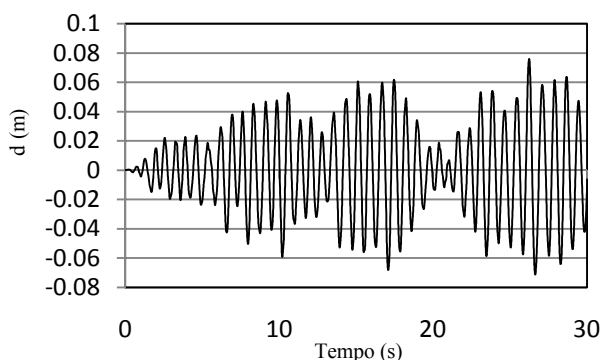


Figura 4.11a – Deslocamentos no pilar P4 – acel S1

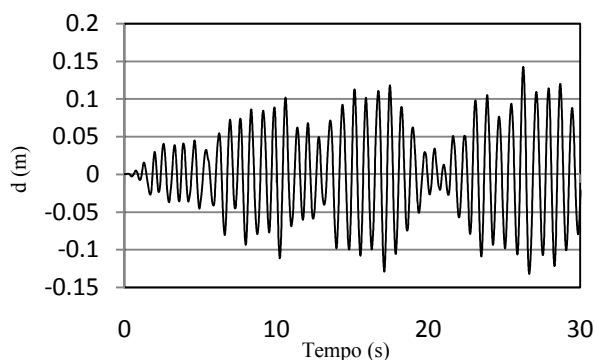


Figura 4.11b - Deslocamentos no pilar P2 – acel S1

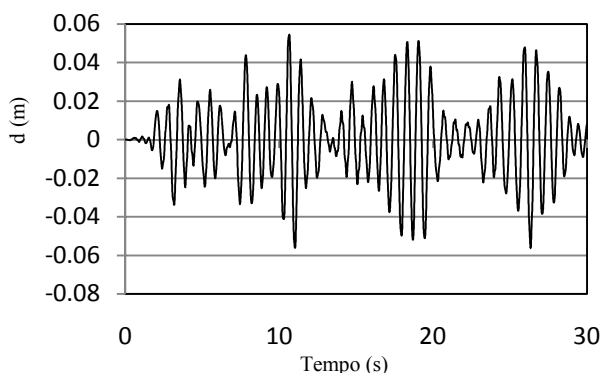


Figura 4.12a - Deslocamentos no pilar P4 – acel S2

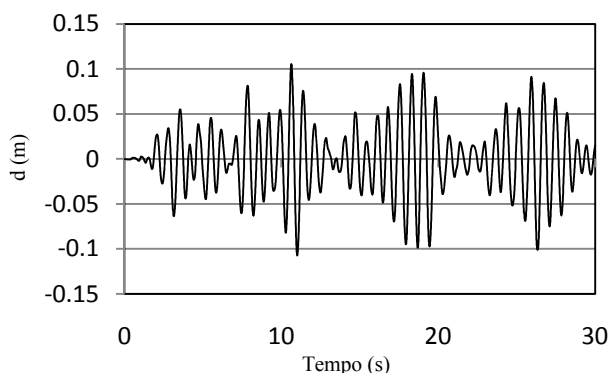


Figura 4.12b - Deslocamentos no pilar P2 – acel S2

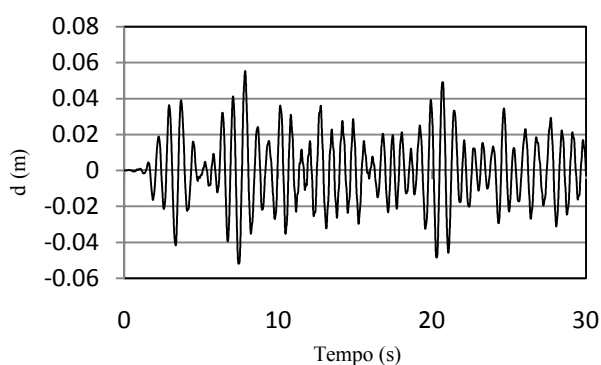


Figura 4.13a - Deslocamentos no pilar P4 – acel S3

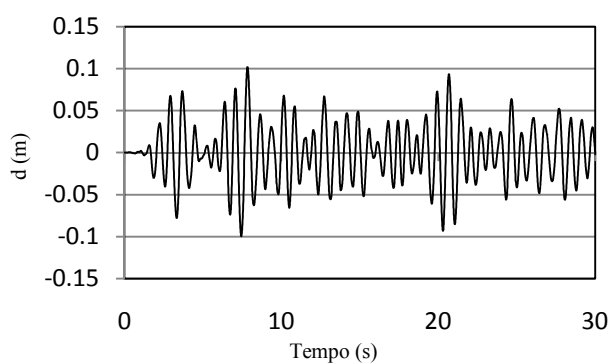


Figura 4.13b - Deslocamentos no pilar P2 – acel S3

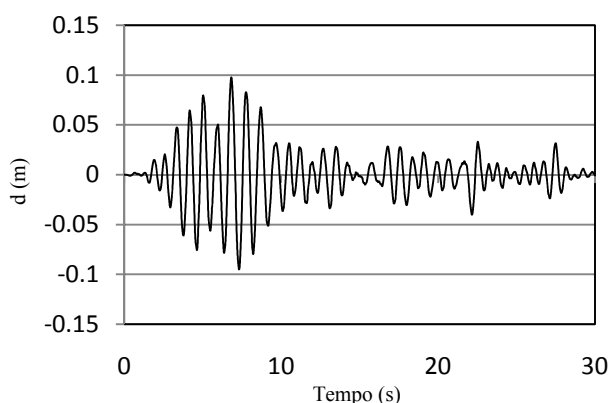


Figura 4.14a - Deslocamentos no pilar P4 – acel S4

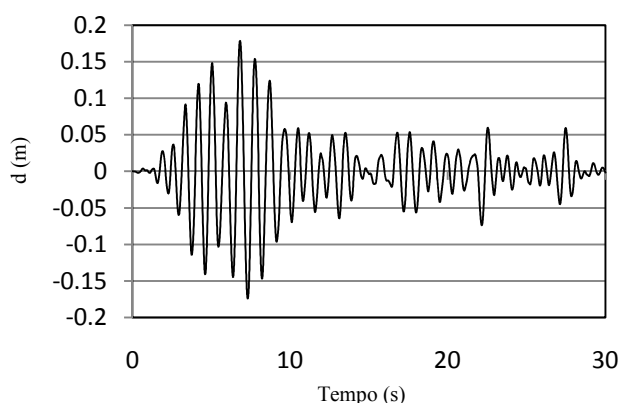


Figura 4.14b - Deslocamentos no pilar P2 – acel S4

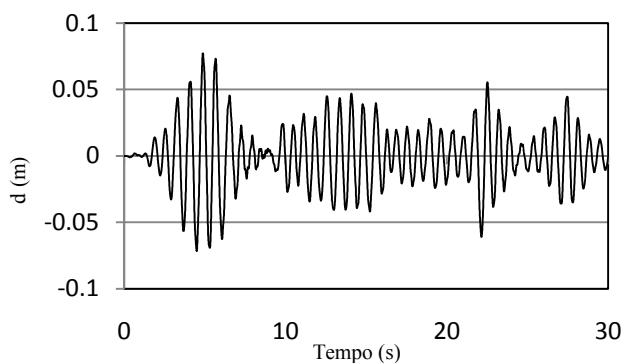


Figura 4.15a- Deslocamentos no pilar P4 – acel S5

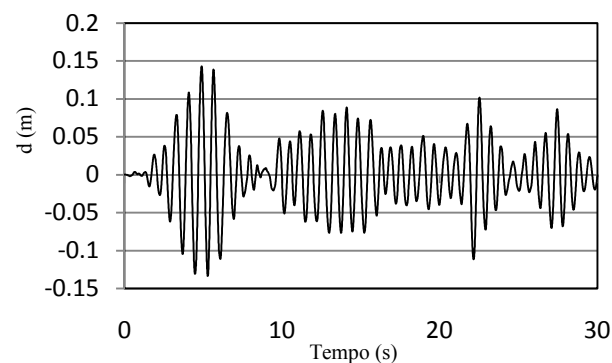


Figura 4.15b - Deslocamentos no pilar P2 – acel S5

Retirando os valores máximos dos deslocamentos de cada pilar e calculando a média destes obtemos os valores apresentados no Quadro 4.5. Neste quadro pode-se verificar que o deslocamento máximo espectável para um sismo deste tipo será à volta de 13 cm para o pilar P2 e de cerca de 7 cm para o pilar P4.

