

## **Avaliação e reforço sísmico de um viaduto**

**Carlos André Nicolau de Oliveira Martins**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil**

Orientador: Professor Doutor António José da Silva Costa

### **Júri**

Presidente: Professor Doutor António Manuel Figueiredo Pinto da Costa

Orientador: Professor Doutor António José da Silva Costa

Vogal: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

**Outubro de 2018**



## **Declaração**

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.



# AGRADECIMENTOS

Quero agradecer em primeiro lugar ao meu orientador, Professor António Costa, pelos conhecimentos transmitidos, apoio e total disponibilidade, fundamentais na realização desta dissertação.

De seguida, dirijo os meus agradecimentos a colegas e amigos, em particular ao Mário e ao Edgar pela amizade, companheirismo, paciência e apoio ao longo destes cinco anos de curso.

Quero agradecer à Mariana, ao Hélio e ao Fábio pela constante presença, compreensão e conselhos ao longo destes anos.

Por fim, um forte obrigado à minha família. Em particular aos meus pais e irmãos pelos importantes conselhos, carinho, estabilidade e incontornável apoio.



# RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo introduzir a metodologia de avaliação da resistência sísmica de pontes existentes, recorrendo para tal à parte 3 do Eurocódigo 8. A versão atual da norma apenas contempla estruturas de edifícios, contudo devido à relevância das pontes e à crescente consciencialização relativamente ao nível de segurança de estruturas existentes, tornou-se imprescindível incluir estas obras de arte na regulamentação afeta. Assim, está a ser elaborada uma versão do EC8-3, que serviu de base a esta dissertação, e compreende a avaliação sísmica de edifícios e pontes, prescrevendo ainda eventuais alternativas de reforço caso as estruturas apresentem deficiências de comportamento sísmico.

No início desta dissertação apresentam-se dois capítulos de cariz introdutório e ilustrativo. No primeiro faz-se uma reflexão dos efeitos dos sismos em pontes, para tal ilustrou-se as roturas mais comuns nestas estruturas com objetivo de interpretar as causas que levaram à sua ocorrência. De seguida, expõe-se as diversas alternativas de reforço, por forma a tornar as estruturas sísmicamente aptas, evitando algumas das roturas ilustradas anteriormente.

Seguidamente referem-se as duas metodologias de dimensionamento e avaliação sísmica, concluindo-se que a que tem como base os deslocamentos é a mais adequada na avaliação de estruturas existentes, sendo a privilegiada na norma.

Posteriormente, introduz-se a metodologia de cálculo de avaliação sísmica do EC8-3, e a sua aplicabilidade às pontes. Esta é depois ilustrada num caso de estudo, donde se concluiu que a ponte analisada não verificava a segurança, pelo que foi necessário proceder ao dimensionamento de uma intervenção de reforço estrutural.

## **Palavras-chave:**

Sismo, EC8-3, análise, avaliação, pontes, deslocamentos, betão armado





# ABSTRACT

The present study aims to introduce the methodology of evaluation of the seismic resistance of existing bridges, using the part 3 of Eurocode 8. The current version of the regulation only contemplates structures of buildings, however due to the relevance of the bridges and the growing awareness to the level of security of existing structures, it has become imperative to include this type of structures in the regulation. The future version of EC8-3, which was the basis for this dissertation, is being developed and includes seismic evaluation of both type of structures, and the reinforcement alternatives if the structures prove to be seismically ineffective.

At the beginning, two introductory and illustrative chapters are presented. In the first one is made a reflection of the effects of the earthquakes in bridges, and it is shown the most common collapses in these structures in order to interpret the causes that led to their occurrence. Next, the various reinforcement alternatives, to make the structures seismically efficient, are exposed.

Then, the two seismic design methodologies are mentioned, concluding that the one that is based on the displacements is the most adequate in the evaluation of existing structures, so it is the alternative used in EC8-3.

Subsequently, the methodology of calculation of seismic evaluation suggested by EC8-3 is presented and illustrated in a case study, where it was concluded that the bridge analyzed did not verify the seismic safety, so it was necessary to proceed with the design of a structural reinforcement intervention.

## **Key-Words:**

Earthquake, EC8-3, analysis, evaluation, bridges, displacements, reinforced concrete



# Índice

Índice de figuras .....	xi
Índice de tabelas .....	xiii
Índice de símbolos.....	xv
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objetivos propostos .....	1
1.3 Organização.....	2
2 Efeitos dos sismos em pontes de betão armado .....	3
2.1 Introdução .....	3
2.2 Colapsos em pontes de betão armado devido à ação sísmica .....	4
2.2.1 Danos em pilares.....	4
2.2.2 Deslocamentos excessivos: Danos em apoios e encontros .....	6
2.2.3 Danos em fundações.....	6
3 Alternativas de intervenção/reforço estrutural em pontes de betão armado .....	7
3.1 Introdução .....	7
3.1.1 A questão da ductilidade e a sua relevância nas pontes .....	8
3.2 Reforço por aumento de resistência dos elementos .....	10
3.2.1 Encamisamento de secções com betão armado .....	10
3.2.2 Reforço de secções com chapas metálicas .....	11
3.2.3 Reforço de secções com FRP's .....	12
3.3 Reforço para redução do efeito da ação nos elementos .....	14
3.3.1 Aparelhos de apoio e de isolamento sísmico.....	14
4 Metodologias de dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado.....	15
4.1 Introdução .....	15
4.2 Dimensionamento com base em forças.....	15
4.3 Dimensionamento com base em deslocamentos .....	17
4.3.1 Ductilidade em curvatura.....	18
4.3.2 Ductilidade em rotação .....	18
5 Introdução à aplicação da parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3) .....	19
5.1 Domínio de aplicação.....	19

5.2	Requisitos de desempenho .....	19
5.3	Informação necessária para avaliação estrutural .....	20
5.3.1	Recolha de dados necessários à definição do modelo .....	20
5.3.2	Níveis de Conhecimento .....	21
5.4	Ação sísmica e métodos de análise estrutural .....	22
5.5	Regras específicas para pontes .....	23
5.5.1	Introdução.....	23
5.5.2	Requisitos de desempenho .....	23
5.5.3	Informação para execução da avaliação estrutural.....	24
5.5.4	Procedimentos de avaliação .....	26
5.5.5	Projeto de intervenções estruturais.....	27
5.6	Modelos de avaliação estrutural .....	29
5.6.1	Modelação estrutural .....	30
5.6.2	Modelos de resistência para avaliação estrutural .....	31
5.6.3	Verificações de segurança para análises lineares .....	40
6	Avaliação Estrutural de um viaduto .....	46
6.1	Introdução .....	46
6.2	Descrição da Estrutura .....	46
6.2.1	Geometria e pormenorização dos pilares .....	47
6.2.2	Materiais .....	48
6.3	Ações e critérios de projeto .....	48
6.3.1	Ações Permanentes .....	49
6.3.2	Ações Variáveis .....	49
6.3.3	Ação Sísmica.....	50
6.4	Avaliação estrutural dos pilares do viaduto .....	51
6.4.1	Modelação do viaduto .....	51
6.4.2	Rigidez efetiva dos pilares.....	55
6.4.3	Análise e verificação dos pilares em rotação .....	57
6.4.4	Análise e verificação dos pilares ao corte .....	63
6.4.5	Análise comparativa dos valores de capacidade obtidos através na atual e futura versão do EC8-3.....	67
6.5	Discussão e escolha da intervenção estrutural .....	69

7	Intervenção Estrutural .....	71
7.1	Alterações ao modelo estrutural .....	72
7.2	Verificações de segurança e seleção do aparelho de isolamento sísmico .....	73
7.3	Procedimento de intervenção estrutural .....	78
8	Conclusões .....	80
9	Referências Bibliográficas .....	81
	Anexo 1 – Configurações modais do viaduto .....	1
	Anexo 2 – Cálculos para verificação da descompressão dos aparelhos de apoio .....	5
	Anexo 3 – Cálculos preliminares envolvidos na obtenção das capacidades de rotação .....	6
	Anexo 4 – Cálculos preliminares envolvidos na obtenção do esforço transversal resistente em regime elástico e plástico .....	8
	Anexo 5 – Imagem esquemática dos aparelhos de isolamento sísmico da empresa <i>FIP Industriale</i> .....	10
	Anexo 6 – Características dinâmicas da estrutura com isolamento sísmico .....	11



## Índice de figuras

Figura 2.1. Colapso por insuficiente resistência ao esforço transversal em Kobe (1955), [1].....	5
Figura 2.2. Rotura de pilar curto em San Fernando (1971), [1] .....	5
Figura 2.3. Roturas devida a dispensa prematura de armadura longitudinal em Kobe (1995), [ <a href="https://www.researchgate.net/figure/Flexural-failure-at-the-base-of-bridge-pier-during-1995-kobe-earthquake-Hanshin_fig2_273573779">https://www.researchgate.net/figure/Flexural-failure-at-the-base-of-bridge-pier-during-1995-kobe-earthquake-Hanshin_fig2_273573779</a> ] .....	5
Figura 2.4. Rotura por queda de tabuleiro em Gavin Canyon (1994), [1].....	6
Figura 2.5. Rotura num encontro em Christchurch, New Zealand (2010), [ <a href="http://www.calit2.net/newsroom/release.php?id=1890">http://www.calit2.net/newsroom/release.php?id=1890</a> ].....	6
Figura 3.1. Diagramas força-deslocamento de um pilar para diferentes níveis de ductilidade, [2] .....	9
Figura 3.2. Encamisamento de betão em pilar e viga, [ <a href="http://buildcrete.in/pro3.html">http://buildcrete.in/pro3.html</a> ] .....	11
Figura 3.3. Reforço de uma viga à flexão recorrendo a chapas metálicas, [ <a href="https://www.horseen.com/steel-plate-bonding-system/perfusion-steel-plate-bonding">https://www.horseen.com/steel-plate-bonding-system/perfusion-steel-plate-bonding</a> ].....	12
Figura 3.4. Pilar de uma ponte encamisado com mantas de CFRP, [3].....	13
Figura 3.5. Reforço de viga ao corte com laminados em T, [3] .....	13
Figura 3.6. Reforço de viga com laminados, ocorrendo descolamento prematuro, [3] .....	13
Figura 4.1. Comportamento idealizado das estruturas sob a ação sísmica [2] .....	16
Figura 5.1. Rotação da corda utilizada na avaliação da capacidade de deformação [5] .....	32
Figura 5.2. Elementos em consola [2].....	32
Figura 5.3. Espectros de resposta elásticos de acelerações do sismo 1, adaptados aos três estados limites de acordo com a Tabela 5.5 e a utilizar na verificação de segurança pelo EC8-3 .....	44
Figura 5.4. Espectros de resposta elásticos de deslocamentos do sismo 1, adaptados aos três estados limites de acordo com a Tabela 5.5 e a utilizar na verificação de segurança pelo EC8-3 .....	44
Figura 5.5. Variação do fator de sobrerresistência com o esforço axial normalizado [2] .....	45
Figura 6.1. Corte esquemático do viaduto em estudo .....	46
Figura 6.2. Corte transversal do viaduto no alinhamento dos pilares .....	46
Figura 6.3. Espectro de resposta elástico de acelerações para os dois tipos de sismo .....	51
Figura 6.4. Espectro de resposta elástico de deslocamentos para os dois tipos de sismo .....	51
Figura 6.5. Esquema explicativo do procedimento de análise para a atuação do sismo transversal e esforços de flexão envolvidos na mesma .....	53
Figura 6.6. Modelo de cálculo do viaduto em análise .....	54
Figura 6.7. Rotação plástica na direção longitudinal (modelo empírico vs modelo físico) .....	60
Figura 6.8. Rotação plástica na direção transversal (modelo empírico vs modelo físico) .....	60
Figura 6.9. Verificação de segurança dos pilares em rotação no estado limite de colapso iminente para a combinação sísmica longitudinal .....	62
Figura 6.10. Verificação de segurança dos pilares em rotação no estado limite de colapso iminente para a combinação sísmica transversal .....	62
Figura 6.11. Comparação entre rotação induzida pela combinação sísmica longitudinal e rotação de cedência .....	63

Figura 6.12. Comparação entre rotação induzida pela combinação sísmica transversal e rotação de cedência .....	63
Figura 6.13. Verificação de segurança ao esforço transversal para a combinação sísmica longitudinal .....	67
Figura 6.14. Verificação de segurança ao esforço transversal para a combinação sísmica transversal .....	67
Figura 6.15. Capacidade de rotação máxima dos pilares na direção longitudinal para o estado limite de colapso iminente.....	68
Figura 6.16. Capacidade de rotação máxima dos pilares na direção transversal para o estado limite de colapso iminente.....	68
Figura 6.17. Esforço transversal resistente dos pilares em regime plástico na direção longitudinal ....	68
Figura 6.18. Esforço transversal resistente dos pilares em regime plástico na direção transversal .....	68
Figura 6.19. Confinamento de uma secção recorrendo ao encamisamento de mantas de FRP's, [5]	69
Figura 7.1. Espectros de acelerações para o sismo 1 utilizados na verificação de segurança de acordo com o EC8-2.....	73
Figura 7.2. Espectros de deslocamentos para o sismo 1 utilizados na verificação de segurança de acordo com o EC8-2.....	73
Figura 7.3. Modelo de cálculo com links no topo do pilar que simulam os aparelhos de isolamento ..	73
Figura 7.4. Esquemas ilustrativos das diferentes etapas da intervenção em causa no topo dos pilares .....	79



## Índice de tabelas

Tabela 5.1. Fatores parciais de segurança a utilizar na verificação do estado limite de colapso iminente a mecanismos dúcteis .....	42
Tabela 5.2. Fatores parciais de segurança a utilizar na verificação do estado limite de danos severos a mecanismos dúcteis .....	42
Tabela 5.3. Fatores parciais de segurança a utilizar na verificação do estado limite de colapso iminente a mecanismos frágeis, caso a rotura ocorra pelas cintas/estribos .....	43
Tabela 5.4. Fatores parciais de segurança a utilizar na verificação do estado limite de colapso iminente a mecanismos frágeis, caso a rotura ocorra por escorregamento de armadura .....	43
Tabela 5.5. Coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência para obtenção da aceleração de referência de cada estado limite .....	43
Tabela 6.1. Geometria e pormenorizações dos pilares do viaduto na secção da base e do topo .....	47
Tabela 6.2. Propriedades mecânicas do aço das armaduras utilizado na construção do viaduto .....	48
Tabela 6.3. Propriedades mecânicas do betão utilizado na construção do viaduto .....	48
Tabela 6.4. Parâmetros que definem os espectros de resposta elástica .....	51
Tabela 6.5. Cálculo da rigidez efetiva nos pilares, para o eixo de menor inércia, na secção da base .....	56
Tabela 6.6. Cálculo da rigidez efetiva nos pilares, para o eixo de maior inércia, na secção da base .....	56
Tabela 6.7. Informação modal do viaduto .....	57
Tabela 6.8. Deslocamentos e rotações nos pilares do viaduto calculados de acordo com a equação (6.7) para as duas combinações sísmicas consideradas .....	58
Tabela 6.9. Capacidades de rotação longitudinais dos pilares na secção da base .....	59
Tabela 6.10. Capacidades de rotação transversais dos pilares na secção da base .....	59
Tabela 6.11. Verificação de segurança dos pilares à flexão, em termos de capacidade de rotação, para a combinação sísmica longitudinal .....	61
Tabela 6.12. Verificação de segurança dos pilares à flexão, em termos de capacidade de rotação, para a combinação sísmica transversal .....	61
Tabela 6.13. Resistência do pilar ao corte em regime elástico ( $VRdEC2 - 1$ ) .....	64
Tabela 6.14. Resistência dos pilares ao corte em regime plástico ( $VRdEC8 - 3$ ), de acordo com a expressão (5.26) .....	64
Tabela 6.15. Verificação de segurança relativamente a roturas frágeis ao corte em regime elástico (inviabilizando a formação de rótula plástica) .....	64
Tabela 6.16. Verificação da segurança ao corte de acordo com o EC8-3 para a atuação do sismo longitudinal .....	66
Tabela 6.17. Verificação da segurança ao corte de acordo com o EC8-3 para a atuação do sismo transversal .....	66
Tabela 7.1. Propriedades do aparelho de isolamento sísmico SI-S 1100/182 .....	75
Tabela 7.2. Deslocamentos relativos nos aparelhos de isolamento calculados de acordo com a expressão (7.2) para a combinação sísmica Ex “+” 0.3Ey e verificação de segurança da rotura .....	75

Tabela 7.3. Deslocamentos relativos nos aparelhos de isolamento calculados de acordo com a expressão (7.2) para a combinação sísmica $0.3E_x$ “+” $E_y$ e verificação de segurança da rotura .....	76
Tabela 7.4. Momento atuante nos pilares causado pelo sismo longitudinal ( $E_x$ “+” $0.3E_y$ ) calculado de acordo com a expressão (7.3) e verificação se os elementos permanecem em regime elástico .....	76
Tabela 7.5. Momento atuante nos pilares causado pelo sismo transversal ( $0.3E_x$ “+” $E_y$ ) calculado de acordo com a expressão (7.3) e verificação se os elementos permanecem em regime elástico .....	77
Tabela 7.6. Esforço transversal atuante nos pilares calculado com a expressão (7.4) e verificação de segurança relativamente a mecanismos frágeis para ambas as combinações sísmicas .....	77

# Índice de símbolos

## Letras maiúsculas latinas

$A_{Ed}$	Ação sísmica de projeto
$A_c$	Área da secção transversal
$A_{sl}$	Armadura longitudinal
$A_{sw}$	Armadura de esforço transverso
$D_g$ e $h$	Diâmetro e altura do elastómero
$D$	Diâmetro da secção
$EI$	Rigidez secante à flexão
$EI_{eff}$	Rigidez efetiva à flexão $\left( = \frac{M_y L_v}{3\theta_y} \right)$
$E_s$	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do betão
$F_{el}$	Força máxima que se desenvolveria caso o comportamento da estrutura fosse elástico
$F_{max}$	Força máxima associada ao deslocamento máximo induzido pelo sismo
$F_y$	Força a partir da qual o comportamento estrutural passa a não linear
$G_{k,j}$	Valores característicos das ações permanentes
$H$	Altura dos pilares
$K_e$ e $K_v$	Rigidez horizontal e vertical do isolamento sísmico
$L_{pl}$	Comprimento da rótula plástica
$L_v$	Vão de corte do elemento $(= M/V)$
$M_{2^{a}ordem}$	Momento de segunda ordem
$M_E$	Momento induzido pelo sismo
$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante
$M_{Rd}$	Momentos resistentes associados à formação de rótulas plásticas
$M_{máx}$	Momento máximo a partir do qual ocorre a descompressão $(= N_{qp} \cdot e)$
$M_y$	Momento de cedência do elemento estrutural
$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço axial fletor atuante
$N_{ELU}$	Esforço axial para a combinação estado limite último
$N_{QP}$	Esforço axial para a combinação quase permanente
$P_k$	Valor característico do pré-esforço após todas as perdas
$Q_{1k}$	Valor característico da carga de tráfego rodoviário
$Q_2$	Valor quase-permanente de ações de longa duração
$V_{Ed}$	Esforço transverso atuante obtido por equilíbrio dos momentos resistentes
$V_{NC}$	Esforço transverso resistente plástico em estado limite de colapso iminente
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso

$V_{Rd,max}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas
$V_{Rd,s}$	Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência
$V_{Rd}^{EC2-1}$	Esforço transversal resistente elástico
$V_{Rd}^{EC8-3}$	Esforço transversal resistente plástico
$V_c$	Contribuição do betão para a resistência do elemento ao esforço transversal
$V_w$	Contribuição da armadura transversal para a resistência do elemento ao esforço transversal
$V_R$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente em regime plástico
$V_y$	Esforço transversal atuante aquando da formação da rótula plástica obtido por equilíbrio
$d_{máx}$	Deslocamento relativo máximo entre faces do aparelho de isolamento sísmico
$R$	Raio de arredondamento dos cantos da secção transversal do elemento

### Letras minúsculas latinas

$a_g$	Aceleração máxima de referência
$a_{gr}$	Aceleração sísmica de referência
$a_v$	Fator de translação do diagrama de momentos fletores
$b_i$	Espaçamento entre varões longitudinais travadas lateralmente, por um estribo ou cinta, ao longo do perímetro da secção transversal
$b_o$ e $h_o$	Dimensões do núcleo de betão confinado (dimensão interior ao estribo/cintas)
$b_w$	Largura da alma da secção
$c$	Recobrimento das armaduras
$d$ e $d'$	Distância à armadura de tração e compressão, respetivamente
$d_E$	Deslocamento relativo à ação sísmica de projeto
$d_{Ed}$	Deslocamento total a ter em conta na situação de projeto sísmico
$d_G$	Deslocamento relativo a ações permanentes e quase permanentes (retração, fluência e pré-esforço)
$d_T$	Deslocamento relativo às variações de temperatura
$d_{bL}$	Diâmetro médio da armadura de tração
$e$	Excentricidade dos aparelhos de apoio
$e_{IS}$	Excentricidade promovida pela distorção do aparelho de isolamento de sísmico
$f_c$	Valor de cálculo da tensão média de rotura do betão à compressão
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração
$f_y$	Valor de cálculo da tensão média de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de rotura do aço das armaduras para betão armado
$f_{yw}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço da armadura transversal
$h$	Altura da secção do elemento
$s_h$	Espaçamento da armadura de esforço transverso
$t_e$	Espessura total das camadas de borracha utilizadas
$x_{LN}$	Posição da linha neutra plástica
$n$	Número de varões longitudinais travados lateralmente, por um estribo ou cinta, ao longo do perímetro da secção transversal
$x$	Altura da zona comprimida da secção
$z$	Distância (braço) entre as forças internas da secção

### Letras gregas

$\alpha_c$	Coefficiente de majoração do fator de sobrerresistência
$\alpha_{cw}$	Coefficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
$\alpha_f$	Fator de eficácia do confinamento
$\phi_u$	Curvatura última
$\phi_y$	Curvatura de cedência
$\Delta T_G$	Temperatura equivalente aos efeitos das ações impostas (retração, fluência e pré-esforço)
$\Delta T_T$	Temperatura equivalente aos efeitos de variações de temperatura
$\Delta T_{equi}$	Temperatura equivalente a todos os efeitos
$v_1$	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso
$\Psi_2$	Fator de combinação para as ações quase permanentes associadas a variações de temperatura, que de acordo com o a EN 1990 dever ser tomar o valor de 0,5
$\Psi_{21}$	Coefficiente de combinação para as cargas de tráfego rodoviário
$\gamma_I$	Coefficiente de importância
$\gamma_{IS}$	Fator de amplificação aplicável ao deslocamento relativo associado à ação sísmica de projeto, e que de acordo com o EC8-2 deve tomar-se o valor de 1,5
$\gamma_{RD}$	Fator parcial de segurança
$\gamma_o$	Fator de sobrerresistência
$\delta_{Ed}$	Deslocamento no topo do pilar devido ao sismo, deformações impostas e variações de temperatura
$\delta_{m\acute{a}x}$	Deslocamento máximo induzido pela ação sísmica
$\delta_u$	Deslocamento último
$\delta_y$	Deslocamento de cedência
$\varepsilon_{cu}$	Extensão última do betão à compressão

$\varepsilon_{suk}$	Valor característico da extensão última do aço em betão armado
$\varepsilon_{yd}$	Extensão de cedência do aço das armaduras para betão armado
$\eta_k$	Esforço axial normalizado
$\theta_{DL}$	Capacidade de rotação em estado limite de limitação de danos
$\theta_{Ed}$	Rotação induzida pelo sismo, variações de temperatura, retração, fluência e pré-esforço
$\theta_{NC}$	Capacidade de rotação em estado limite de colapso iminente
$\theta_{SD}$	Capacidade de rotação em estado limite de danos severos
$\theta_{pl}/\theta_u^{pl}$	Rotação plástica
$\theta_{u0}^{pl}$	Valor básico da capacidade de rotação plástica
$\theta_u$	Curvatura última
$\theta_y$	Curvatura de cedência
$\kappa_{axial}$	Fator corretivo que considera o nível de esforço axial presente na secção em análise.
$\kappa_{concrete}$	Fator corretivo para betões de resistência diferentes de 25 MPa
$\kappa_{confinement}$	Fator corretivo que ajusta as condições reais de confinamento
$\kappa_{conform}$	Fator corretivo que considera a pormenorização de armaduras de acordo com critérios de ductilidade
$\kappa_{shearspan}$	Fator corretivo para situações onde $L_v/h$ é diferente de 2,5
$\lambda_{axial}$	Fator corretivo do comprimento da rótula plástica para o esforço axial
$\lambda_{shearspan}$	Fator corretivo do comprimento da rótula plástica para o vão de corte
$\lambda_{section}$	Fator corretivo do comprimento da rótula plástica para a largura da secção
$\mu_\phi$	Fator de ductilidade em curvatura
$\mu_\Delta^{pl}$	Fator de ductilidade plástica (igual a $\theta_{pl}/\theta_y$ )
$\mu_\delta$	Fator de ductilidade em deslocamento
$\mu_\theta$	Fator de ductilidade em rotação
$\rho_1$	Taxa geométrica de armadura longitudinal
$\rho_{sw}$	Taxa de armadura de esforço transversal
$\rho_{tot}$	Taxa total de armadura longitudinal
$\sigma_{cp}$	Tensão de compressão na secção de betão armado
$\Delta\theta_{u,slip}$	Componente de rotação associada ao escorregamento da armadura longitudinal na zona de amarração após a cedência
$\xi$	Coeficiente de amortecimento
$q$	Coeficiente de comportamento
$v$	Esforço normal reduzido
$\alpha$	Fator de eficácia do confinamento;
$\eta$	Fator de correção do amortecimento
$\theta$	Ângulo formado entre o eixo do elemento e a escora comprimida de betão

# 1 Introdução

## 1.1 Enquadramento

O registo do primeiro regulamento em Portugal relacionado com o projeto e execução de estruturas de betão surgiu no ano de 1918 – “Regulamento para o emprego do beton armado”.

Com a evolução do conhecimento do comportamento das estruturas de betão, tornou-se imperativo que as normas e regulamentos existentes fossem atualizadas. Neste âmbito, surgiram posteriormente os regulamentos de 1935, 1967 e 1983. No final da década de 2000 foram publicadas as normas portuguesas relativas aos Eurocódigos estruturais, ainda sem a força regulamentar.

Os Eurocódigos, que promovem uma maior segurança das estruturas quando comparados com regulamentações antigas, apenas têm vindo a ser implementados nos últimos anos, pelo que grande parte das estruturas existentes não satisfazem os requisitos atuais de projeto. Questões como a pormenorização de armaduras e a verificação de segurança a ações sísmicas, que se encontram detalhadamente prescritas nas normas atuais devido à sua relevância no dimensionamento estrutural, são exemplos clássicos do precário conhecimento aquando do desenvolvimento das normas antigas, uma vez que a relevância dada a estes assuntos era reduzida.

Os Eurocódigos, que têm uma filosofia de constante atualização, refletem os conhecimentos resultantes do estudo e investigação efetuado ao longo das últimas décadas.

Nos últimos anos manifestou-se a preocupação, em perceber de facto o nível de segurança de estruturas existentes. Desta forma, a regulamentação europeia considerou necessário a elaboração de uma norma cujo tema seria a avaliação e reforço sísmico de estruturas existentes. Esta, lançada em 2005, enquadra-se na parte 3 do Eurocódigo 8 e a sua aplicação tem vindo a demonstrar a existência de deficiências relevantes ao nível da capacidade resistente de estruturas antigas ao sismo.

Contudo, a norma anteriormente referida não contempla a análise de pontes tratando apenas o caso dos edifícios. Dada a relevância deste tipo de estruturas está a ser elaborada uma atualização do documento que inclua prescrições para estas obras de arte, e cuja publicação ocorrerá em breve.

O estudo desenvolvido nesta dissertação tem como propósito apresentar os conceitos presentes na nova versão deste documento, por forma a ilustrar a metodologia de avaliação sísmica de pontes com base na regulamentação europeia.

## 1.2 Objetivos propostos

O trabalho a desenvolver nesta dissertação tem como objetivo avaliar a resistência sísmica de um viaduto existente, e caso se justifique, quais as alternativas de intervenção viáveis tendo em vista a melhoria do desempenho sísmico.

A avaliação sísmica do viaduto será realizada de acordo com a futura versão do Eurocódigo 8 parte 3, documento que inclui a avaliação sísmica de pontes. Este ainda em desenvolvimento será futuramente implementado, pelo que é de todo o interesse ilustrar a sua aplicação a um caso prático.

O caso de estudo que serve de base a esta dissertação é um viaduto com solução estrutural corrente. Para efeitos de aplicação do EC8-3 a análise sísmica será realizada considerando que a estrutura se encontra localizada no distrito de Faro, cujo nível da ação sísmica é elevado no contexto do território nacional, sendo manifestamente superior face à localização original da obra.

Geralmente os viadutos de betão armado apresentam uma estrutura simples e regular. Nestes, aquando da atuação de um sismo de magnitude elevada, é intuitivo constatar que os elementos suscetíveis a maiores solicitações serão os pilares, uma vez que o tabuleiro funcionará como uma massa a vibrar sobre os mesmos. Por esta razão, o estudo apresentado debruçar-se-á sobre estes elementos, que à priori condicionarão o comportamento sísmico da estrutura.

Caso os pilares comprometam a segurança da estrutura é imperativo optar por uma intervenção estrutural. Estas podem recair sobre o aumento da resistência dos pilares, recorrendo a técnicas de encamisamento de secções (Betão, FRP's, Chapas metálicas) ou, por outro lado, promovendo a redução da ação sobre os pilares recorrendo a aparelhos de isolamento.

### 1.3 Organização

A dissertação apresentada neste documento, cujos objetivos foram descritos anteriormente, encontra-se dividida em oito capítulos.

No primeiro capítulo, enquadra-se e justifica-se a relevância do trabalho desenvolvido e apresentado ao longo desta dissertação.

No segundo capítulo, ilustra-se a influência dos sismos em pontes e as principais vulnerabilidades destas estruturas na resposta a esta ação, reveladores, muitas vezes, de deficiências estruturais associadas ao projeto.

No terceiro capítulo, apresentam-se as alternativas de reforço possíveis de tomar num viaduto quando este se revela, na avaliação estrutural, inapto à resposta sísmica. Note-se que as intervenções apresentadas, visam evitar roturas como as ilustradas no segundo capítulo.