Quadro 4.5 – Deslocamentos máximos utilizando os 5 acelerogramas

Acelerograma	Deslocamento máximos (m)	
	P2	P4
S1	0,140	0,076
S2	0,107	0,056
S3	0,102	0,55
S4	0,143	0,077
S5	0,140	0,074
Média	0,127	0,068

Analogamente executou-se a mesma operação para o corte basal obtido com todos os acelerogramas obtendo-se as médias dos máximos em cada pilar presentes no Quadro 4.6. Confrontando estes valores com os provenientes da análise elástica do Quadro 4.7, verificam-se determinadas discrepâncias que reflectem o facto de se terem considerados na análise não-linear (Seismostruct) os valores médios das propriedades dos materiais e as armaduras efectivas da secção.

Quadro 4.6 - Médias dos esforços na base obtidos através dos máximos das respostas em cada acelerograma para um comportamento com ductilidade limitada.

Pilar	$M(kN.m)$	$V(kN)$
P2	55908.28	2788.04
P4	42607.88	2710.80

Quadro 4.7 – Esforços de cálculo obtidos da análise modal efectuada no SAP para um comportamento com ductilidade limitada.

Pilar	$M(kN.m)$	$V(kN)$
P2	52180,51	2324.33
P4	41923,29	2325.92

Recorde-se agora os valores de d_{Ed} do Quadro 3.5 no Quadro 4.8. Estes valores, confrontado com as médias do Quadro 4.5 são cerca de metade dos obtidos com uma análise não-linear, tal facto pode ficar a dever-se ao facto de se ter considerado um amortecimento de 5% no programa SAP2000 e 1% na análise não-linear no Seismostruct.

Quadro 4.8 – Deslocamento do pilar recorrendo a uma análise com espectro de resposta de cálculo.

Pilar	$d_{Ed} (m)$
P2	0.067
P4	0,034

4.4.2.1. Momentos flectores na base e corte basal para o acelerograma S1

De forma a se ter uma percepção da evolução do corte basal ao longo do tempo para futuras comparações com os diagramas hysteréticos, reproduzem-se nas Figuras 4.16 e 4.17, essas histórias para o pilar P2 e P4 utilizando o acelerograma S1. Comparando estas histórias com as dos deslocamentos para S1 apresentadas nas Figuras 4.11a e 4.11b é possível concluir que há três picos de resposta ao longo do sismo que ocorrem, aproximadamente, aos 10, 17 e 27 segundos.

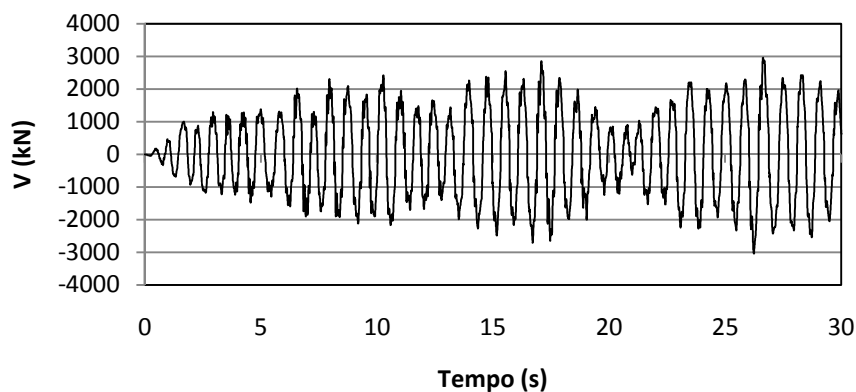


Figura 4.16 - História do corte basal em P2, para um comportamento com ductilidade limitada – acel S1

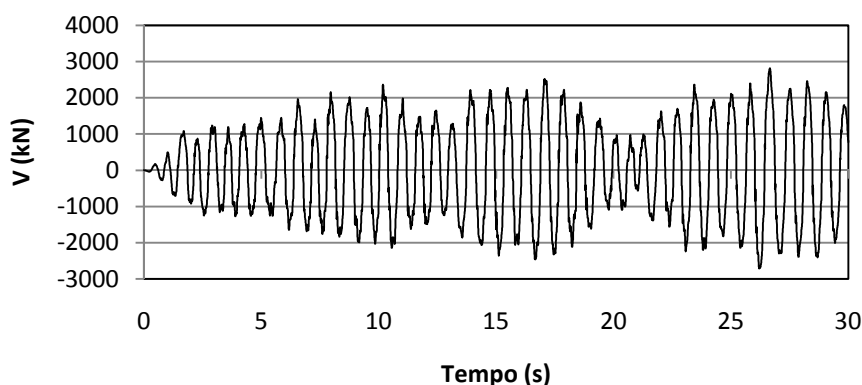


Figura 4.17 – História do corte basal em P4 para um comportamento com ductilidade limitada – acel S1.

4.4.2.2. Diagramas hysteréticos e diagramas tensão/deformação recorrendo ao acelerograma S1

Nas figuras 4.18 e 4.19 estão representados os diagramas globais força-deslocamento correspondentes ao corte basal e deslocamento no topo dos pilares P2 e P4, respectivamente. Através de uma análise mais atenta, pode-se concluir que não chega a existir a formação de rótula plástica, uma vez que não há formação de um patamar de cedência. Aliás, observando as Figuras 4.7 e 4.8 pode-se concluir que para P2 era necessário atingir-se pelo menos 0,2 m de deslocamento no topo e em P4 eram necessários 0,15 m para que se entrasse no patamar de cedência das armaduras, assim como um corte basal superior a 3000 kN, facto que não acontece em nenhum dos casos.

O facto de que não há formação de rótula plástica é corroborado pelos diagramas tensão/deformação das armaduras na secção da base de cada pilar representados nas Figuras 4.22 e 4.23 onde estão

representados dois varões de cada fibra extrema do banzo (a 1 é a fibra extrema exterior e a 2 a fibra extrema interior do banzo) e onde se observa que a tensão no aço, σ , não atinge os 500 Mpa em nenhum dos pilares.

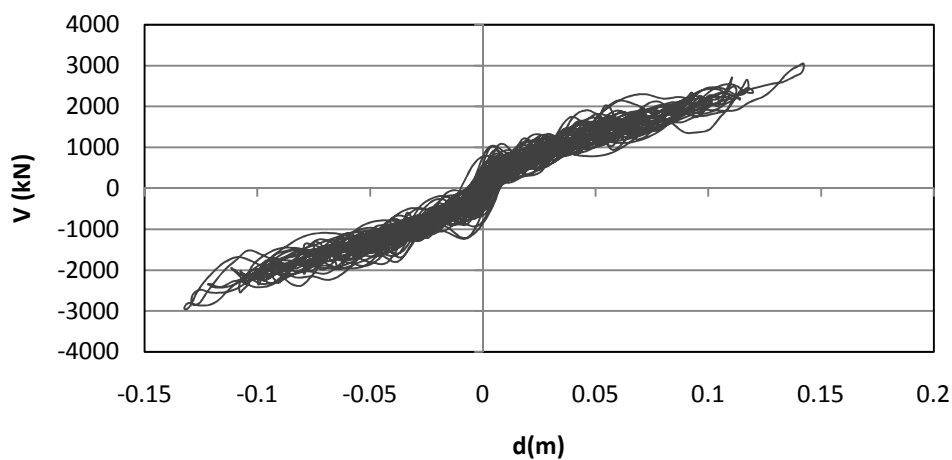


Figura 4.18 – Diagrama histerético V-d em P2 para um comportamento com ductilidade limitada – avel S1

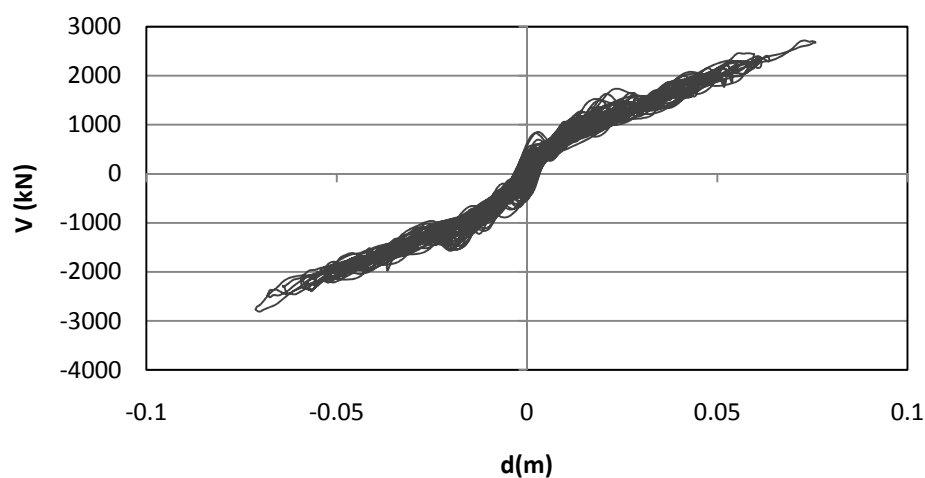


Figura 4.19 - Diagrama histerético V-d em P4 para um comportamento com ductilidade limitada – avel S1