No quarto capítulo, são introduzidas as duas metodologias possíveis de dimensionamento sísmico. Como se verá, a metodologia com base em forças revela-se inadequada para avaliar o comportamento sísmico de estruturas existentes, pelo que o seu domínio de aplicação é mais adequado ao projeto de estruturas novas. Por sua vez, a metodologia com base em deslocamentos que pode tornar-se pouco atrativa no âmbito do projeto de estruturas novas, revela ser a alternativa mais adequada para avaliação sísmica de estruturas antigas.

No quinto capítulo, apresenta-se no domínio teórico a avaliação da capacidade resistente de elementos estruturais e a metodologia de verificação de segurança à ação sísmica, proposta pelo EC8-3. De seguida, é ilustrado no sexto capítulo a aplicação destes conceitos ao caso de estudo, por forma a verificar a segurança dos pilares do viaduto quando sujeito à excitação sísmica. No fim do sexto capítulo é apresentada uma discussão que tem como objetivo escolher de entre as várias alternativas de reforço possíveis, aquela que se julga a mais adequada a aplicar aos pilares que apresentam um comportamento deficiente na resposta sísmica.

No sétimo capítulo, apresenta-se a metodologia associada à intervenção selecionada.

No último capítulo, tecem-se algumas considerações finais sobre o trabalho desenvolvido.



## 2 Efeitos dos sismos em pontes de betão armado

### 2.1 Introdução

O presente capítulo pretende, de forma sucinta, ilustrar como a consideração deficiente do nível da ação sísmica, erros de construção ou projeto (pormenorização ou armaduras insuficientes) podem ter consequências ao nível de comportamento estrutural, em particular das pontes, e quais as roturas/mecanismos resultantes.

Muito do conhecimento adquirido nos dias de hoje resultou da observação de estruturas colapsadas, permitindo o desenvolvimento de métodos de avaliação e dimensionamento sísmico mais seguros e mais próximos do comportamento real das estruturas. Apesar de trágicos, estes acontecimentos permitiram a deteção de erros cometidos tanto em obra como em projeto, que alertaram os responsáveis para um maior cuidado em certos aspetos como por exemplo a pormenorização e execução de armaduras ou a garantia de ductilidade estrutural (armaduras de confinamento).

Ao analisar uma estrutura existente, e de forma superficial, há que pensar fundamentalmente em três assuntos:

- Qual a regulamentação utilizada na execução do projeto, na definição das ações, no dimensionamento e pormenorização de armaduras e qual o conhecimento existente à época de execução da estrutura;
- Qual o rigor de execução da obra e dos materiais utilizados e se existirão erros grosseiros de execução ou projeto;
- Qual o estado de conservação da estrutura e se esta esteve sujeita a sismos ou outras ações acidentais que possam ter afetado alguns dos seus elementos.

Para o efeito do que se vai abordar neste capítulo vamos apenas pensar no âmbito do primeiro tópico. Note-se que, simplifadamente, uma ponte é solicitada por dois tipos de carregamentos:

- Verticais ou Gravíticos: peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecargas;
- Horizontais: vento ou sismos.

No caso das pontes de betão armado, de forma geral, falamos de uma estrutura relativamente simples, composta por um tabuleiro que descarrega em pilares. Desta forma, o dimensionamento do tabuleiro é, geralmente, condicionado pelas cargas gravíticas, ao passo que o dos pilares o é pelas cargas horizontais.

Excetuando casos, como a alteração do uso da ponte, o reforço é normalmente efetuado devido à atualização dos regulamentos. Nas normas recentes o nível de ações definido é, em geral, superior aos das normas antigas e que outrora se julgavam adequados, pelo que as estruturas construídas de acordo com as últimas podem não satisfazer os atuais níveis de segurança regulamentares.

Sendo as pontes, em geral, estruturas de altura considerável, e não pensando na questão da deterioração da estrutura e de eventuais defeitos provenientes da construção, o reforço a ações horizontais ganha preponderância face ao das ações verticais.

Como um dos objetivos desta tese é demonstrar a aplicação da parte 3 do Eurocódigo 8, dar-se-á ênfase aos problemas mais comuns que as pontes existentes apresentam, e que na sua maioria têm origem na resistência a ações horizontais, manifestados ao nível dos pilares. De seguida ilustram-se alguns desses defeitos que se manifestam aquando da atuação de um sismo de elevada intensidade.

## 2.2 Colapsos em pontes de betão armado devido à ação sísmica

Os sismos são induzidos pela libertação de energia que se dá num ponto da crosta terrestre. Ao dar-se a libertação de energia, esta gera uma oscilação alternada do solo que de forma geral é conhecida como a propagação das ondas P e S. Em termos práticos e para efeitos de aplicação à área de Engenharia Civil, um sismo nada mais é que a transmissão de movimentos/deslocamentos à base de uma estrutura. Estes movimentos/deslocamentos, de carácter dinâmico, promovem a oscilação das estruturas e o surgimento de danos que, se atingirem determinada magnitude, podem levar ao colapso das mesmas.

A eficácia da resistência sísmica de uma estrutura está diretamente relacionada com a capacidade de dissipação de energia que esta tem. Uma vez que a dissipação de energia ocorre nas rótulas plásticas, a resistência de uma estrutura ao colapso devido a uma ação sísmica depende da quantidade de rótulas plásticas que se podem formar e também da capacidade de deformação que estas apresentam. Como será abordado adiante, a ductilidade da estrutura é o parâmetro que mais influencia a capacidade de deformação e, por conseguinte, a capacidade de dissipação de energia

Ao contrário dos edifícios, as pontes são na sua generalidade estruturalmente mais simples, o que tem como consequência uma menor redundância do sistema estrutural, ou seja, um menor número de rótulas plásticas envolvidas no mecanismo de colapso, impondo desta forma a maiores cuidados na fase de projeto.

### 2.2.1 Danos em pilares

O facto de as pontes apresentarem uma menor redundância torna a análise do comportamento sísmico bastante mais simples, quando comparado com o dos edifícios. Embora em menor número, a formação e a localização das rótulas plásticas é um processo bastante mais previsível (ocorrendo certamente nos pilares). No entanto, a menor redundância deste tipo de estruturas implica maiores cuidados na sua conceção e dimensionamento, exigindo um maior nível de fiabilidade. A rotura em pilares pode ocorrer por vários motivos:

1. Reduzida resistência ao esforço transversal:

As pontes construídas antes da década de 70, apresentam de forma geral uma reduzida resistência ao esforço transversal por parte dos pilares. Este fenómeno surge pela falta de conhecimento relativa aos mecanismos de rotura associados ao corte. A consequência direta desta

falta de conhecimento reflete-se na reduzida armadura transversal utilizada nos pilares, sendo que na maior parte dos casos apenas se aplicava a armadura construtivamente necessária.



*Figura 2.1. Colapso por insuficiente resistência ao esforço transversal em Kobe (1955), [1]*

## 2. Problemas de conceção – pilares curtos:

A rotura por corte nem sempre surge por escassa armadura transversal, e muitas vezes deve-se a defeitos de conceção. O caso dos pilares curtos é um exemplo típico, pois mesmo estando o pilar adequadamente armado para os esforços solicitantes, o elemento não garante os requisitos de ductilidade necessários que permitam acomodar os deslocamentos impostos pela ação sísmica.



*Figura 2.2. Rotura de pilar curto em San Fernando (1971), [1]*

## 3. Dispensa da armadura longitudinal:

A pormenorização de armadura longitudinal é um fator de grande influência na resistência ao corte. Apesar da quantidade de armadura ser adequada aos esforços, a sua dispensa prematura pode promover a formação de uma rótula plástica numa zona do pilar inapta para tal.



*Figura 2.3. Roturas devida a dispensa prematura de armadura longitudinal em Kobe (1995), [https://www.researchgate.net/figure/Flexural-failure-at-the-base-of-bridge-pier-during-1995-kobe-earthquake-Hanshin\_fig2\_273573779]*

## 2.2.2 Deslocamentos excessivos: Danos em apoios e encontros

Uma estimativa cuidada dos deslocamentos induzidos pelo sismo é bastante importante, pois pode levar a diversas complicações estruturais. Desta forma, há que ter especial atenção na definição da ação sísmica e da rigidez associada aos elementos constituintes do modelo de análise.

Na análise sísmica de uma estrutura deve considerar-se a rigidez em estado fendilhado dos elementos, que é consideravelmente inferior à rigidez não fendilhada.

Uma rutura por queda do tabuleiro revela incapacidade por parte dos apoios em acomodarem o deslocamento imposto pelo sismo, fenómeno que pode ter origem na consideração inadequada da rigidez dos elementos verticais.



*Figura 2.4. Rotura por queda de tabuleiro em Gavin Canyon (1994), [1]*

O facto de os deslocamentos impostos pelo sismo serem superiores aos estimados, ou por outro lado, superiores aos que a estrutura tem capacidade de acomodar, pode promover danos em apoios e encontros, que se explicam de seguida.

Quando o deslocamento relativo entre o tabuleiro e os pilares imposto por um determinado sismo é superior ao previsto no projeto, o apoio deixa de ser eficiente ocorrendo a sua rutura.

Já nos encontros os problemas não estão diretamente relacionados com o seu desempenho, mas sim com questões adjacentes. Aquando da atuação de um sismo, o deslocamento gerado no tabuleiro pode levar a choques entre este e os encontros, danificando os muros de contenção de terras presentes nesta zona. Por outro lado, caso o aterro contido pelos muros tenha sido mal compactado, o aumento de pressão gerado no encontro, pode levar ao “descaçamento” do mesmo.



*Figura 2.5. Rotura num encontro em Christchurch, New Zealand (2010), [http://www.calit2.net/newsroom/release.php?id=1890]*

## 2.2.3 Danos em fundações

Surgem por uma questão de liquefação do solo, promovida pela excitação sísmica, que pode levar à rutura por rotação de uma fundação. Questão com pouca relevância para esta dissertação.

## 3 Alternativas de intervenção/reforço estrutural em pontes de betão armado

### 3.1 Introdução

No presente capítulo apresentam-se diferentes alternativas de intervenção que visam prevenir algumas das roturas explicitadas anteriormente.

Como se pôde constatar no capítulo 2, a generalidade dos colapsos em pontes, aquando da atuação de um sismo de elevada intensidade, tem origem em:

- Pilares devido a:
  - armadura transversal de resistência ao corte insuficiente;
  - reduzida ductilidade (confinamento) dos elementos;
  - defeitos na pormenorização ou execução de armaduras, em particular nas zonas de emenda e cintagem.
- Apoios, encontros ou tabuleiro por incorreta estimativa dos deslocamentos impostos pela ação sísmica.

No âmbito da dissertação interessa aprofundar melhor o primeiro ponto, relativo aos pilares pois, como já houve oportunidade de explicar, estes são os elementos sujeitos a maiores solicitações aquando da excitação sísmica do viaduto. Desta forma, a análise apresentada nesta tese recairá em grande parte sobre estes elementos, e caso se verifique uma situação de colapso dos mesmos quais as alternativas possíveis que os tornem mais aptos e eficientes na resposta a sismos de intensidade elevada.

O colapso de pilares pode ocorrer devido a fundamentalmente três motivos: reduzida resistência, reduzida ductilidade ou defeitos na pormenorização e execução de armaduras. Destes três motivos dar-se-á maior ênfase aos primeiros dois, uma vez que a norma traça diretivas claras à sua avaliação e, se necessária, correção.

A verificação de segurança de um elemento consiste em comparar a resistência do mesmo com os efeitos induzidos pela ação, assim as intervenções necessárias podem incidir ao nível da resistência do elemento (aumentando-a) ou ao nível dos efeitos da ação (reduzindo-os). Ambas as abordagens serão apresentadas ao longo deste capítulo.

Como se explicará adiante, o EC8-3 refere que a avaliação estrutural deve ser efetuada analisando não só a resistência dos elementos, mas também a sua capacidade de deformação.

Desta forma, caso a rotura seja condicionada por reduzida resistência, a verificação de segurança ao estado limite último devido a uma ação (neste caso o sismo), deve ser realizada de acordo com a EN1990, ou seja:

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

onde:

$E_d$  – Valor de cálculo do efeito da ação;

$R_d$  – Valor de cálculo da resistência do elemento.

Relativamente à rotura promovida pela reduzida ductilidade do elemento, encontramos-nos perante uma questão particular, pois apesar de os elementos poderem garantir uma resistência superior ao valor da ação solicitadora, ocorre o colapso prematuro dos mesmos devido à reduzida capacidade de deformação.

A ductilidade e a sua relevância no dimensionamento estrutural são um tema relativamente recente na Engenharia Civil, e que ganharam preponderância com o desenvolvimento do conhecimento sobre o projeto estrutural sísmico desenvolvido nos últimos anos. Desta forma, achou-se pertinente tecer algumas considerações sobre este assunto, apresentado de seguida.

### 3.1.1 A questão da ductilidade e a sua relevância nas pontes

Até aos anos 70/80 as estruturas eram dimensionadas por forma a apresentarem um comportamento no domínio elástico. Contudo, e como já foi dito, a diferença entre as ações consideradas no dimensionamento de estruturas antigas e aquelas que hoje em dia são aconselhadas é considerável, especialmente no que toca à ação sísmica. Desta forma, é expectável que na ocorrência de um sismo os limites da ação para os quais os elementos apresentam um comportamento linear sejam excedidos, passando o comportamento do a ser caracteristicamente não linear.

A intensidade de um sismo é traduzida pela aceleração do solo, aceleração essa que promove deslocamentos nas estruturas. Estes induzem nos elementos estruturais esforços, que no caso de uma ação sísmica, podem ser particularmente elevados. Se dimensionarmos a estrutura para estes esforços, vamos favorecer um comportamento no domínio linear, que apresenta as seguintes desvantagens:

- O elevado valor dos esforços obrigaria a secções estruturais e armaduras de elevada escala, o que é prejudicial estética e economicamente;
- Apesar de se ter hoje um melhor conhecimento relativamente aos sismos, esta continua a ser uma ação bastante imprevisível, pelo que os valores que se julgam ser seguros para o dimensionamento podem ser inferiores aos que realmente ocorrerão. Ao assumir o comportamento linear da estrutura, assegura-se a segurança da mesma até aos valores de esforços de dimensionamento elásticos, contudo se estes forem ultrapassados ocorre o colapso frágil e repentino da estrutura.

Com o conhecimento desenvolvido nos últimos anos, percebeu-se que seria possível explorar a capacidade resistente das estruturas no domínio não linear, e que com certas precauções, este comportamento não é sinónimo de insegurança estrutural (ELU). No caso da ação sísmica, que nada mais é que a aplicação de um deslocamento a uma estrutura, sendo as forças desenvolvidas por consequência deste, a exploração do comportamento no domínio não linear, além de possível e segura, é vantajosa e recomendável.

Desta forma, ao invés de dimensionarmos as estruturas para resistirem às forças resultantes do deslocamento induzido pela ação sísmica, favorecendo um comportamento elástico até ao instante em que se atinge o deslocamento sísmico, podemos efetuar o dimensionamento para um



nível de esforços inferiores, por conseguinte, há que garantir capacidade de deformação para que sem acréscimo de esforços se atinja o deslocamento imposto pela aceleração do solo. Ora, esta capacidade é definida como a ductilidade.

A Figura 3.1 ilustra o comportamento linear e não linear das estruturas e a influência da ductilidade no último.

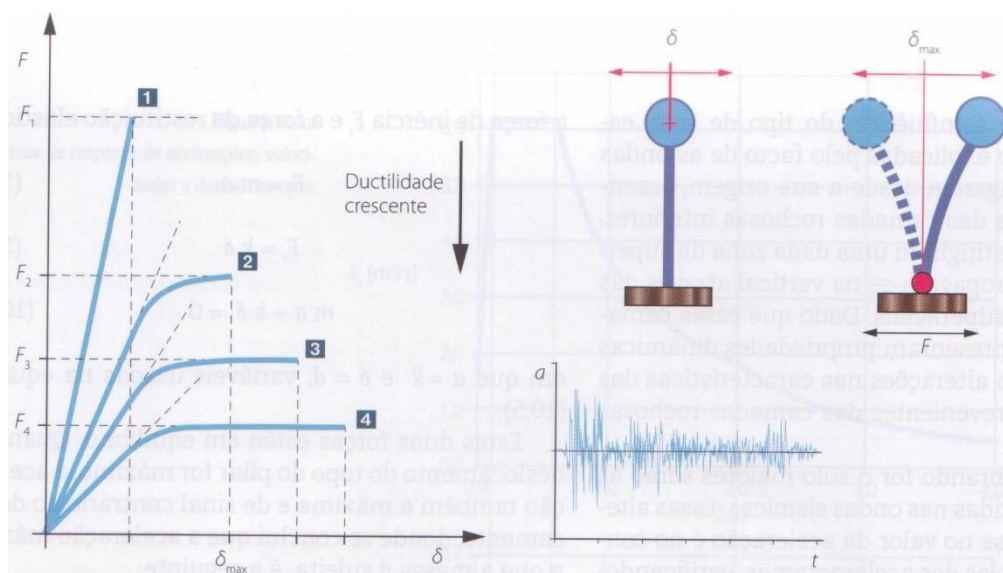


Figura 3.1. Diagramas força-deslocamento de um pilar para diferentes níveis de ductilidade, [2]

Ao dimensionarmos um elemento para uma força inferior à requerida para um comportamento elástico ( $F_1$  na Figura 3.1), sabemos que quando atingido o valor limite de resistência passamos a ter um comportamento não linear. Este instante pode ser materializado como a formação de uma rótula plástica. Por forma a garantir a segurança do pilar, esta rótula plástica tem de apresentar capacidade de deformação suficiente tal que seja atingido o deslocamento induzido pelo sismo sem que, contudo, ocorra redução da resistência. A capacidade de deformação com força resistente constante, é designada por ductilidade.

O recurso ao dimensionamento assumindo um comportamento não linear permite ultrapassar as desvantagens apresentadas anteriormente para o comportamento linear, uma vez que ao reduzirmos o valor dos esforços de dimensionamento as secções necessárias são otimizadas (mais esbeltas) e mais económicas. Por outro lado, a ductilidade garante uma reserva de deformação disponível, que permite fazer face a sismos de maior intensidade aos previstos no projeto.

Contudo, este conceito apresenta algumas desvantagens:

- Ao exigir um comportamento não linear da estrutura, ter-se-á um maior nível de danos em elementos estruturais. Em alguns casos, após um sismo os danos podem ser de tal ordem, que são irreparáveis, levando à demolição da estrutura. Contudo, a segurança dos utilizadores terá de ser garantida (ELU);
- Maior sensibilidade a erros construtivos, pelo que deve existir maior atenção e controlo no projeto, pormenorização e execução das armaduras nas zonas dissipativas (armaduras de confinamento nas zonas de formação de rótulas plásticas).

Como foi referido, as pontes são na sua generalidade estruturalmente simples, o que tem como consequência uma menor redundância do sistema estrutural, ou seja, um menor número de rótulas plásticas envolvidas no mecanismo de colapso. Assim sendo, há que ter mais cautela na exploração da ductilidade, nomeadamente na garantia do correto comportamento das rótulas plásticas, envolvidas no comportamento dúctil da estrutura.

## 3.2 Reforço por aumento de resistência dos elementos

Sabemos que a ação sísmica definida no Eurocódigo 8 é, em algumas zonas, mais exigente que a apresentada no RSA, pelo que muitas estruturas construídas nos anos 70/80 podem ser inseguras a sismos de alta intensidade. Face a este problema, um tipo de abordagem possível é reforçar os elementos estruturais, nomeadamente os pilares, por forma a que estes fiquem aptos a resistir às ações regulamentares atuais.

De seguida, apresentam-se três alternativas de reforços que permitem aumentar a resistência dos elementos, tornando-os aptos a ações de maior intensidade. Note-se que alguns destes, têm a capacidade de aumentar o confinamento do betão, o que é favorável na exploração da ductilidade.

### 3.2.1 Encamisamento de secções com betão armado

Este reforço consiste em aumentar a secção aplicando uma nova camada de betão armado sobre a superfície do elemento existente. Um dos principais fatores a ter em conta neste reforço é a questão da aderência entre o betão velho e o novo, sendo necessários alguns cuidados na preparação da superfície que, após a intervenção, será a interface dos dois materiais. A superfície deve ser preparada para que fique limpa e rugosa. A rugosidade é um parâmetro bastante relevante na garantia do não escorregamento entre materiais.

O facto de exigir uma preparação cuidadosa das superfícies, montagem de armaduras a integrar a nova camada de betão, cofragem e betonagem, faz com que esta seja uma técnica morosa, que produz imensos detritos e que necessita de um estaleiro de alguma dimensão. Por estas razões é considerada uma técnica muito interventiva.

Além dos fatores anteriormente citados, esta técnica tem também a desvantagem de ser de todas, a que exige um maior aumento das secções.

Contudo, e apesar das desvantagens é uma das técnicas mais utilizadas pois, em comparação com as outras, permite explorar simultaneamente diversas capacidades do elemento:

- Aumento da rigidez, reduzindo os deslocamentos do elemento;
- Aumento da resistência à compressão por aumento da secção e recurso a armadura de confinamento;
- Aumento da resistência à flexão recorrendo a armadura longitudinal;
- Aumento da resistência ao corte recorrendo a armadura transversal;
- Aumento de resistência ao corte nos nós de ligação;
- Melhorar comportamento em zonas de empalmes insuficientes ou deficientes;



- Permite explorar a ductilidade devido ao aumento do confinamento do betão nas zonas críticas (de dissipação de energia).

Juntamente com estas vantagens, decorre o facto de o betão armado ser um material corrente no mundo da construção, pelo que o seu manuseamento e aplicação é dominado pela maioria do sector.



Figura 3.2. Encamisamento de betão em pilar e viga, [<http://buildcrete.in/pro3.html>]

Note-se que relativamente ao aumento de resistência ao corte nos nós de ligação, este só é possível se a armadura longitudinal de reforço do pilar atravessar a laje do nó a reforçar. Desta forma, será necessário efetuar furos na laje, pelos quais passará a armadura longitudinal.

### 3.2.2 Reforço de secções com chapas metálicas

Esta técnica de reforço consiste na colagem e/ou na pregagem por conectores de chapas metálicas na superfície do elemento, pelo que o estaleiro requerido será de reduzida dimensão.

As chapas metálicas podem ser encaradas como uma armadura exterior do elemento e são normalmente utilizadas com o objetivo de aumentar a capacidade resistente ou controlar a deformação e fendilhação.

As chapas metálicas apresentam como mais valia a resistência à tração e o facto de, devido à reduzida espessura, permitirem manter a secção original do elemento a reforçar.

Contudo este tipo de reforço tem algumas desvantagens que por vezes inibem o seu uso:

- Apenas é eficiente se for efetuado numa direção (questões físicas de montagem). No caso de lajes ao reforçar apenas numa direção está-se a exigir uma grande redistribuição de esforços, pelo que há que verificar se o elemento tem ductilidade suficiente;
- As chapas apresentam elevado peso, o que torna a sua aplicação menos atrativa;
- Sensibilidade aos agentes exteriores (corrosão da chapa e deterioração da cola) e a erros construtivos;
- Possibilidade de descolamento da extremidade da chapa;
- Apenas pode ser aplicado em elementos cujo betão apresente boa qualidade;
- Comportamento sensível ao fogo e a temperaturas elevadas;

- Ao contrário do encamisamento de betão armado, tem reduzida capacidade de controlar a rigidez e deformação dos elementos.

Tendo em consideração os factos anteriormente expostos, torna-se evidente que este reforço tem uma maior aplicação em lajes e vigas, sendo a sua aplicação em pilares um pouco limitada. Contudo, pode ser utilizado com o objetivo de garantir um melhor confinamento do betão em zonas críticas, aumentando a capacidade de deformação dos elementos.



*Figura 3.3. Reforço de uma viga à flexão recorrendo a chapas metálicas, [https://www.horseen.com/steel-plate-bonding-system/perfusion-steel-plate-bonding]*

Esta alternativa de reforço surge em Portugal por volta de 1980, contudo a técnica de reforço com FRP's, que se apresenta de seguida, surge no início da década de 1990, pelo que o uso do reforço com chapas metálicas acabou por ter um campo de aplicação bastante reduzido.

### 3.2.3 Reforço de secções com FRP's

Esta técnica de reforço consiste na colagem de materiais compósitos na superfície do elemento, recorrendo por vezes a conectores. É uma técnica que apresenta algumas semelhanças com o encamisamento com chapas metálicas, nomeadamente o procedimento de cálculo. Os materiais compósitos são constituídos por fibras que podem ser de vidro, carbono ou aramida; e uma matriz (resina) que pode ser termo-plástica ou termo-endurecível. As fibras são bastante resistentes, mas apresentam um comportamento frágil, já a resina apesar de pouco resistente apresenta um comportamento dúctil, que permite a transferência uniforme de carga entre as fibras.

De todas, as fibras de carbono são as mais utilizadas e o seu uso é justificado pelo facto de o seu comportamento ser muito semelhante ao do aço, uma vez que os dois materiais apresentam módulos de elasticidade semelhantes.

Esta técnica apresenta diversas vantagens:

- Elementos de reforço apresentam reduzido peso, o que torna a sua aplicação fácil e rápida;
- A aplicação recorre a colagem por resina e por vezes a conectores, pelo que o estaleiro requerido será de reduzidas dimensões;
- Não obriga a desocupação do espaço de intervenção;
- Elementos de reforço apresentam elevada resistência à tração e durabilidade (corrosão);

- Com recurso a mantas é possível melhorar as condições de confinamento do betão e assim explorar a ductilidade, facto que leva à sua aplicação nos pilares;
- Espessura reduzida o que permite manter a secção original do elemento a reforçar.

Contudo este tipo de reforço tem algumas desvantagens que por vezes inibem o seu uso:

- O reforço recorrendo a laminados apenas é eficiente se for efetuada numa direção;
- Reduzida resistência à compressão e esforço transverso;
- Aplicação limitada a elementos cujo betão apresente uma boa qualidade;
- Comportamento bastante sensível ao fogo e temperaturas elevadas;
- Materiais envolvidos na aplicação da técnica são onerosos.

O material FRP de reforço pode ser produzido em forma de laminado ou manta. As mantas apesar de apresentarem propriedades menos controladas que as dos laminados, uma vez que o seu processo de fabrico é manual, são moldáveis a qualquer forma de superfície pelo que o seu uso no reforço de pilares é muito utilizado. Contudo, apenas é capaz de promover o confinamento do betão, melhorando a ductilidade, não tendo por isso capacidade de aumentar a resistência do elemento à flexão.



*Figura 3.4. Pilar de uma ponte encamisado com mantas de CFRP, [3]*

Os FRP's apesar de apresentarem elevada resistência à tração, não têm reserva plástica de deformação pelo que o seu comportamento é frágil. No entanto, o principal problema reside na ligação ao betão, a qual apresenta capacidade insuficiente que permita a exploração da resistência máxima dos elementos de reforço, ocorrendo geralmente uma rotura prematura por descolamento.



*Figura 3.5. Reforço de viga ao corte com laminados em T, [3]*



*Figura 3.6. Reforço de viga com laminados, ocorrendo descolamento prematuro, [3]*

### 3.3 Reforço para redução do efeito da ação nos elementos

A intervenção em pilares de pontes recorrendo a um aumento da resistência por reforço das secções não é, por vezes, adequado por diversas razões. Uma reside no facto de a capacidade de deformação ou os esforços resistentes a assegurar nos pilares serem de tal forma elevados que tornam o reforço inviável. Outra razão é o facto de alguns dos reforços apesar de garantirem a resistência necessária ao elemento não garantem a ductilidade, comprometendo o correto comportamento da estrutura. Por fim, há certas obras de arte onde um reforço deste tipo se torna inviável devido ao elevado grau de intervenção (pilares de grandes dimensões, de difícil acessibilidade ou pontes muito extensas).

Desta forma, uma alternativa viável de tornar as estruturas seguras sem proceder ao aumento da resistência dos elementos é promover a redução do efeito das ações. Tal pode ser alcançado recorrendo a aparelhos dissipadores ou de isolamento sísmico com elevada capacidade de deformação.

#### 3.3.1 Aparelhos de apoio e de isolamento sísmico

Os aparelhos de apoio têm geralmente um tempo de vida útil inferior ao da ponte, [4]. Ao longo dos anos vão apresentando deformações, que em muito se devem, ao efeito de ações permanentes, variações de temperatura e ações de sismos. Estas tornam o comportamento dos aparelhos de apoio deficiente, pelo que é de boa prática efetuar inspeções periódicas, reparações necessárias e se se justificar, a sua substituição.

Os aparelhos de apoio utilizados em viadutos têm como principal função a transmissão de cargas entre o tabuleiro e os pilares. Contudo, em estruturas de elevada dimensão onde a ação sísmica se torna condicionante no dimensionamento estrutural, a sua utilização tem sido amplamente substituída por aparelhos de isolamento sísmico.

O dimensionamento dos pilares de pontes é normalmente condicionado por ações horizontais, geralmente pela ação sísmica. A ideia subjacente aos aparelhos de isolamento sísmico consiste na libertação de deslocamentos horizontais e de rotações entre o tabuleiro e os pilares, formando assim uma superfície de descontinuidade que promove uma redução de esforços e deslocamentos transmitidos aos pilares. Desta forma, a sua utilização reduz o reforço necessário, podendo no limite nem ser necessário.

Por fim, refere-se que por vezes a disposição tomada para os aparelhos de apoio não é a mais adequada, promovendo um comportamento indesejável da estrutura. Como se verá no subcapítulo 6.4.1, uma disposição inadequada dos aparelhos de apoio pode levar por si só a uma intervenção estrutural.

## 4 Metodologias de dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado

### 4.1 Introdução

Como foi abordado em 3.1.1, o comportamento das estruturas quando sujeitas a uma ação sísmica, é manifestamente não linear. Desta forma, o seu dimensionamento deve tirar partido deste facto recorrendo à exploração da ductilidade dos elementos.

A ação sísmica reflete-se num deslocamento imposto à estrutura que é independente do comportamento da mesma, ou seja, o deslocamento será semelhante caso esta tenha um comportamento elástico (linear) ou um comportamento inelástico (não linear). O facto conhecido como a regra da igualdade de deslocamentos de Newmark, válida numa vasta gama de frequências próprias das estruturas de betão armado, revelou-se bastante útil no dimensionamento sísmico das mesmas.