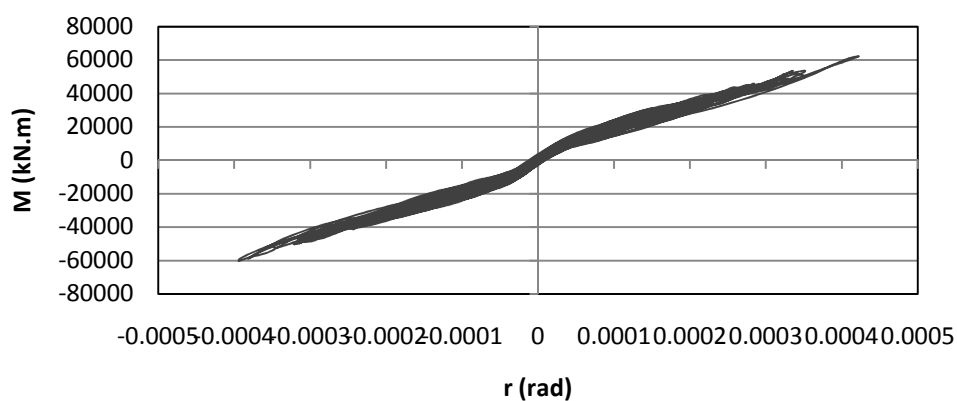


Figura 4.20 - Diagrama histerético M-r em P2 para um comportamento com ductilidade limitada – avel S1

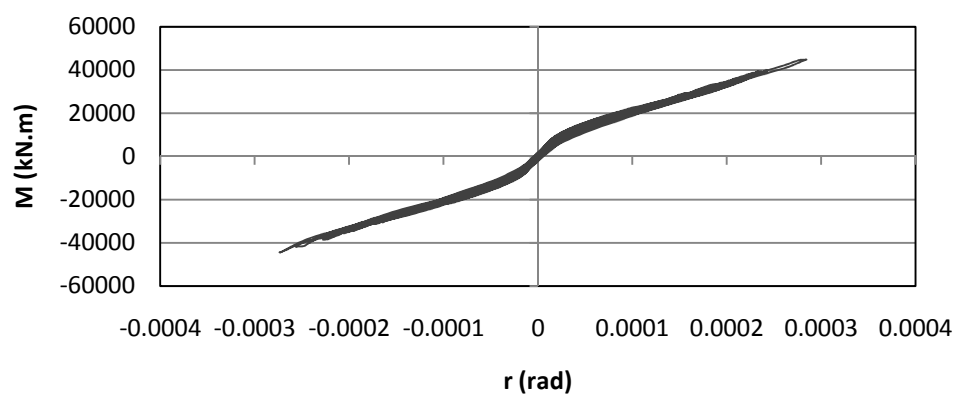


Figura 4.21 - Diagrama histerético M-r em P4 para um comportamento com ductilidade limitada - avel S1.

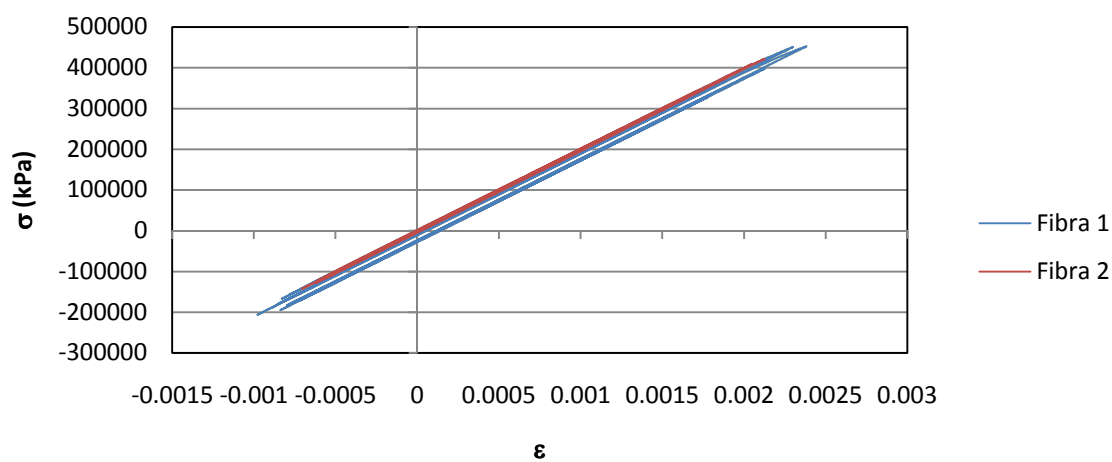


Figura 4.22 – Diagramas tensão/deformação de armaduras na secção da base do pilar P2 para um comportamento com ductilidade limitada – avel S1

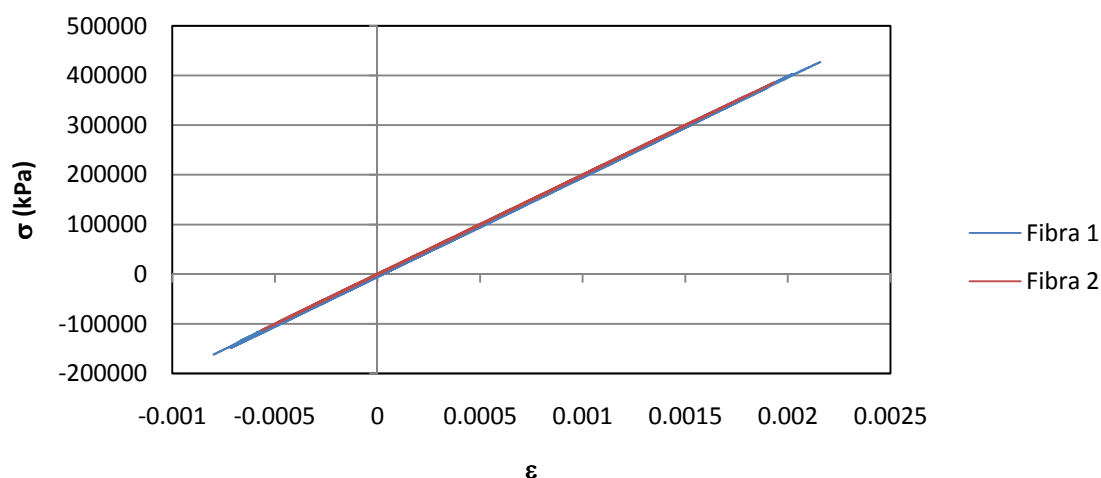


Figura 4.23 - Diagramas tensão/deformação de armaduras na secção da base do pilar P4 para um comportamento com ductilidade limitada - aço S1.

Com isto é seguro concluir que, com a armadura dimensionada para se obter uma ductilidade limitada, o comportamento da ponte é expectável que seja elástico.

4.5. CÁLCULO NÃO LINEAR – PONTE COM COMPORTAMENTO DÚCTIL

Nesta secção pretende-se avaliar o comportamento da estrutura dimensionada com comportamento dúctil correspondente ao coeficiente de comportamento de 2,4. As secções dos pilares foram armadas de acordo com as Figuras 3.13 e 3.16 para os pilares P2 e P4, respectivamente.

4.5.1. ESTUDO DOS PILARES ATRAVÉS DE UMA SOLICITAÇÃO CÍCLICA DE DESLOCAMENTOS

Procedendo de forma similar à da secção 4.4.1 e definindo as mesmas histórias de deslocamentos das Figuras 4.5 e 4.4 para P2 e P4, respectivamente, obtêm-se os diagramas histeréticos V-d e M-r (Figuras 4.24, 4.25, 4.26 e 4.27). Com a informação dos diagramas V-d é seguro referir-se que é expectável obter-se uma plastificação das armaduras em P2 a partir de um deslocamento no topo de mais ou menos 0,12 m com um corte basal de 1700 kN. Já para P4 espera-se que essa plastificação inicie com um deslocamento aproximado de 0,06 m associado a um corte basal também de 1700 kN. Observando agora os diagramas M-r conclui-se que o momento flector na base a partir do qual se obtém uma plastificação da secção é de, aproximadamente 40000 kN.m para P2 e 30000 kN.m para P4.