As análises elásticas, na avaliação da ação sísmica, são bastante mais simples e aplicáveis aos programas de cálculo existentes. Ora, sendo a regra de Newmark aplicável, e diga-se que o é na maioria dos casos, é possível através dos resultados obtidos em análises lineares dimensionar os elementos estruturais tendo em consideração o seu comportamento não linear.

Assim, para uma determinada ação sísmica, obtido o deslocamento e a força associados ao comportamento elástico são possíveis duas metodologias de dimensionamento que permitem considerar o comportamento não linear dos elementos:

- Dimensionamento com base em forças;
- Dimensionamento com base em deslocamentos.

Neste capítulo são apresentadas ambas as metodologias de dimensionamento sísmico.

### 4.2 Dimensionamento com base em forças

Como já se referiu, o real efeito dos sismos nas estruturas são os deslocamentos impostos. Os deslocamentos induzem forças na estrutura que são a base desta metodologia.

Na regulamentação em vigor, EC8, a ação sísmica é considerada através de espetros de resposta elásticos afetados do coeficiente de comportamento, cujo valor depende da ductilidade associada à estrutura em causa. Ao afetar os espetros elásticos do coeficiente de comportamento, obtêm-se os espetros de resposta inelásticos que serão utilizados para obter os esforços de dimensionamento nos elementos estruturais.

A Figura 4.1 ilustra a relação entre as forças elásticas e as forças de dimensionamento, obtidas por aplicação do coeficiente de comportamento, e a ductilidade que é necessária garantir para realizar esta metodologia.

A estrutura é assim dimensionada para uma força máxima,  $F_{el}$ , associada ao deslocamento máximo induzido pelo sismo,  $\delta_{m\acute{a}x}$ , reduzida de um fator  $q$  designado coeficiente de comportamento.

$$F_{max} = F_y = \frac{F_{el}}{q} \quad (4.1)$$

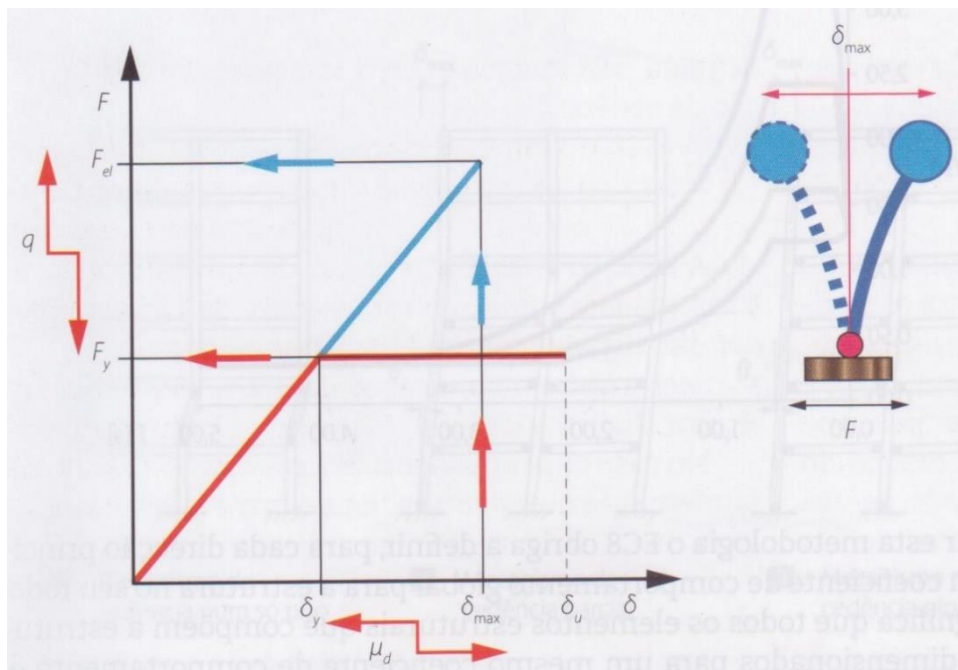


Figura 4.1. Comportamento idealizado das estruturas sob a ação sísmica [2]

A força máxima,  $F_{el}$ , é aquela que se desenvolveria caso o comportamento da estrutura fosse elástico. Como já foi abordado detalhadamente em 3.1.1, sabemos que as estruturas apresentam ductilidade e que esta permite a redução do valor das forças de dimensionamento, para tal termos de aceitar que a estrutura apresentará, a partir de um certo nível de esforços ( $F_y$ ), um comportamento não linear que implicará o aparecimento de danos. O coeficiente de comportamento é assim uma medida da ductilidade estrutural, e é dado por:

$$q = \frac{F_{el}}{F_y} \quad (4.2)$$

O método assume ainda que o coeficiente de comportamento é igual ao fator de ductilidade em deslocamento,  $\mu_\delta$ :

$$\mu_\delta = \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{\delta_y} = q \quad (4.3)$$

onde:

$\delta_{m\acute{a}x}$  – Deslocamento máximo induzido pela ação sísmica;

$\delta_y$  – Deslocamento para o qual ocorre a cedência do elemento (comportamento deixa de ser elástico).

As forças que servirão ao dimensionamento estrutural serão então as forças  $F_{max}$  e a sua quantificação depende do nível de ductilidade que o projetista define para a estrutura, contudo a sua definição requer algum cuidado. A norma estabelece um conjunto de requisitos prescritivos que tem com objetivo garantir que a capacidade de deformação da estrutura é superior às deformações impostas pelos sismos, aconselhando para tal um coeficiente de comportamento adequado ao tipo de estrutura em causa.



Ao aplicar o conceito de coeficiente de comportamento na avaliação sísmica de uma estrutura estamos a estabelecer igual ductilidade em todos os elementos, assim apenas é verificada a capacidade de deformação global da estrutura. Contudo, a ductilidade global da estrutura é condicionada pela ductilidade local de cada elemento, e por esta razão é imperativo evitar concentrações de deformações em certas zonas, pois caso estas sejam de tal forma exigentes àquelas que a ductilidade disponível permite, podem ocorrer mecanismos de rotura local prematuros aos mecanismos de rotura global previstos.

Na aplicação deste método, há ainda a preocupação de evitar roturas frágeis, este fenómeno é controlado através do dimensionamento por capacidade real dos elementos estruturais.

A metodologia de dimensionamento anteriormente apresentada é a privilegiada no EC8-1 e EC8-2, pois ao basear-se em esforços, a sua aplicação a projeto de novas estruturas torna-se bastante prática e vantajosa. De seguida apresentar-se-á um outro método que foi adaptado e exposto no EC8-3, e é particularmente útil para a avaliação sísmica de estruturas existentes, onde por vezes a garantia de ductilidade não foi um requisito de projeto o que torna inviável definir um coeficiente de comportamento.

### 4.3 Dimensionamento com base em deslocamentos

Este método de dimensionamento é contemplado na parte 3 do Eurocódigo 8, relativo a avaliação e reforço de estruturas existentes sujeitas à ação sísmica.

A metodologia apresentada de seguida, pretende garantir que a estrutura apresente ductilidade suficiente tal que assegure que os deslocamentos induzidos pelo sismo são inferiores à capacidade de deformação da estrutura. Por outras palavras, pretende-se que o fator de ductilidade disponível seja superior ao fator de ductilidade exigido. Para caracterizar a ductilidade global da estrutura recorre-se ao fator de ductilidade em deslocamento:

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (4.4)$$

onde:

$\delta_u$  – Deslocamento último;

$\delta_y$  – Deslocamento de cedência.

Ao contrário da avaliação sísmica com base em forças, onde a ductilidade é estabelecida com base em normas prescritivas, neste método é necessário a quantificação da mesma, o que pode tornar esta alternativa de dimensionamento menos expedita.

Como foi referido há pouco, na avaliação sísmica de estruturas existentes a questão da ductilidade local dos elementos ganha preponderância relativamente à ductilidade global.

Nas obras existentes, as normas prescritivas que apoiam a escolha de um determinado coeficiente de comportamento não são aplicáveis por diversas razões. Desta forma, a ideia de conferir um coeficiente de comportamento global a toda a estrutura não será representativa das exigências de ductilidade locais, desenvolvidas aquando da ação de um sismo.

Será então mais adequado utilizar a metodologia com base em deslocamentos, uma vez que permite a avaliar o real efeito dos sismos nas estruturas, os deslocamentos impostos.

A ductilidade local pode ser definida ao nível da secção (ductilidade em curvatura) ou ao nível do elemento (ductilidade em rotação).

#### 4.3.1 Ductilidade em curvatura

É definida, ao nível da secção, como a relação entre a curvatura última e a curvatura de cedência:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (4.5)$$

onde:

$\phi_u$  – Curvatura última;

$\phi_y$  – Curvatura de cedência.

A curvatura de cedência está geralmente, e na maioria dos casos, associada à cedência da armadura tracionada. Por sua vez, a curvatura última pode ser atingida por esgotamento da capacidade de deformação do aço ou do betão.

#### 4.3.2 Ductilidade em rotação

É definida, ao nível do elemento, como a relação entre a rotação última e a rotação de cedência:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (4.6)$$

onde:

$\theta_u$  – Rotação última;

$\theta_y$  – Rotação de cedência.

As rotações em causa correspondem às rotações nas zonas de formação de rótulas plásticas. A rotação última é dada pela soma da rotação de cedência,  $\theta_y$ , e da rotação plástica,  $\theta_{pl}$ :

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{pl} \quad (4.7)$$

A rotação plástica é aquela que se desenvolve na rótula plástica entre o instante de cedência e o da rotura do elemento estrutural.



## 5 Introdução à aplicação da parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3)

### 5.1 Domínio de aplicação

O crescente conhecimento sobre o comportamento das estruturas de betão, que em muito se deve ao aumento da investigação na área da Engenharia Civil, levou gradualmente à necessidade de atualização e alteração dos regulamentos. Nos dias correntes, ao executar o projeto de uma estrutura nova aplicando adequadamente os regulamentos e normas atualizados, garante-se um grau de segurança bastante satisfatório para os carregamentos considerados no dimensionamento, contudo e com o conhecimento atual percebeu-se que o mesmo não se verifica nas estruturas antigas.

A maioria das estruturas construídas até aos anos 70/80, foram projetadas/dimensionadas para níveis de ação sísmica que podem apresentar valores manifestamente inferiores aos aconselhados pela regulamentação atual. Por outro lado, sabe-se que até ao final da década de 1950 o assunto da resistência sísmica das estruturas não era, em geral, uma preocupação. O escasso conhecimento relativo ao comportamento sísmico levou a que a maioria das estruturas não fosse dimensionada para resistir a este efeito, quanto muito era feito um dimensionamento com base em forças estáticas, sem requisitos de ductilidade. Desta forma, com o desenvolvimento do conhecimento sobre a ação sísmica e os seus efeitos tornou-se imperativo avaliar de que forma as estruturas construídas estão aptas para resistir ao risco sísmico.

Com este objetivo, e para o caso específico da ação sísmica, criou-se a parte 3 do Eurocódigo 8. Nesta pretende-se regulamentar a avaliação estrutural e o eventual reforço de estruturas existentes, por forma a que estas fiquem aptas à resposta sísmica. O documento tem como principais motivações:

- Fornecer critérios para a avaliação do desempenho sísmico de edifícios existentes;
- Descrever qual a abordagem na seleção das medidas corretivas necessárias;
- Estabelecer critérios para a conceção de medidas de adaptação estrutural.

Contudo, a primeira versão desta parte do Eurocódigo 8 apenas contemplava o caso de estruturas de edifícios. Neste momento está a ser elaborada uma nova versão deste documento que incluirá a avaliação sísmica de pontes, cuja aplicação se pretende apresentar nesta dissertação.

Embora nesta dissertação apenas se abordem estruturas de betão, a norma em estudo inclui também a avaliação sísmica de estruturas de aço, compósitos, madeira e alvenaria.

Ao longo deste capítulo apresenta-se a filosofia da aplicação da futura versão do EC8-3.

### 5.2 Requisitos de desempenho

Na execução do projeto de uma estrutura localizada numa zona sísmica é necessário definir o nível de desempenho pretendido, bem como o comportamento aceitável nos elementos principais.

A importância de estabelecer padrões de desempenho para a estrutura tem como principais objetivos a proteção de vidas humanas; o controlo de danos materiais apresentados pela estrutura; e

a garantia do funcionamento de instalações imediatamente após o sismo, nomeadamente aquelas cujas utilizações sejam necessárias (quartéis de bombeiros e polícia, hospitais, etc.).

No EC8-3, os requisitos fundamentais de desempenho referem-se essencialmente ao nível de danos aceites na estrutura, sendo descritos na norma como Estados Limites (LS – *Limit States*). Na regulamentação em causa definem-se quatro Estados Limites. Cada um corresponde a um determinado nível de ação sísmica associado a um período de retorno. De seguida, apresentam-se os Estados Limites por ordem crescente da ação sísmica considerada no projeto, isto é, do menor para o maior período de retorno associado:

- Estado limite de total operacionalidade (OP – *Fully Operational*): É aplicável em estruturas cuja utilização não possa ser condicionada após a atuação do sismo, devido à importância dos serviços que lhes estão associados (hospitais ou quartéis de bombeiros e polícia). Os danos apresentados devem ocorrer, quanto muito, em elementos não estruturais. A rigidez e resistência da estrutura não devem ser afetadas pela atuação do sismo.
- Estado limite de limitação de danos (DL – *Damage Limitation*): A estrutura deve apresentar danos ligeiros de reparação fácil e economicamente viável. Pretende-se além de limitar os danos não estruturais, evitar por completo os danos em elementos estruturais. Após o sismo, a estrutura deve possuir rigidez e resistência suficientes para garantir o funcionamento dos serviços vitais nela instalados.
- Estado limite de danos severos (SD – *Significant Damage*): Neste estado os danos, apesar de significativos, são menos gravosos que no estado limite de colapso iminente. A estrutura deve apresentar alguma rigidez e resistência lateral, pelo que suporta algumas réplicas após o sismo de maior intensidade. Os danos são de tal forma elevados que a sua reparação é inviável.
- Estado limite do colapso iminente (NC – *Near Colapse*): A estrutura apresenta danos irreparáveis e, apesar de garantir alguma resistência a ações gravíticas, muitos dos seus elementos estruturais não-principais já colapsaram, pelo que a rigidez e resistência lateral da estrutura são agora reduzidas. Desta forma, a estrutura apresenta-se em colapso iminente, pois uma réplica, mesmo que de reduzida intensidade, pode levar ao colapso total.

## 5.3 Informação necessária para avaliação estrutural

### 5.3.1 Recolha de dados necessários à definição do modelo

Para executar uma avaliação estrutural fiável é necessário que na construção do modelo de análise os parâmetros introduzidos sejam semelhantes aos da estrutura real. Desta forma, o comportamento do modelo, nomeadamente o sísmico, será tanto mais semelhante ao da estrutura real quanto mais próximos forem os parâmetros definidos (geométricos, físicos, materiais, etc).

Tendo em vista a definição e viabilidade do modelo estrutural de análise, será fundamental numa fase prévia recolher toda a informação disponível que permita a definição dos parâmetros necessários. Esta pode e deve ser obtida em diversas fontes, tais como:

- Documentação relativa ao projeto inicial (desenhos, etc);

- Consulta de regulamentos em vigor aquando da execução do projeto e construção da estrutura;
- Pesquisar a historicidade da estrutura:
  - Sismos ou carregamentos acidentais a que estrutura esteve sujeita;
  - Alterações estruturais durante a vida da estrutura.
- Execução de inspeções de campo e medições;
- Execução de ensaios (destrutivos e/ou não destrutivos).