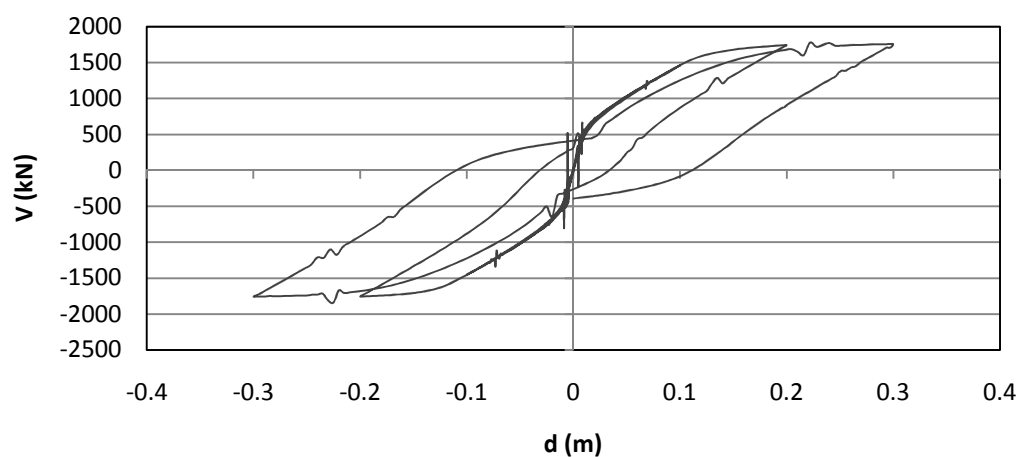


Figura 4.24 – Diagrama histerético V-d na base do pilar P2 para estrutura com comportamento dúctil.

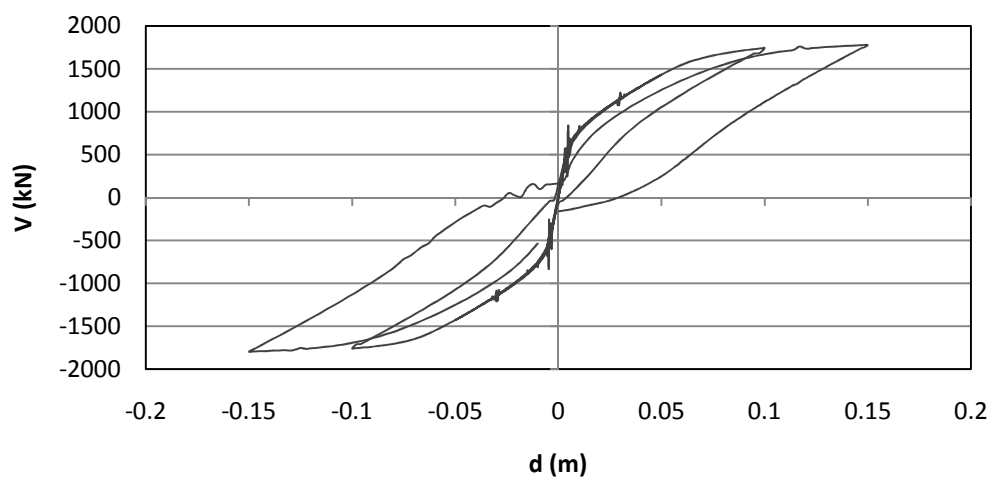


Figura 4.25 – Diagrama histerético V-d na base do pilar P4 para estrutura com comportamento dúctil.

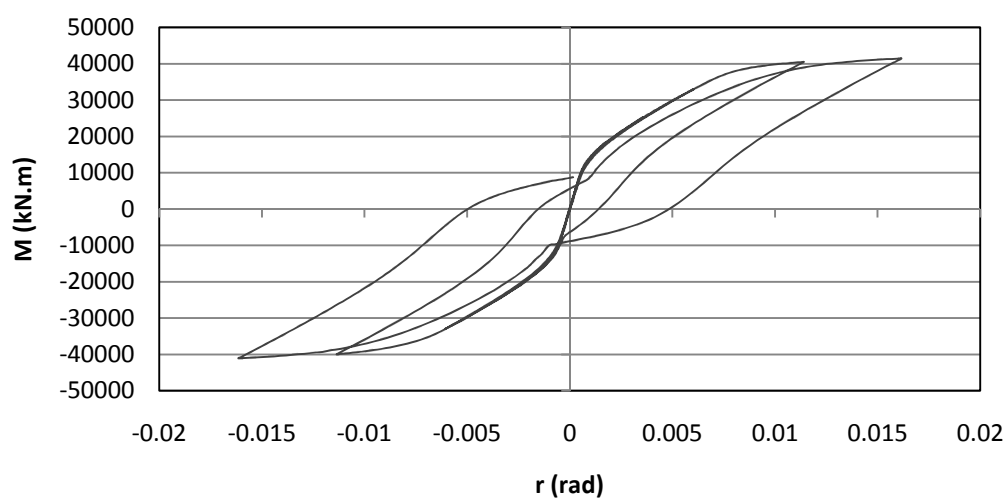


Figura 4.26 - Diagrama histerético M-r na base de P2 para estrutura com ductilidade limitada

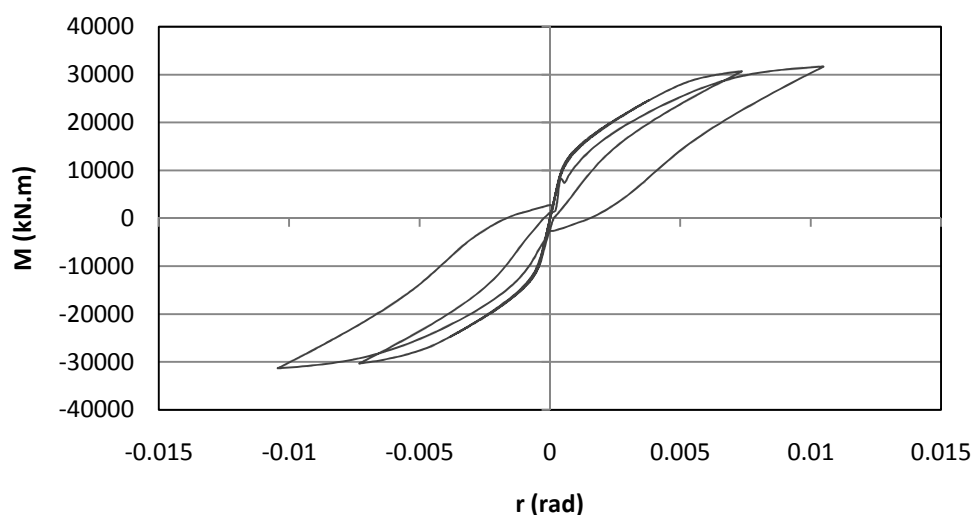


Figura 4.27 - Diagrama histerético M-r na base de P4 para estrutura com ductilidade limitada.

4.5.2. ESTUDO DOS PILARES APLICANDO OS ACELEROGRAMAS

O estudo da história de deslocamentos para os 5 acelerogramas admitindo um comportamento dúctil foi feito de forma similar à apresentada na secção 4.4.2, de modo que nas figuras 4.28, 4.29, 4.30, 4.31 e 4.32 apresentam-se as histórias do deslocamento no topo obtidos para cada acelerograma em cada pilar.

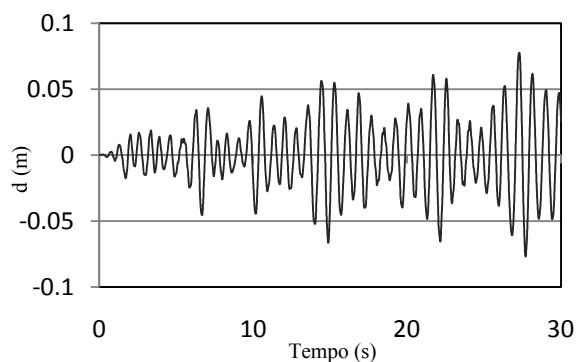


Figura 4.28a – Deslocamentos no pilar P4 – acel S1

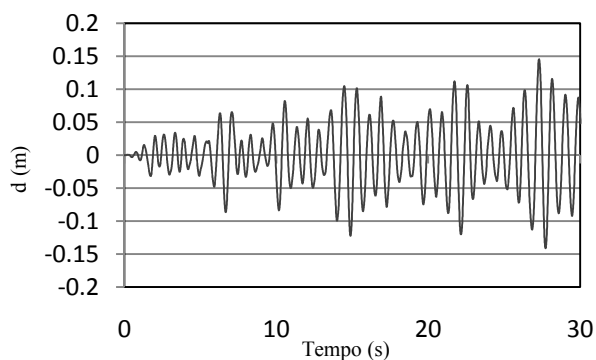


Figura 4.28b - Deslocamentos no pilar P2 – acel S1

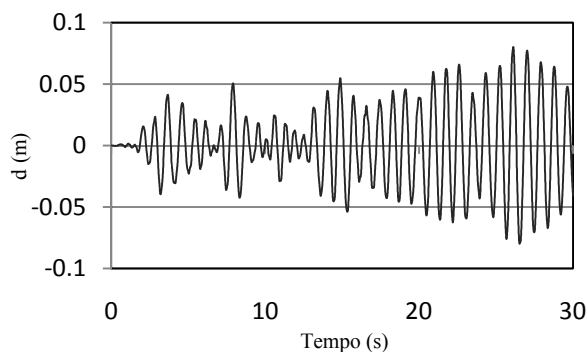


Figura 4.29a - Deslocamentos no pilar P4 – acel S2

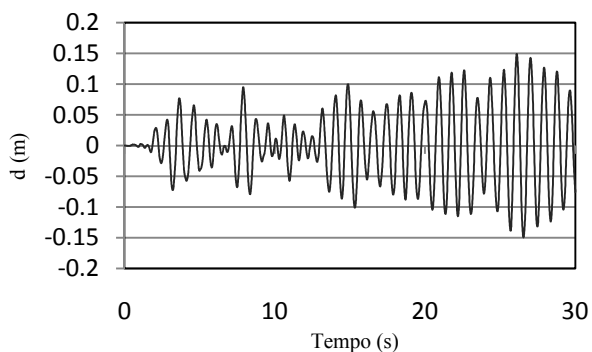


Figura 4.29b - Deslocamentos no pilar P2 – acel S2

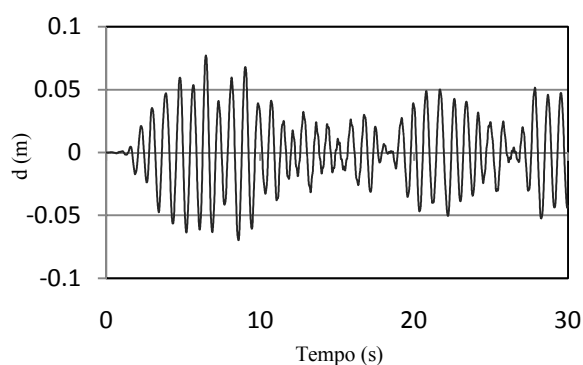


Figura 4.30a - Deslocamentos no pilar P4 – acel S3

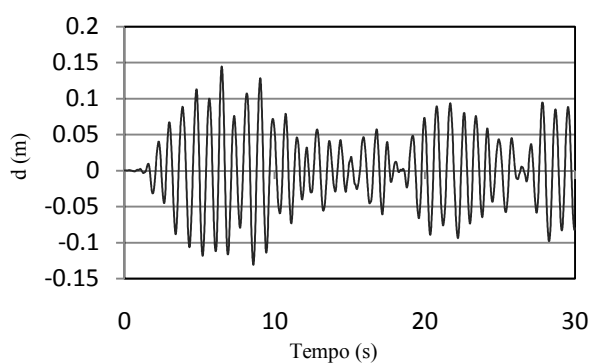


Figura 4.30b - Deslocamentos no pilar P2 – acel S3

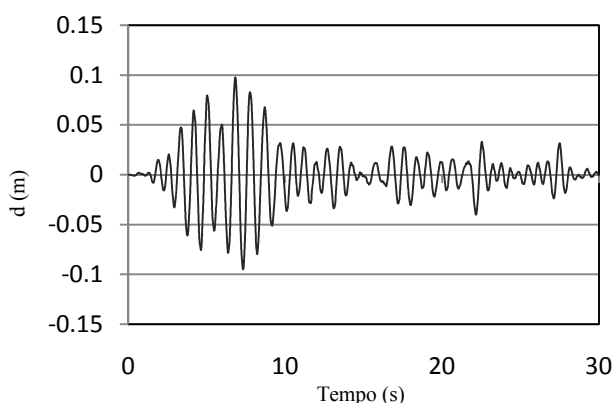


Figura 4.31a - Deslocamentos no pilar P4 – acel S4

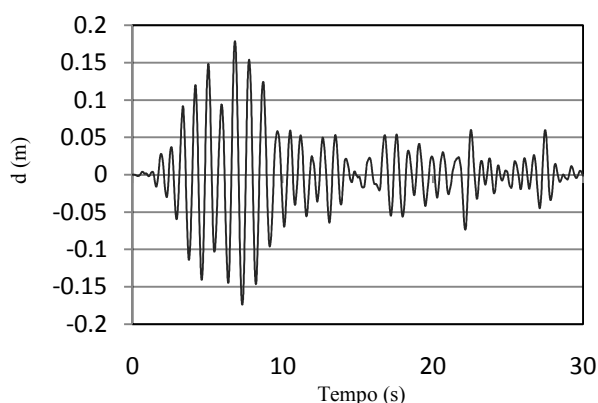


Figura 4.31b - Deslocamentos no pilar P2 – acel S4

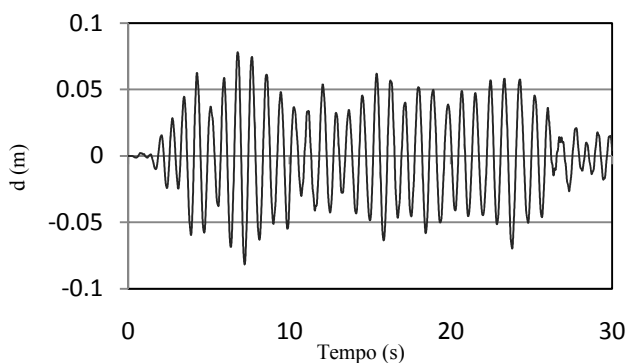


Figura 4.32a- Deslocamentos no pilar P4 – acel S5

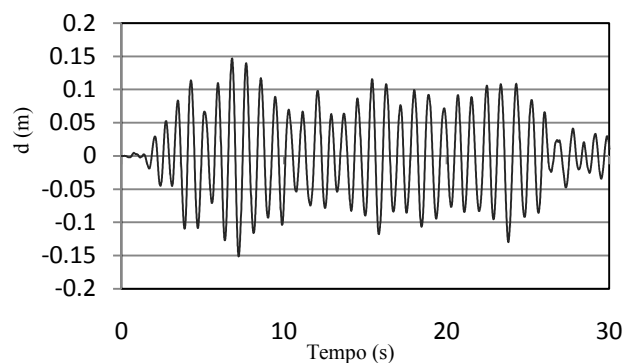


Figura 4.32b - Deslocamentos no pilar P2 – acel S5

Retirando os máximos deslocamentos de cada pilar e calculando a média destes obtemos os valores apresentados no Quadro 4.9. Neste quadro pode-se verificar que os deslocamentos máximos espectáveis em cada pilar para um sismo deste tipo será de 15 cm para P2 e 8 cm para P4.

Analogamente executou-se a mesma operação para o momento flector na base e corte basal em todos os acelerogramas obtendo-se as médias dos máximos em cada pilar presentes no Quadro 4.10. Confrontando estes valores com os provenientes da análise elástica do Quadro 4.11, verificam-se determinadas discrepâncias associadas ao facto de que nesta análise se utilizou a armadura dimensionada que é um pouco maior que a calculada (sobretudo devido à armadura disposta nas

almas) e ao facto de na análise não-linear se considerar os valores médios das propriedades materiais e não os valores de cálculo considerados no dimensionamento.

Quadro 4.9 – Deslocamentos máximos utilizando os 5 acelerogramas

Acelerograma	Deslocamento máximos (m)	
	P2	P4
S1	0,146	0,078
S2	0,150	0,080
S3	0,145	0,077
S4	0,178	0,098
S5	0,151	0,082
Média	0.154	0.083

Quadro 4.10 – Médias dos esforços na base e deslocamentos no topo obtidos através dos máximos das respostas em cada acelerograma para um comportamento dúctil.