A informação recolhida com intuito de efetuar a avaliação estrutural, deve abordar os seguintes aspetos:

- Identificação do sistema estrutural e fundações recorrendo para tal a informações provenientes de investigações no local e de desenhos de projeto e/ou construção. Pesquisar se ocorreram alterações estruturais desde a construção;
- Identificação das condições do solo de fundação, por forma a classificá-lo de acordo com a EN 1998-1: 2010, 3.1;
- Definição das dimensões da seção transversal dos elementos estruturais, bem como das propriedades mecânicas e condições dos materiais que as constituem;
- Eventuais defeitos dos materiais constituintes e pormenorização inadequada de armaduras;
- Critérios de projeto de dimensionamento sísmico e nível de ação sísmica considerado;
- Descrição da atual e/ou futura utilização da estrutura, por forma a tornar possível a identificação da sua classe de importância, conforme descrito na parte relevante da EN 1998;
- Reavaliação de ações impostas considerando o uso da estrutura;
- Tipo e a extensão, de prévios e atuais, danos estruturais. Em caso afirmativo, quais as medidas anteriores de reparação e reforço.

Dependendo da quantidade e da qualidade das informações recolhidas nos pontos acima, é efetuada uma classificação da estrutura através dos Níveis de Conhecimento, abordados de seguida. Dependendo do Nível de Conhecimento adotado, são possíveis diferentes métodos de análise, bem como três níveis distintos para os fatores de segurança.

### 5.3.2 Níveis de Conhecimento

Na avaliação e eventual reforço de estruturas existentes há, geralmente, uma incerteza que não se encontra no projeto de estruturas novas. Além da escassa e fraca qualidade de informações que por vezes condicionam a análise de uma estrutura existente, há outra particularidade que contribui de forma mais marcante para a incerteza deste tipo de análise. Esta reside nas incoerências entre o projeto final e a construção da estrutura, que em muito se deve à deficiente e escassa fiscalização das obras antigas, levando a erros construtivos ao nível de execução de armaduras e materiais utilizados.

A incerteza associada a estas análises pode também dever-se a danos estruturais originados pela ocorrência de sismos ou outras cargas acidentais durante a vida da obra de arte. Estes, apesar de desconhecidos, podem reduzir a resistência das estruturas, nomeadamente a sísmica.

Com o objetivo de ter em consideração estes aspetos na análise estrutural, o EC8-3 propõe que todas as informações recolhidas devem inicialmente ser divididas em 3 categorias:

- Geometria: propriedades geométricas do sistema estrutural e de elementos não estruturais (por exemplo, painéis de enchimento de alvenaria) que podem afetar a resposta estrutural;
- Detalhes construtivos: incluem pormenorização de armaduras no betão armado, ligações entre elementos de aço, ligação entre paredes de alvenaria e quaisquer elementos de reforço na mesma, tipo de lintéis e vãos de alvenaria, ligação dos pisos aos elementos resistentes às cargas laterais (efeito de diafragma);
- Materiais: propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

De seguida, cada uma destas categorias é avaliada e classificada de forma separada e independente. Para este efeito existem três níveis distintos de conhecimento, um associado à geometria (KLG – *Knowledge Level of Geometry*), outro associado a pormenorizações e detalhes construtivos (KLD – *Knowledge Level of construction Details*) e por fim um nível associado aos materiais (KLM – *Knowledge Level of Material properties*), neste último teremos um nível para cada material distinto.

Para cada nível de conhecimento (KL – *Knowledge Level*) existem três valores distintos, que refletem a quantidade e qualidade da informação: Mínimo (1), Médio (2) e Alto (3).

A norma refere que os valores para cada nível de conhecimento não têm de ser uniformes em toda a estrutura, assim para cada categoria podem tomar-se valores distintos em diferentes zonas.

A classificação de cada categoria e posterior identificação do grau de conhecimento, encontra-se explicada no capítulo 5 do EC8-3, não sendo aqui apresentada por questões de relevância.

Em função da classificação das diferentes categorias, nas diferentes zonas da estrutura, é possível definir quais os valores dos fatores parciais de segurança a adotar, assim como quais os métodos de análise mais adequados na avaliação estrutural.

É intuitivo compreender que quanto maior a quantidade e qualidade das informações recolhidas, maior será o nível de conhecimento atribuído, pelo que o fator de segurança utilizado para minorar as capacidades resistentes dos elementos e majorar esforços atuantes, será menor. Por outro lado, apenas fará sentido optar por análises mais elaboradas quando o nível de conhecimento for médio/alto.

## 5.4 Ação sísmica e métodos de análise estrutural

O procedimento de avaliação estrutural deve ser realizado por forma a verificar se uma estrutura existente, danificada ou não, satisfaz o estado limite requerido.

A ação sísmica e correspondentes combinações de ações a considerar na avaliação de uma estrutura, é definida de acordo com o especificado no EC8-1, e depende do tipo de análise utilizada.

O EC8-3 especifica que a avaliação de uma estrutura existente deve ser efetuada através dos métodos de análise gerais apresentados no EC8-1 (4) e complementados com o especificado no EC8-1 (5.3.3) para edifícios, e no EC8-2 (4.2) para pontes.

Contudo, a norma refere três métodos possíveis na análise de uma estrutura existente:

1. Abordagem pelo fator  $q$  (coeficiente de comportamento): A norma prescreve valores máximos para os coeficientes de comportamento a adotar caso se opte por esta metodologia de análise. Valores superiores só devem ser utilizados caso seja devidamente justificado em termos de ductilidade global e local da estrutura, ou seja, caso esta tenha sido dimensionada com a preocupação de garantia de requisitos de ductilidade. Para a componente horizontal do sismo, os coeficientes de comportamento definidos são independentes do sistema estrutural em causa, contudo dependem do material constituinte predominante. Para o caso do betão armado não deve ser utilizado um coeficiente de comportamento superior a 1,5. Já para a componente vertical da ação sísmica, pode adotar-se um coeficiente de comportamento de 1,5 para edifícios e de 1 para pontes.
2. Análise elástica linear: Uma análise elástica linear pode ser realizada, utilizando o método de análise das forças laterais como apresentado no EC8-1 (4.3) ou utilizando a análise modal por espectro de resposta como apresentado no EC8-1 (4.4). Ambas devem ser aplicadas considerando para edifícios o EC8-1(5.3.3) e para pontes o EC8-2 (4.2.1 e 4.2.2).  
Note-se que para a análise elástica linear, a ação sísmica deve ser definida utilizando o espectro de resposta elástico, especificado no EC8-1 (3.2.2.).
3. Análise estática não linear: Os métodos de análise não lineares apenas devem ser utilizados caso o nível de conhecimento da estrutura seja médio ou alto (KL2 ou KL3). Note-se que caso as informações recolhidas sejam limitadas, não é razoável utilizar análises demasiado sofisticadas.

## 5.5 Regras específicas para pontes

### 5.5.1 Introdução

Este subcapítulo pretende introduzir de que forma a futura versão do EC8-3 regulamentará a avaliação e o reforço de pontes existentes.

Refere-se que a avaliação sísmica presente na nova versão do EC8-3, não cobre o caso de pontes suspensas, pontes de madeira e alvenaria, pontes móveis e pontes flutuantes. Desta forma, as pontes que estão no âmbito da análise apresentada na norma, são aquelas onde as ações sísmicas horizontais são resistidas essencialmente pelos pilares.

### 5.5.2 Requisitos de desempenho

Os requisitos de desempenho aplicáveis a pontes são os definidos juntamente pelo EC8-1 e EC8-2, o último, aplicável ao projeto sísmico de pontes, especifica que as estruturas em regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas por forma a satisfazerem:

- Requisitos de não colapso (estado limite último): A estrutura deve resistir à ação sísmica de cálculo sem que ocorra o colapso global ou qualquer colapso local. Após o sismo, a estrutura deve apresentar capacidade resistente residual que a permita, por exemplo, suportar réplicas.
- Requisitos de limitação de danos (estado limite de serviço): Aquando da atuação de um sismo cuja probabilidade de ocorrência é superior à do sismo de cálculo, a estrutura não deverá apresentar danos ou limites de utilização que acarretem custos elevados relativamente ao custo da própria.

Relativamente à ação sísmica de cálculo, refira-se que esta é função dos seguintes parâmetros:

- a) Ação sísmica de referência dependente da localização da obra;
- b) Tipo do solo de fundação;
- c) Coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , que tem em conta a fiabilidade estrutural requerida. Esta varia com o tipo de estrutura em causa e com as consequências do seu colapso, que no caso das pontes quantifica-se em termos de: perda de vidas humanas, perda de comunicação após ocorrência do sismo e custos associados aos danos causados.

### 5.5.3 Informação para execução da avaliação estrutural

Como foi explicado na secção 5.3, com o objetivo de se realizar uma avaliação estrutural é necessário realizar a classificação dos elementos estruturais de acordo com os níveis de conhecimento. Para tal, diferentes níveis de conhecimento para cada elemento estrutural são permitidos e até aconselháveis, pois permitem uma melhor representatividade da estrutura a analisar. O nível de conhecimento definido para um dado elemento depende essencialmente da quantidade, qualidade e fiabilidade das informações recolhidas.

Para o caso das pontes, o EC8-3 define um procedimento específico de investigação que tem como objetivo adquirir o nível de conhecimento mais elevado para as informações recolhidas, viabilizando desta forma o modelo de análise, ou seja, promovendo que os parâmetros de entrada no neste sejam semelhantes aos da estrutura real. Desta forma, pretende-se garantir uma maior fiabilidade do modelo e que o comportamento sísmico do mesmo se assemelhe ao da estrutura existente.

#### 5.5.3.1 Procedimento de investigação

O procedimento prescrito no EC8-3 é composto por três etapas:

- Etapa 1 – Recolha de informações e primeira inspeção: Consiste em recolher toda a informação disponível sobre a ponte existente, incluindo para este efeito a realização de pelo menos uma inspeção visual. As informações sobre a ponte existente devem ser adquiridas de diversas fontes:
  - desenhos de projeto e de execução, se disponíveis;
  - notas de cálculo;

- especificações relativas à norma em vigor na época;
- intervenções subsequentes e relatórios de danos;
- ensaios e relatórios geotécnicos e hidrológicos;
- registos de manutenção como inspeções de rotina.

Aquando da primeira inspeção deverá efetuar-se uma vistoria focada no âmbito geométrico e topográfico da ponte, procurando estabelecer a geometria da mesma, para a posterior análise. No caso de desenhos disponíveis será possível detetar eventuais diferenças entre os mesmos e a estrutura existente e, caso existam, será pertinente perceber qual a razão para as discrepâncias detetadas.

Nesta fase, os danos detetados devem ser anotados, a fim de serem considerados na análise.

- Etapa 2 – Simulação do dimensionamento/projeto: Consiste na execução de um projeto simulado utilizando os dados recolhidos na primeira etapa. Esta simulação tem como objetivos:
  - verificar as possíveis incertezas associadas ao levantamento geométrico/topográfico derivado da inspeção e consulta dos desenhos;
  - verificar e analisar decisões tomadas na execução do projeto (geometria dos cabos de pré-esforço, forças de tensionamento, opção de armaduras e pormenorizações, etc)

A norma refere que se forem detetadas discrepâncias, deve efetuar-se um levantamento geométrico/topográfico suplementar que terá como objetivo o seu esclarecimento (etapa 3).

Por fim, o EC8-3 estabelece que existindo desenhos de execução esta etapa pode ser omitida, uma vez que estes representam com exatidão a estrutura existente.

- Etapa 3 – Pesquisa Detalhada e Investigação: A terceira e última etapa prescrita pela norma consiste, se necessário, em realizar um levantamento geométrico e estrutural mais detalhado, tendo em vista a definição e esclarecimento de eventuais dúvidas. Como exemplo referem-se as pormenorizações de armaduras de fundações (poços de investigação ou tecnologia de georadar) ou a disposição de cabos de pré-esforço ou outras armaduras (técnicas eletromagnéticas).

Além das dúvidas que possam existir relativamente à geometria ou pormenorizações, surgem por vezes incertezas relativamente às propriedades dos materiais constituintes da estrutura.

Relativamente ao betão sabe-se que ao seu processo de execução está associado uma grande variabilidade, pelo que as propriedades reais do material podem variar relativamente às indicadas no projeto. Mesmo no caso do betão produzido em fábrica cuja execução é mais controlada, será sempre de boa prática confirmar as propriedades que o material realmente apresenta. Para tal, devem ser efetuados ensaios de caracterização (ensaios laboratoriais de compressão em amostras, medição da velocidade de propagação de ultrassons, pull-out e de pull-off, martelo de Schmidt, etc).

Por outro lado, há ainda que caracterizar as propriedades do outro material constituinte do betão armado, o aço. Nos dias correntes, a produção industrial do aço apresenta um controlo que



garante as propriedades pré-definidas no projeto. Contudo, nem sempre assim foi pelo que em construções antigas, o aço pode não apresentar as propriedades presentes no projeto, nomeadamente a tensão de cedência. É assim pertinente executar ensaios, como o de tração, para caracterizar o material.

A norma refere que é importante estimar o efeito da idade na durabilidade da estrutura, sendo necessário para tal analisar parâmetros como a profundidade de carbonatação, o teor de cloretos em diferentes profundidades do betão, deteção de vazios, buracos e/ou delaminação do mesmo. Refere-se que é de boa prática inspecionar as condições dos apoios e encontros da ponte.

Um ensaio de carga dinâmica in situ permite avaliar com exatidão o comportamento estrutural, pelo que a sua realização é recomendável.

### 5.5.3.2 Avaliação do nível de conhecimento

Relativamente ao prescrito no EC8-3 para edifícios, explicado no capítulo 5.3.2 da dissertação, para o caso das pontes a norma apenas acrescenta algumas considerações suplementares.

Com exceção das pontes integrais ou de apenas um vão, a norma refere que devem ser avaliados cinco componentes estruturais, quando relevantes: Tabuleiro, pilares, fundações, encontros e apoios.

Para um dado elemento, no caso de serem definidos diferentes Níveis de Conhecimento (KL) para cada uma das categorias (geometria, materiais e pormenorizações), deverá ser tomado o mais baixo como Nível de Conhecimento geral/global do mesmo.

A norma refere que relativamente à geometria é obrigatório adquirir, pela informação recolhida nas investigações, pelo menos o nível médio de conhecimento (KL2).

### 5.5.4 Procedimentos de avaliação

Os viadutos podem ser solicitados por dois tipos de efeitos provenientes da ação sísmica:

- Forças de inércia da superestrutura: quando combinadas com as cargas estáticas, fornecem os valores de projeto ( $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  e  $M_{Ed}$ );
- Forças cinemáticas: surgem devido à deformação do solo causada pelas ondas sísmicas.

Geralmente quando as estruturas são sujeitas a uma ação sísmica, as forças de inércia são dominantes quando comparadas com as forças cinemáticas. Este tipo de comportamento espelha-se para a generalidade das pontes, contudo para o caso de pontes de apenas um vão ou de pontes integrais, o procedimento de avaliação apresenta algumas particularidades.

De seguida, apresentam-se dois procedimentos de avaliação prescritos no EC8-3. O primeiro é aplicável à generalidade das pontes e o segundo a casos particulares, como as pontes de um vão ou integrais.