Pilar	$M(kN.m)$	$V(kN)$
P2	41853.39	2306.49
P4	31038.94	2024.05

Quadro 4.11 – Esforços de cálculo obtidos da análise modal efectuada no SAP para um comportamento dúctil.

Pilar	$M(kN.m)$	$V(kN)$
P2	32949.45	1494.77
P4	26521.28	1479.20

Recorde-se agora os valores de d_{Ed} do Quadro 3.16 no Quadro 4.12. Estes valores, à semelhança do exemplo anterior, quando confrontados com as médias do Quadro 4.9 verifica-se que são cerca de metade dos obtidos com uma análise não-linear. Este facto deve-se em grande parte ao facto de se ter considerado um amortecimento de 5% no SAP e 1% na análise não-linear no Seismostruct tal como aconteceu para o exemplo anterior.

Quadro 4.12 – Deslocamento do pilar recorrendo a uma análise com espectro de resposta de cálculo.

Pilar	$d_E (m)$
2	0.075
4	0.038

4.5.2.1. Momentos flectores na base e corte basal para o acelerograma S1

De forma a se ter uma percepção da evolução do corte basal ao longo do tempo para futuras comparações com os diagramas histeréticos, reproduzem-se nas Figuras 4.33 e 4.34 essas histórias para o pilar P2 e P4 utilizando o acelerograma S1.

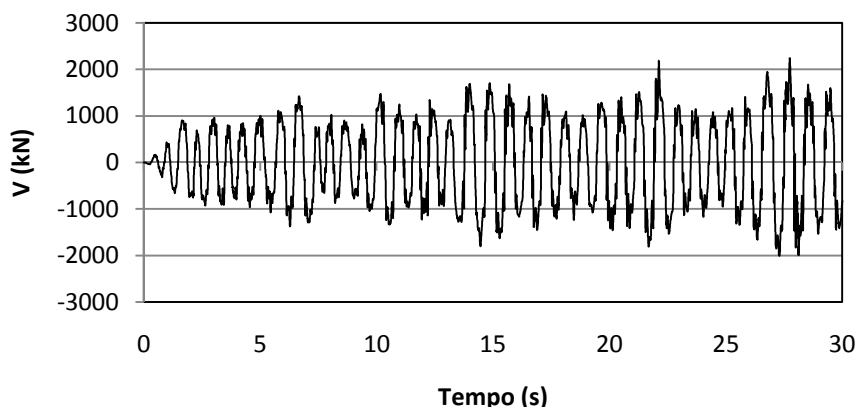


Figura 4.33 - História do corte basal no pilar P2 para um comportamento dúctil – acel S1

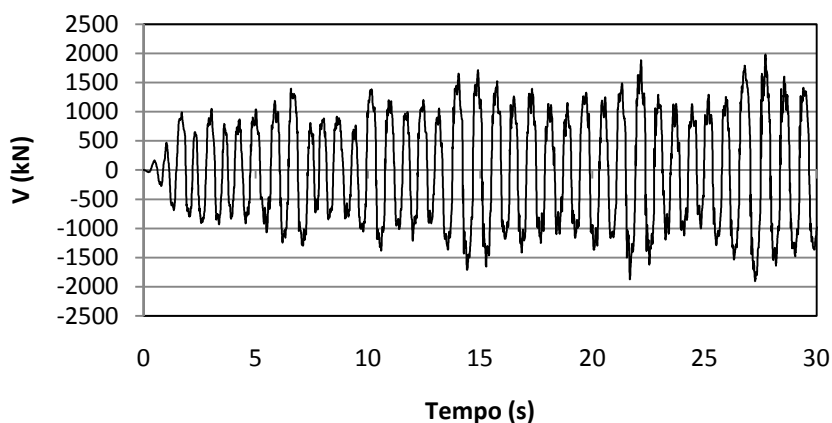


Figura 4.34 – História do corte basal no pilar P4 para um comportamento dúctil – acel S1

4.5.2.2. Diagramas histeréticos e diagramas tensão/deformação recorrendo ao acelerograma 1

Nas Figuras 4.35 e 4.36 estão representados os diagramas histeréticos para os pilares P2 e P4, respectivamente. Ao contrário do caso anterior, pode-se observar a plastificação de armaduras nos ciclos de maior amplitude. Este facto comprova-se comparando os resultados com os valores das Figuras 4.24 e 4.25 onde se aferiu que em P2 se necessitava de um deslocamento de 0,12 m para se iniciar a plastificação, facto que se comprova pela observação da Figura 4.35, onde é atingido o deslocamento de quase 0,15 m durante o último ciclo com um corte basal que ultrapassa ligeiramente os 2000 kN. O momento flector atinge o valor de 40000 kN.m que corresponde ao valor da Figura 4.26. A Figura 4.39 prova que há de facto formação de rótula plástica, uma vez que se verifica uma plastificação das armaduras.

Desenvolvendo um raciocínio semelhante para P4, observa-se que este também atinge a cedência no último ciclo, embora com uma importância reduzida. Observando a Figura 4.36 verifica-se que se

chega a atingir um corte basal de 2000 kN para um deslocamento no topo de 0.08 m, maior do que os 0.06 referidos na secção 4.5.1. Em relação ao momento flector, ele chega a atingir um valor de 30000 kN.m, concordante com o valor da Figura 4.27. A Figura 4.40 revela a pequena plastificação que se verifica na armadura.

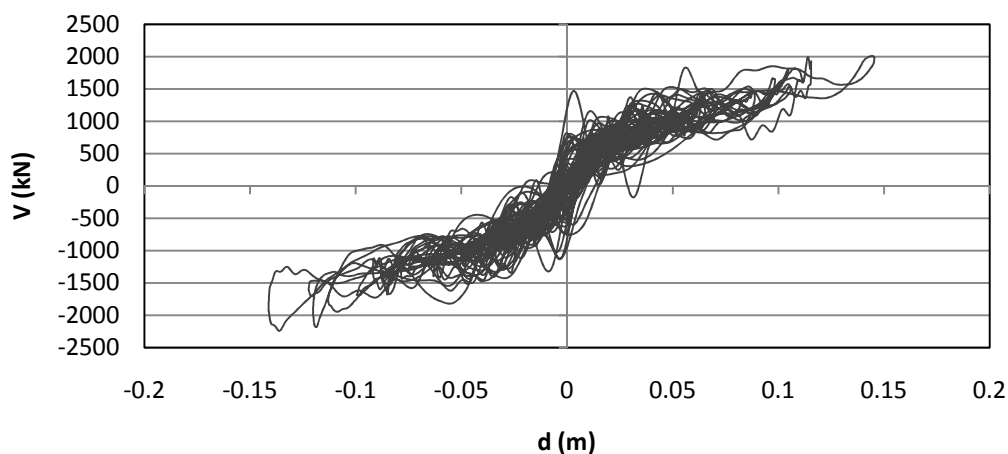


Figura 4.35 – Diagrama histerético V-d no pilar P2 para um comportamento dúctil – aço S1

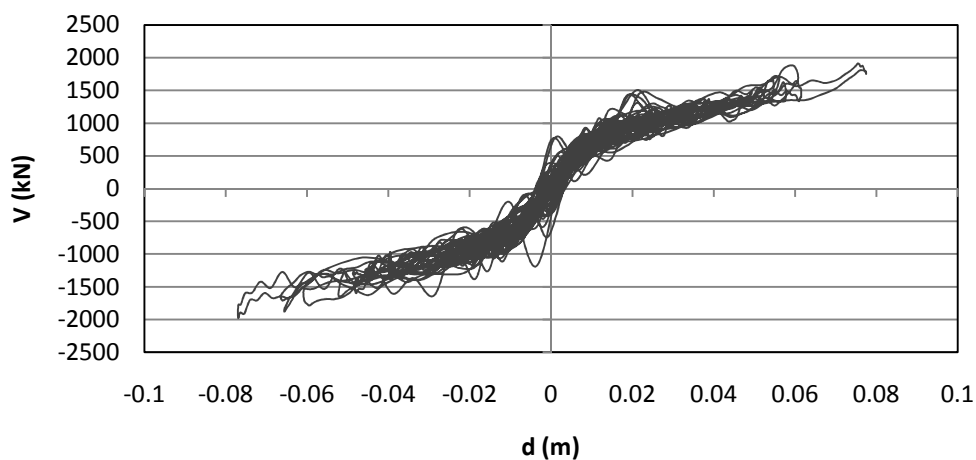


Figura 4.36 - Diagrama histerético V-d no pilar P4 para um comportamento dúctil – aço S1

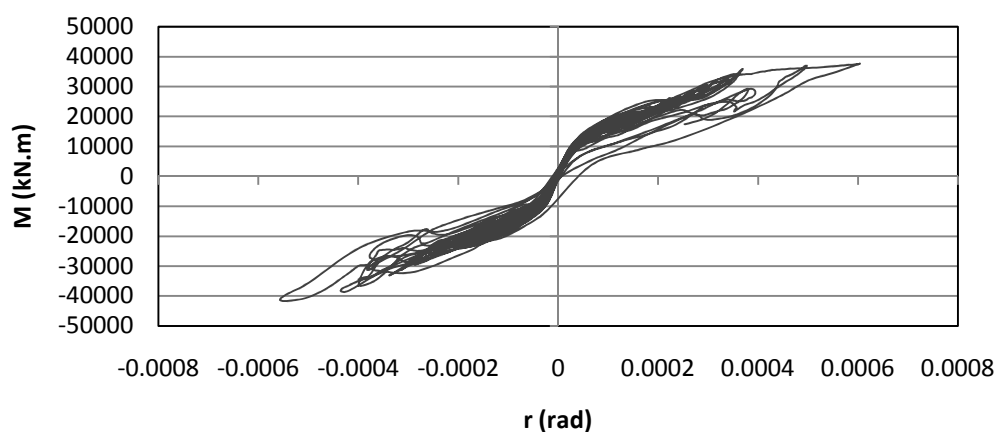


Figura 4.37 - Diagrama histerético M-r no pilar P2 para um comportamento dúctil – acel S1

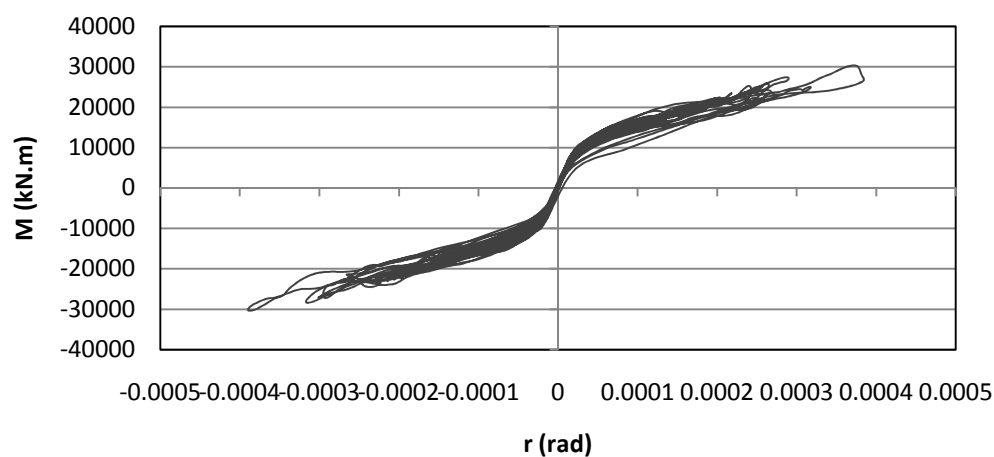


Figura 4.38 - Diagrama histerético M-r no pilar P4 para um comportamento dúctil – acel S1

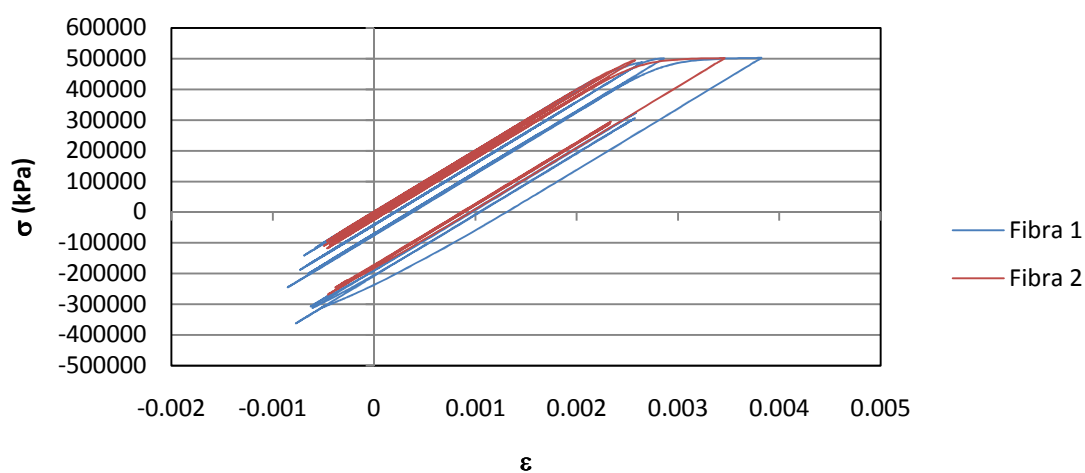


Figura 4.39 - Diagramas tensão/deformação de armaduras na secção da base do pilar P2 para um comportamento dúctil – acel S1

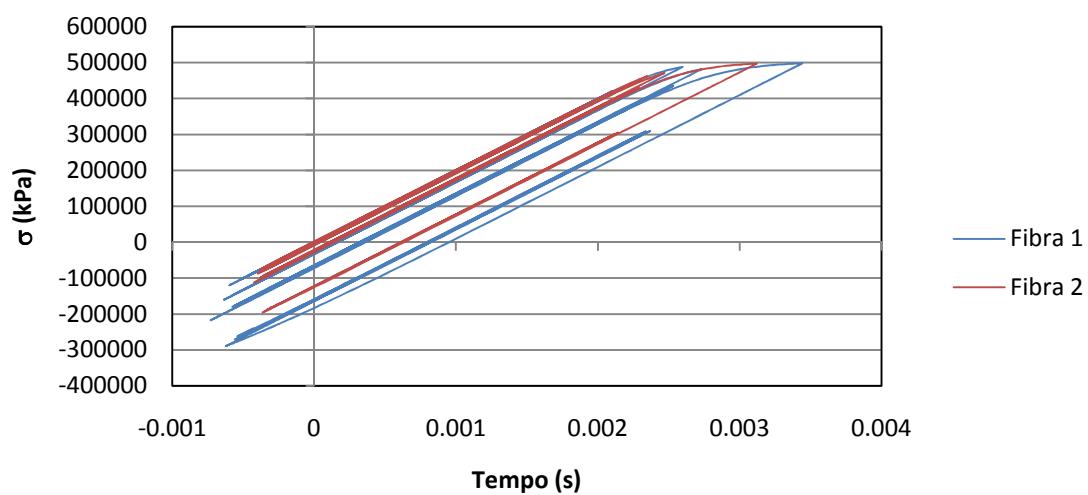


Figura 4.40 - Diagramas tensão/deformação de armaduras na secção da base do pilar P4 para um comportamento dúctil - acel S1.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS**5.1. CONSIDERAÇÕES DO EUROCÓDIGO 8**

Ao longo deste trabalho procurou-se sintetizar com objectividade as implicações que o EC8-2 tem no dimensionamento sísmico de pilares de pontes. Fundamentalmente, os critérios de dimensionamento são os do EC2-1, envolvendo apenas algumas considerações adicionais desenvolvidas no capítulo 2 do presente trabalho.

Encontrada a armadura associada ao dimensionamento, o EC8-2 impõe uma série de verificações na zona de potencial formação de rótula plástica, precavendo deste modo determinados fenómenos prejudiciais à integridade estrutural:

- a) Verificação de confinamento;
- b) Verificação de encurvadura de varões longitudinais;
- c) Verificação de nós adjacentes a rótulas plásticas;
- d) Verificação de tensões diagonais por corte;
- e) Verificação de rotura por deslizamento.

Todas estas verificações se materializam em mais ou menos armadura transversal e respectivos espaçamentos (longitudinais e transversais).

As verificações a) e b) possuem aplicação quer a ponte tenha um comportamento dúctil ou limitadamente dúctil.

A verificação c) deve ser tida particularmente em conta quando a ligação entre pilar e tabuleiro é monolítica, obrigando a cuidados que previnam a rotura desse nó. Em relação à ligação do pilar com a fundação, esta verificação tal como é apresentada perde algum significado, já que o comportamento nestas condições é bem conhecido e está intimamente relacionado com o dimensionamento da sapata, *i.e.*, se os esforços resultantes da acção sísmica forem contemplados aquando do cálculo da sapata, então o problema deverá estar acautelado.