#### 5.5.4.1 Pontes em que as forças de inércia são dominantes

Com o objetivo de determinar os requisitos de força e deformação a que os elementos estão sujeitos, a ação sísmica deve ser definida como descrito em 5.4. Por outro lado, a capacidade resistente dos elementos deve ser obtida de acordo com a secção 5.6.2, apresentada adiante.

Ao utilizar métodos de análise não-linear, a não-linearidade deve ser limitada aos elementos estruturais cuja cedência é espectável. No caso das pontes os elementos verticais são os que apresentam a maior contribuição para a resposta sísmica da estrutura, pelo que é esperado que o seu comportamento se torne plástico para um determinado nível de ação. Desta forma, os pilares ou elementos semelhantes devem ser modelados com comportamento não linear, ao passo que o tabuleiro, por exemplo, poderá ser modelado como tendo comportamento elástico.

Caso a verificação seja realizada em termos de deformações, o modelo estrutural utilizado na análise deve ser definido considerando a rigidez efetiva, obtida de acordo a secção 5.6.1.1.

Relativamente a elementos com comportamento linear, as exigências de deformação não devem exceder a rotação de cedência,  $\theta_y$  (ou, alternativamente, o momento de cedência,  $M_y$ ).

Se a análise efetuada for não linear a verificação dos elementos estruturais ao corte utiliza os efeitos da ação sísmica resultantes do modelo de análise, por outro lado caso a análise seja linear as forças de corte atuantes devem ser estimadas pelo cálculo de capacidade real (*capacity design*).

Por fim, a norma refere que o esfoço axial nos pilares pode ser tomado como constante e equivalente às reações do tabuleiro devidas à combinação de ações quase permanente.

#### 5.5.4.2 Pontes em que as forças cinemáticas são dominantes

Em pontes de um vão ou de secção em caixão, os efeitos das forças de inércia, associadas aos movimentos do tabuleiro e que normalmente dominam a resposta sísmica, têm apenas uma influência secundária. Desta forma, a resposta sísmica deve-se, na sua maioria, às forças cinemáticas que se desenvolvem nos encontros destas pontes, resultantes da interação solo-estrutura promovida pela excitação sísmica.

Devido à relevância deste fenómeno, é imperativo realizar uma estimativa realista da ação sísmica e dos seus efeitos nas zonas dos encontros, concretamente na zona de paredes de contenção e aterro nelas contido. A norma recomenda que esta análise seja efetuada recorrendo ao EC8-5, contudo, para efeitos de aplicação a esta dissertação não é pertinente apresentar aqui tais conceitos.

#### 5.5.5 Projeto de intervenções estruturais

Ao conceber uma intervenção estrutural, deve ter-se em conta o seguinte:

- i. Todas as deficiências na resistência de elementos sísmicos primários devem ser corrigidas;
- ii. Em tabuleiros, as intervenções devem corrigir deficiências associadas à capacidade de suporte de cargas gravíticas, bem como evitar problemas com origem em impactos ou perdas de apoio. Com a exceção de tabuleiros pré-tensionados sujeitos a um sismo vertical, estes

são elementos pouco solicitados pela atuação de um sismo, pelo que a resistência a esta ação não é relevante;

- iii. É preferível que a estratégia de reforço sísmico não requeira a intervenção das fundações, uma vez que esta é de difícil execução e onerosa.

A intervenção no sistema estrutural de uma ponte, tendo em vista o aumento da sua aptidão ao comportamento sísmico, é possível aumentando a resistência dos elementos estruturais críticos (encamisamento de secções), ou por o outro lado, reduzindo os efeitos da ação sísmica de projeto nos mesmos (isolamento sísmico). É ainda possível reduzir o impulso do terreno ao adicionar ancoragens nos elementos de contenção de terras (encontros), sendo esta uma medida mais apropriada a pontes cujos efeitos cinemáticos são dominantes.

O EC8-3 tece algumas considerações relativamente ao reforço sísmico dos diversos elementos estruturais de uma ponte, sendo estas apresentadas de seguida.

#### 5.5.5.1 Intervenções em pilares

Existem diversas alternativas de intervenção em pilares, entre elas o reforço ao corte e/ou flexão recorrendo às técnicas de encamisamento de secções apresentadas no subcapítulo 3.2. Algumas destas permitem a aumentar a ductilidade do pilar através do confinamento das zonas críticas. Por outro lado, pode optar-se por uma filosofia de redução dos efeitos de ação sísmica no pilar, por meio de isolamentos sísmicos. Em casos limite, onde as alternativas anteriores não se mostrem viáveis, pode proceder-se à substituição completa ou parcial de pilares, bem como à adição de alguns destes elementos ao sistema estrutural.

É preferível optar por técnicas de reforço que aumentem a ductilidade e/ou a resistência do elemento estrutural sem, contudo, aumentarem significativamente a rigidez do mesmo, uma vez que o aumento desta aumentará também os esforços de solicitação promovidos pela ação sísmica.

Por último, os nós de ligação devem ser analisados localmente e, se necessário, reforçados.

#### 5.5.5.2 Intervenções em fundações

As fundações devem ser verificadas e eventualmente reforçadas para evitar roturas por flexão, corte e escorregamento. Desta forma, as alternativas de intervenções possíveis passam por atuar diretamente no elemento, procedendo ao aumento da fundação existente (alargamento, recalçamento ou confinamento lateral) ou reforçando-a ao corte e/ou flexão. É ainda possível a execução de estacas e/ou ancoragens.

Por outro lado, pode atuar-se ao nível do solo de fundação promovendo a sua melhoria (técnicas de jet grouting, injeção, etc) ou em casos mais dramáticos proceder à substituição, completa ou parcial do mesmo.

### 5.5.5.3 Intervenções em encontros e estruturas de contenção de terras

As intervenções em encontros e estruturas de contenção podem ser semelhantes às apresentadas para pilares e fundações como o reforço ao corte e flexão; proceder à substituição completa ou parcial dos elementos; e ainda efetuar a substituição do solo de aterro por espumas especiais (poliestireno expandido) ou o executar o seu melhoramento.

Contudo, neste tipo de elementos existem outras alternativas mais complexas face às anteriormente apresentadas. Com o objetivo de reduzir os efeitos dos impulsos de terras em estruturas de contenção, podem executar-se estacas junto às mesmas, estas devem ter comprimento de tal ordem que o bolbo de selagem se situe a uma distância suficiente para que não seja afetado por movimentos de terras durante o sismo. Uma alternativa semelhante consiste na execução de apoios longitudinais no topo dos encontros, materializados pela ligação de tirantes ou de uma laje, a estacas construídas atrás dos mesmos.

### 5.5.5.4 Intervenções em tabuleiros e apoios

O comportamento esperado para o tabuleiro, é que além de apresentar suporte às cargas gravíticas, assegure que as forças de inércia desenvolvidas no mesmo pela atuação do sismo, sejam eficazmente transmitidas para os aparelhos de apoio e em seguida para os pilares (efeito de diafragma).

Do ponto de vista do suporte a cargas gravíticas as intervenções no tabuleiro passam por redução das ações (tráfego na ponte), ou procedendo ao reforço à flexão e/ou corte do mesmo.

Se o tabuleiro apresentar defeitos no encaminhamento das forças de inércia induzidas pelo sismo, é adequado promover a continuidade longitudinal do mesmo com o objetivo de evitar eventuais impactos entre elementos estruturais e assegurar uma melhor distribuição da força sísmica nos apoios. Pode proceder-se também ao aumento da zona de contacto entre o tabuleiro e os elementos de suporte.

Caso o tabuleiro apresente defeitos de difícil resolução pode efetuar-se a sua substituição completa ou parcial, situação que sempre que possível deve ser evitada devido ao nível de intervenção envolvido.

Por fim, caso a transmissão de forças seja condicionada pelo comportamento dos aparelhos de apoio deve proceder-se à sua substituição por aparelhos de isolamento sísmico e/ou adição de dispositivos dissipadores de energia.

## 5.6 Modelos de avaliação estrutural

O subcapítulo seguinte introduz informações específicas apresentadas no EC8-3 que prescrevem a avaliação da capacidade de elementos de betão armado de estruturas existentes. As filosofias e modelos de cálculo apresentadas serão posteriormente utilizadas no caso prático.

## 5.6.1 Modelação estrutural

### 5.6.1.1 Rigidez dos elementos

A definição da rigidez no modelo estrutural tem uma influência considerável nos parâmetros de análise (esforços e deslocamentos/deformações). No caso de estruturas existentes a rigidez, devido à incerteza associada a fatores como a execução, materiais utilizados, pormenorizações de armaduras e estado de conservação da estrutura, torna-se um parâmetro cuja quantificação toma notória relevância. Pretende-se que a rigidez definida no modelo seja o mais próxima possível da rigidez da estrutura real, uma vez que esta influencia diretamente esforços e deslocamentos a que os elementos estruturais estão sujeitos e, desta forma, o tipo e o nível de reforço necessário.

O EC8-3 recomenda que caso seja utilizado a abordagem de fator- $q$  na análise estrutural, as propriedades de rigidez elástica dos elementos de betão fendilhados poderão ser consideradas iguais a metade das dos elementos não fendilhados. Contudo esta é uma abordagem pouco utilizada no âmbito de análise de estruturas existentes, uma vez que associada à definição do fator- $q$  estão os requisitos de ductilidade. Estes são difíceis de quantificar em estruturas existentes que muitas vezes nem foram dimensionadas tendo em conta as garantias de ductilidade. Deste modo apenas será possível considerar, em geral, um valor  $q = 1.5$  correspondente a um comportamento linear da estrutura.

Desta forma, é recomendável para a avaliação de estruturas existentes uma análise sísmica com base em deslocamentos em detrimento de uma análise com base em forças (abordagem do fator  $q$ ). Assim, caso a verificação seja realizada em termos de deformações, o EC8-3 refere que os efeitos devem ser obtidos a partir de uma análise do modelo estrutural, no qual os elementos onde se espera um comportamento não linear (pilares) sejam definidos com a rigidez efetiva. Para elementos que não atingem a cedência sob a ação dos sismos, como por exemplo os tabuleiros, poderá ser utilizada a rigidez não fendilhada.

A rigidez efetiva de um elemento estrutural,  $EI_{eff}$ , deve ser definida com base no momento de cedência,  $M_y$ , e na curvatura de cedência,  $\phi_y$ , ou de forma semelhante, à rotação da corda associada ao instante da cedência,  $\theta_y$ . Este parâmetro deve ser considerado igual ao valor médio de  $M_y L_v / 3\theta_y$  nas duas extremidades do elemento. Neste cálculo, o vão de corte nas secções extremas,  $L_v$ , que caso exista continuidade nas duas extremidades do elemento pode ser considerado igual a metade do comprimento do mesmo. Já o cálculo da rotação de cedência,  $\theta_y$ , depende do tipo de elemento estrutural em análise, as expressões serão apresentadas de seguida.

A título de comentário, calcular a rigidez desta forma permite ter em consideração alguns efeitos como o escorregamento da armadura na zona de amarração ou a contribuição do esforço transversal, esta última através da translação do diagrama de momentos. Estes são considerados aquando do cálculo da rotação de cedência,  $\theta_y$ , como se ilustrará adiante.

### 5.6.1.2 Distinção entre elementos “sísmicos primários”, “sísmicos secundários” e “não críticos”

Para efeitos de modelação, dimensionamento e avaliação estrutural é pertinente distinguir então os conceitos de elementos “sísmicos primários”, “sísmicos secundários” e “não críticos”, e a relevância que cada um destes tem na resposta sísmica da estrutura:

- Elementos “sísmicos primários”: são aqueles que constituem o sistema estrutural resistente a ação sísmica. A resposta por parte da estrutura a uma determinada ação sísmica, é tanto mais eficiente, quanto melhor for o desempenho local e global destes elementos. Em pontes temos como exemplo claro os pilares.
- Elementos “sísmicos secundários”: apesar de serem modelados não constituem o sistema estrutural resistente a ações sísmicas. Desta forma, a sua resistência e rigidez são desprezadas na resposta à ação sísmica. No entanto, estes elementos têm de garantir resistência às ações gravíticas, considerando inclusive os efeitos de 2ª ordem ( $P - \Delta$ ) associados à situação de projeto sísmica mais desfavorável. Em pontes temos como exemplo as lajes de betão com comportamento dúctil que proporcionam continuidade de topo entre vãos de viga simplesmente apoiados, contudo é necessário verificar o comportamento de diafragma.
- Elementos “não críticos”: podem não ser contemplados na modelação estrutural e na verificação de segurança, uma vez que a sua resistência sísmica é desprezável. Este tipo de elementos podem sofrer danos significativos, desde que a sua rotura não coloque em risco a segurança estrutural, isto é, a integridade de outros elementos estruturais e permita a possibilidade de uma reparação exequível.

### 5.6.2 Modelos de resistência para avaliação estrutural

No capítulo dedicado à avaliação sísmica de pontes, que surgirá na nova versão do EC8-3, muitos dos conceitos são semelhantes aos definidos para o caso dos edifícios.

O EC8-3 faz a distinção entre mecanismos “dúcteis” e “frágeis”, contudo para o caso das pontes é em tudo idêntica à apresentada no âmbito de aplicação aos edifícios. Esta é uma diferenciação fundamental uma vez que a metodologia de determinação da capacidade resistente do elemento varia conforme o mecanismo que lhe está associado:

- Mecanismos Dúcteis: surgem em vigas, pilares e paredes sujeitos a flexão, com e sem esforço axial. Na norma, a metodologia de avaliação estrutural destes tipos de mecanismos é efetuada em termos das deformações.
- Mecanismos Frágeis: mecanismo que surgem devido a esforços de corte em vigas, pilares, paredes e juntas. Na norma, a metodologia de avaliação estrutural destes tipos de mecanismos é efetuada em termos de forças.

### 5.6.2.1 Modelos de resistência para avaliação de elementos sujeitos a flexão

Relativamente à avaliação de elementos estruturais sujeitos a flexão, o EC8-3 faz a distinção entre elementos que não atingiram a cedência e os que já ultrapassaram o nível de deformações a partir do qual o comportamento é plástico.

Assim, para elementos estruturais sujeitos a flexão e que não atingem a cedência, a verificação consiste em mostrar que os momentos fletores resistentes são maiores do que os momentos fletores atuantes (com a devida consideração do esforço axial e respetivos efeitos de 2ª ordem).

Na avaliação de elementos estruturais que atingem a cedência há que ter em conta, como já foi dito, que os mecanismos associados a esforços de flexão têm comportamento dúctil e, desta forma, a sua avaliação estrutural é efetuada em termos de deformações.

A norma refere que a capacidade de deformação de elementos estruturais cuja cedência já ocorreu é definida em termos da rotação da corda  $\theta$ , isto é, o ângulo entre a reta tangente ao eixo do elemento na extremidade onde ocorre a cedência e a corda que une as extremidades do elemento na posição deformada, como se ilustra na Figura 5.1.