As verificações d) e e) têm a ver directamente com a esbelteza do pilar na zona corrente (fora da rótula) já que depende da grandeza α_s . Se o pilar for pouco esbelto ($\alpha_s < 2.0$) portanto com uma maior incidência dos efeitos do corte, então estas verificações são importantes.

5.2. CONCLUSÕES DAS APLICAÇÕES EFECTUADAS

Atenda-se a uma ponte com solução em pilares ocos, que possui as seguintes características:

- Esforço axial não muito elevado ($\eta_k < 0,20$);

- Sem efeito de pórtico transversalmente (evitando momentos relevantes no topo do pilar);
- Com uma relação entre a distância da rótula plástica ao ponto de momento nulo e a altura da secção, grande ($\alpha_s > 2,0$);
- Regular;
- Fundada num solo com boas características, A ou B.

Verificou-se pelo exposto neste trabalho que dimensionar uma ponte nestas condições para um funcionamento limitadamente dúctil ou dúctil, corresponde praticamente ao mesmo volume de trabalho, sendo que a única verificação relevante a efectuar é a necessidade de impedir o varejamento dos varões longitudinais. Esta verificação revelou-se bastante exigente no que concerne a disposições, impondo espaçamentos longitudinais e transversais bastante rigorosos que merecem um cuidado adicional. De notar que para uma utilização de diâmetros de varões longitudinais elevados, a exigência de espaçamento transversal de ramos de estribos cresce, mas a exigência de espaçamento longitudinal diminui.

Em relação a esta ponte, foi possível aferir que, para secções correntes de pilares rectangulares ocos, estas revelam uma robustez que impede o dimensionamento para um comportamento dúctil com um coeficiente de comportamento elevado, nomeadamente de 3,5 que é o máximo admissível. Isto obrigou a se assumir um coeficiente mais baixo já que o EC8-2 não apresenta qualquer armadura mínima que preveja este tipo de comportamento. Pode-se concluir, portanto, que para pontes com este tipo de solução estrutural, a acção sísmica pode muitas vezes não ser condicionante em relação a outro tipo de acções envolvidas no dimensionamento não-sísmico.

A análise não-linear dinâmica efectuada para a ponte de pilares ocos, veio mostrar que não foi explorada a ductilidade das secções de forma significativa para sismos com intensidade equivalente à acção sísmica de projecto. Este facto, além de estar relacionado com o coeficiente de comportamento relativamente baixo utilizado para o comportamento dúctil (2,4), fica também a dever-se à quantidade de armadura que se adicionou na zona das almas após o dimensionamento, tentando aproximar a disposições de armadura usuais. Este aspecto está também associado à acção sísmica do nosso país, que não é, apesar de tudo, uma acção extremamente significativa.

Em termos gerais pode referir-se que para pontes com pilares ocos com condições idênticas à ponte avaliada, ou seja, pontes regulares com tabuleiros contínuos de betão armado pré-esforçado e pilares de altura média próxima de 20 m, a opção de se dimensionar para um comportamento dúctil não se revela tão atractiva como seria de esperar. De facto, a redução dos esforços de cálculo a considerar no dimensionamento conduz a que a acção sísmica perca relevância face a outras acções, e consequentemente não se retira a vantagem da redução das armaduras longitudinais. Por outro lado, a maior exigência relativa às armaduras transversais conduz a que a solução final não seja significativamente mais económica do que a solução obtida com a opção de ductilidade limitada.

Para pontes com pilares cheios há algumas diferenças que merecem ser salientadas. Desde logo a exigência é maior no que toca a problemas de confinamento, como de resto seria de esperar. Sendo que nestes casos, o facto de se possuir pilares circulares, simplifica muito a disposição de armadura transversal, já que não se exige distância mínima transversal entre ramos de estribos. Neste caso o problema do exemplo anterior, associado a reduzidas taxas de armadura para um $q=3,5$ não se colocou.

A verificação ao corte do nó de ligação ao pilar, está associada a um conhecimento do dimensionamento do próprio tabuleiro, nomeadamente em relação a armaduras transversais, longitudinais e solução de pré-esforço. A não abordagem destes aspectos na presente tese, levou à não

disposição da armadura do nó, ficando apenas o cálculo com algumas simplificações associadas a essas mesmas características do tabuleiro, com intuito de se criar valores de referência.

Em ambos os exemplos as verificações de tensões diagonais e rotura por deslizamento não foram necessárias, pelo que a abordagem a estas cingiu-se ao referido no capítulo 2.

Em suma, para pontes do tipo das que se abordaram neste trabalho, a exigência do EC8-2 é relativa, obrigando a todas as atenções normais de qualquer dimensionamento e um espírito pragmático na abordagem dos assuntos que possibilite a aplicação das ferramentas apresentadas de forma rigorosa e prática.

Todas as considerações do EC8-2 poderão no futuro ser incorporadas numa rotina de cálculo que poupe o utilizador ao cálculo exaustivo que algumas verificações impõem. No entanto tal rotina deverá possuir grande interface com o utilizador deixando as decisões nas mãos deste, evitando-se erros grosseiros por negligência.

5.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No desenvolvimento deste trabalho, centrou-se a aplicação das disposições do EC8 ao projecto de pilares de duas tipologias de pontes correntemente utilizadas em Portugal. As conclusões que foram possíveis retirar deste trabalho estão naturalmente associadas às condições das pontes analisadas. A partir deste trabalho, seria interessante estender o estudo a outras situações e complementarmente, consolidar algumas questões que foram identificadas. Assim, apresentam-se as seguintes propostas de trabalho a desenvolver no contexto do dimensionamento sísmico de pontes:

- Extensão do estudo a pontes com irregularidades, nomeadamente as irregularidades associadas a variações de altura dos pilares que colocam problemas particulares nos pilares mais curtos;
- Extensão a outras tipologias de pontes, nomeadamente com tabuleiros de secção transversal em caixão, para vãos maiores, de cerca de 40 a 60 m;
- Estudos de sensibilidade para diferentes intensidades da acção sísmica incorporando os efeitos do solo;
- Análise detalhada das implicações das disposições regulamentares relativas às armaduras transversais.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Eurocódigo 8 – Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes, Parte 1 – Regras Gerais, Acção Sísmica e Regras para Edifícios (EN 1998-1), Comité Europeu Para a Normalização (CEN); Dezembro de 2004.
- [2] Eurocódigo 8 – Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes, Parte 2 –Pontes (EN 1998-2), Comité Europeu para a normalização (CEN); Novembro de 2005.
- [3] Computers & Structures, Inc. *SAP2000 v.11.0.0 – Structural Analysis Program*. Berkeley, California, U.S.A., 2005.
- [4] Seismosoft – *Seismostruct v.4.0.3*, 2007.
- [5] Booth, E.; Skipp, B. – *Eurocode 8 and its implications for UK-based structural engineers*. Evening meeting: booth/skip, 19 Fevereiro 2004, IStructE 11 Upper Belgrave Street, 7 páginas, Londres.
- [6] Carvalho, E.C. – *Anexo Nacional do Eurocódigo 8 – Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal*. Sísmica 2007 – 7º Congresso Sismologia e Engenharia Sísmica, 28 Setembro 2007, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 16 páginas, GT EC8, Lisboa.
- [7] Papachristidis, A.G.; Vadaloykas, G.N.; Sogiakas V.I. - Investment appraisal with respect to EC8 behaviour factor ‘ q ’ in reinforced concrete buildings.
- [8] Clough, R.W.; Penzien, J. – *Dynamics of Structure*. Computers & Structures, Inc, Berkeley, USA, 2003.
- [9] Chopra, A.K. – *Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New Jersey, 1995.
- [10] D’Arga e Lima, J.; Monteiro, V.; Mun, M. – *Betão armado - Esforços normais e de flexão (REBAP – 83)*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1985.
- [11] Appleton, J.; Almeida, J; Câmara, J. – *Dimensionamento e pormenorização de estruturas de betão armado e pré-esforçado, curso de especialização*, Vol.1, Instituto Superior Técnico.
- [12] Eurocódigo 2: *Projecto de estruturas de Betão, Parte 1-1 – Regras gerais e regras para edifícios (EN 1992-1-1)*, Comité Europeu para a normalização (CEN); Abril de 2004.
- [13] Vila Pouca, N. – *Simulação Numérica da resposta sísmica de elementos laminares em betão armado*, Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001.
- [14] Coutinho, D. – *Análise “Pushover” de edifícios em betão armado*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- [15] Menegotto, M.; Pinto, P. - *Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending* - IABSE Symp. Resist. Ultimate Deform. of Struct. Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Final Report, Lisboa, 1973.