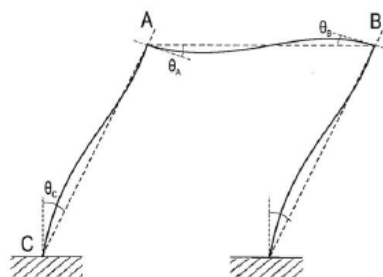


Figura 5.1. Rotação da corda utilizada na avaliação da capacidade de deformação [5]

Note-se que o ponto de contraflecha da deformada representa a secção onde o diagrama de momentos é nulo. Este facto permite simplificar a análise em causa, uma vez que o conhecimento deste ponto permite reduzir um problema de pórticos hiperestáticos em um problema de consolas isostáticas ou, mais vulgarmente conhecidas como “consolas equivalentes”. O comprimento das “consolas equivalentes”, também designado por vão de corte,  $L_v$ , é geralmente calculado pela razão entre o momento e o esforço transversal ( $L_v = M/V$ ) presentes na secção de formação da rótula plástica.

A Figura 5.2 ilustra o conceito de consolas equivalentes anteriormente referido.

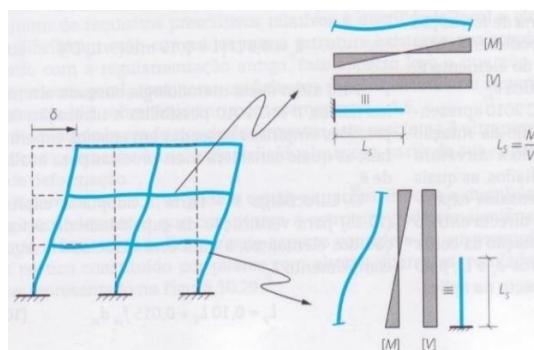


Figura 5.2. Elementos em consola [2]

Por outro lado, chama-se a atenção para o facto de o vão de corte ser dependente da rigidez de flexão relativa entre os elementos verticais e horizontais que confluem num mesmo nó, isto é, a deformada apresentada pelo elemento, aquando da aplicação de um deslocamento imposto no topo do pilar/pórtico, depende da rigidez das suas extremidades. Assim sendo o vão de corte pode variar entre os seguintes valores:

- $L_v = L_{elemento} / 2$ , se a rigidez do nó de ligação for elevada (rigidez dos elementos horizontais é substancialmente superior à dos verticais) – comportando-se o elemento em causa como uma barra encastrada-encastrada deslizante
- $L_v = L_{elemento}$ , se a rigidez do nó de ligação for nula (ausência de elementos horizontais ou existência de uma rótula plástica) – comportando-se o elemento em causa como uma barra encastrada (consola).

A abordagem de simplificação do problema em consolas isostáticas equivalentes, com recurso ao conceito de vão de corte, é a utilizada na norma para a quantificação da capacidade de rotação dos elementos estruturais em análise. Note-se que as rotações em causa correspondem às rotações das rótulas plásticas, ou da secção onde estas se formarão. De forma semelhante ao já apresentado para o dimensionamento com base em deslocamentos, a rotação máxima/última,  $\theta_u$ , apresentada pela consola equivalente é composta pela soma de duas parcelas:

- Parcela elástica, correspondente à rotação para a qual ocorre a cedência de um dos materiais constituintes (armadura à tração ou betão à compressão), designada por rotação de cedência,  $\theta_y$ .
- Parcela plástica, correspondente à rotação desenvolvida após a cedência, ou seja, após a formação da rótula plástica, designada por rotação plástica,  $\theta_{pl}$ .

Geralmente são colocados aparelhos de apoio entre os pilares e o tabuleiro, estes permitem movimentos horizontais e rotações. Desta forma, entende-se que o comportamento dos pilares de uma ponte será semelhante ao de uma consola pois, de forma conservativa, os aparelhos de apoio têm o funcionamento de rótulas. Contudo, há situações em que o vão de corte é inferior ao comprimento do pilar, pelo que é necessário aferir o valor de  $L_v$ , que será posteriormente utilizado no cálculo da capacidade de rotação dos elementos.

#### 5.6.2.1.1 Rotação de cedência de um elemento estrutural

A rotação de cedência é aquela para a qual ocorre a cedência da secção, promovida pela cedência das armaduras à tração ou por rotura do betão à compressão, a última pode suceder quando os esforços axiais de compressão são elevados. Esta rotação deve-se maioritariamente a deformações por flexão, contudo e como se verá adiante, outros fatores poderão influenciar o seu valor final.

As equações que se seguem, indicadas no EC8-3, são expressões semi-empíricas, uma vez que são definidas com base em análise de modelos físicos e posteriormente calibradas recorrendo a resultados experimentais, que têm em conta outros efeitos e aproximam os valores da realidade.

Recorde-se, como já foi dito, que as expressões apresentadas de seguida são definidas para o vão de corte, ou seja, para a “consola equivalente” do elemento a analisar, e dependem da secção do elemento. Assim tem-se para:

- Pilares de secção retangular:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0019 \left( 1 + \frac{h}{1,6L_v} \right) + \frac{\phi_y d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (5.1)$$

- Paredes com qualquer tipo de secção e elementos com secção tubular retangular:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0011 \left( 1 + \frac{h}{3L_v} \right) + \frac{\phi_y d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (5.2)$$

- Pilares de secção circular:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0025 \left( 1 - \min \left( 1; \frac{L_v}{8D} \right) \right) + \frac{\phi_y d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (5.3)$$

onde:

$\phi_y$  – Curvatura de cedência da secção de formação da rótula plástica.

$h$  – Altura da secção;

$D$  – Diâmetro da secção;

$a_v$  – Fator de translação do diagrama de momentos fletores:

- $a_v = 1$ , se é expectável que a fendilhação por corte ocorra antes da cedência da secção de extremidade, i.e., se  $M_y > V_{Rd,c} \cdot L_v$ ;
- $a_v = 0$ , caso contrário, ou seja, caso  $M_y \leq V_{Rd,c} \cdot L_v$ ;

$z$  – Distância (braço) entre as forças internas da secção. Com a exceção de paredes com secção retangular onde  $z = 0,8h$ , toma-se  $z = d - d'$ ;

$d$  e  $d'$  – Distância à armadura de tração e compressão, respetivamente

$f_y$  e  $f_c$  – Valor de cálculo da tensão média de cedência à tração do aço e de rotura do betão à compressão, respetivamente, em MPa;

$d_{bL}$  – Diâmetro médio da armadura de tração.

Note-se que as equações apresentadas anteriormente podem ser interpretadas como constituídas por três parcelas independentes:

- A primeira representa a parcela de rotação devida a deformações por flexão;
- A segunda representa a parcela de rotação devida a deformações por corte, onde está presente um fator de calibração obtido através de ensaios experimentais;
- A terceira considera a contribuição do escorregamento da armadura longitudinal na zona de amarração.

### 5.6.2.1.2 Rotação de última de um elemento estrutural

A rotação última é definida convencionalmente pela rotação associada a uma redução do momento resistente de 20% relativamente ao valor de pico. A rotação em causa é dada pela soma da rotação de cedência,  $\theta_y$ , e da rotação plástica,  $\theta_u^{pl}$ :



$$\theta_u = \theta_y + \theta_u^{pl} \quad (5.4)$$

Caso a zona de compressão seja retangular e perpendicular à alma, o EC8-3 recomenda a seguinte expressão de cálculo, baseada em modelos empíricos, para a parcela plástica de rotação:

$$\theta_u^{pl} = \kappa_{conform} \cdot \kappa_{axial} \cdot \kappa_{concrete} \cdot \kappa_{shearspan} \cdot \kappa_{confinement} \cdot \theta_{u0}^{pl} \quad (5.5)$$

onde:

$\theta_{u0}^{pl}$  – Valor básico da capacidade de rotação plástica de um elemento cuja pormenorização tem em vista um comportamento dúctil; tenha um betão de resistência de 25 MPa; uma relação vão de corte-altura da secção ( $L_v/h = M/V \cdot h$ ) na secção de momento máximo igual a 2,5; força axial nula; e armaduras longitudinais simétricas nas secções extremas. Nestas condições o valor desta rotação toma os valores de:

- = 0,039 rad, para uma viga ou pilar com secção composta por partes retangulares;
- = 0,023 rad, para uma parede de secção retangular;
- = 0,027 rad, para paredes com outras secções que não a retangular.

$\kappa_{conform}$  – Considera a pormenorização de armaduras e a sua conformidade com as regras de projeto sísmico tendo em vista a garantia de ductilidade, tomando os valores de:

- = 1, se a pormenorização estiver em conformidade com as regras de projeto sísmico;
- = 0,78, caso contrário.

$\kappa_{axial}$  – Considera o nível de esforço axial presente na secção em análise, tomando os valores de:

- = 0,2<sup>v</sup>, onde:  $v = N/bhf_c$ , sendo  $b$ : largura da zona comprimida;  $h$ : altura da secção;  $N$  positivo para compressão;

$\kappa_{concrete}$  – Tem como função ajustar o valor de  $\theta_{u0}^{pl}$ , definido para um betão de resistência de 25 MPa, para o do betão do elemento em análise:

- =  $\left[ \min \left( 2; f_c [MPa] / 25 \right) \right]^{0,1}$ ;

$\kappa_{shearspan}$  – Tem como função ajustar o valor de  $\theta_{u0}^{pl}$ , definido para uma razão  $L_v/h$  de 2,5, para a razão  $L_v/h$  do elemento em análise:

- =  $\left[ 1/2,5 \cdot \min \left( 9; L_v/h \right) \right]^{0,35}$ ;

$\kappa_{confinement}$  – Tem como objetivo ajustar o valor de  $\theta_{u0}^{pl}$  para as condições reais de confinamento do elemento em análise:

- $24^{\left( \frac{\alpha \rho_{sw} f_{yw}}{f_c} \right)}$ , neste:
  - $\alpha = \left( 1 - s_h/2b_o \right) \left( 1 - s_h/2h_o \right) \left( 1 - \frac{\sum_{i=1}^n b_i^2}{6b_o h_o} \right)$ , fator de eficácia do confinamento;
  - $f_{yw}$  – Valor de cálculo da tensão média de cedência do aço da armadura transversal;
  - $\rho_{sw} = A_{sw}/b_w \cdot s_h$ , taxa de armadura de esforço transversal;
  - $s_h$  – Espaçamento da armadura transversal;
  - $b_o$  e  $h_o$  – Dimensões do núcleo de betão confinado (dimensão interior ao estribo/cintas);

- $b_i$  – Espaçamento entre varões longitudinais travadas lateralmente, por um estribo ou cinta, ao longo do perímetro da secção transversal;
- $n$  – Número de varões longitudinais travados lateralmente, por um estribo ou cinta, ao longo do perímetro da secção transversal.

A expressão apresentada parte de um valor de rotação base,  $\theta_{u0}^{pl}$ , estabelecido para certas condições já enunciadas. Após a definição de  $\theta_{u0}^{pl}$ , aplicam-se-lhe os diversos fatores  $\kappa$ , que têm como objetivo ajustar o valor base da rotação, para o valor expectável do elemento estrutural em análise.

Caso a expressão enunciada anteriormente não seja aplicável, a norma aconselha que se utilize a equação seguinte baseada em modelos físicos. Esta aplica-se a elementos com qualquer forma de secção transversal (incluindo circular) e permite uma estimativa da rotação última,  $\theta_u$ :

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y)L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v}\right) + \Delta\theta_{u,slip} \quad (5.6)$$

onde:

$\phi_u$  – Curvatura última nas secções de extremidade. Pode ser atingida por esgotamento da capacidade de deformação do aço ou do betão:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su}}{(1-k) \cdot d} = \frac{\varepsilon_{su}}{(d - x_{LN})} \quad (5.7)$$

ou

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{k \cdot d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{LN}} \quad (5.8)$$

$\phi_y$  – Curvatura de cedência nas secções de extremidade. Geralmente atingida por esgotamento da capacidade de deformação do aço:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{(1-k) \cdot d} = \frac{\varepsilon_{sy}}{(d - x_{LN})} \quad (5.9)$$

$L_{pl}$  – Comprimento da rótula plástica, que pode ser calculado pelas seguintes expressões:

- Para vigas e pilares de secção retangular, paredes de qualquer secção e pilares de secção tubular:

$$L_{pl} = \lambda_{section} \cdot \lambda_{shearspan} \cdot \lambda_{axial} \cdot (0,3h) \quad (5.10)$$

sendo:

$$\lambda_{section} = 1 - \frac{1}{3} \sqrt{\min\left(0,05; \frac{b_w}{h}\right)} \quad (5.11)$$

$$\lambda_{shearspan} = 1 + 0,4 \min\left(9; \frac{L_v}{h}\right) \quad (5.12)$$

$$\lambda_{axial} = 1 - 0,45 \min(0,7; v) \quad (5.13)$$

- Para pilares de secção circular e diâmetro D:

$$L_{pl} = \lambda_{shearspan} \cdot \lambda_{axial} \cdot (0,7D) \quad (5.14)$$

sendo:

$$\lambda_{shearspan} = 1 + \frac{1}{7} \min\left(9; \frac{L_v}{h}\right) \quad (5.15)$$

$$\lambda_{axial} = 1 - \min(0,7; v) \quad (5.16)$$

*Nota 1: Se a pormenorização de armaduras não for conforme com os regulamentos sísmicos e, desta forma não salvaguardar a ductilidade do elemento, o comprimento da rótula plástica obtido das equações (5.10) e (5.14), deverá ser multiplicado por 1,3.*

$\Delta\theta_{u,slip}$  – Componente de rotação associada ao escorregamento da armadura longitudinal na zona de amarração após a cedência, dado por:

$$\Delta\theta_{u,slip} = 9,5d_b \frac{\phi_u + \phi_y}{2} \quad (5.17)$$

### 5.6.2.2 Modelos de resistência para avaliação de elementos sujeitos a esforço transverso

Como se referiu anteriormente a avaliação de elementos sujeitos a flexão, cujos mecanismos são caracteristicamente dúcteis, é efetuada em termos de deslocamentos e rotações. Este tipo de análise é bastante expedita uma vez que permite comparar diretamente os deslocamentos impostos pela ação sísmica com a capacidade que os elementos têm de os acomodar.

Contudo, na avaliação dos elementos ao corte a análise com base em deslocamentos e rotações deixa de ser apropriada, uma vez que os mecanismos de rotura a que lhes estão associados são frágeis. Desta forma, para mecanismos de corte é apropriado utilizar uma análise com base em forças em deterioramento de uma análise com base em deslocamentos, que além de inviável é contra a segurança.

Ainda que os mecanismos devidos ao corte sejam caracteristicamente frágeis, há que distinguir dois modos de rotura possíveis. O primeiro está geralmente associado a ações monotónicas, onde a rotura por corte ocorre antes da cedência do elemento (antes da formação de rótula plástica), encontrando-se este em regime elástico. Este tipo de mecanismo é designado por rotura frágil ao corte. O segundo está geralmente associado a ações cíclicas, onde a rotura por corte ocorre após a cedência do elemento, encontrando-se este em regime plástico. Este tipo de mecanismo é designado por rotura “dúctil” ao corte.

Assim, o cálculo do esforço transverso resistente depende da fase em que se pretende verificar a rotura devido ao corte. Caso a rotura ocorra em regime elástico, o esforço transverso resistente deve ser calculado de acordo com o indicado no EC2-1, se por outro lado a rotura ocorre em regime plástico, o esforço transverso resistente deve ser calculado de acordo com o indicado no EC8-3.

#### 5.6.2.2.1 Cálculo do esforço transverso resistente de acordo com o EC2-1 (Regime elástico)

O valor de cálculo da resistência ao corte para as secções do elemento em regime elástico é obtido da seguinte forma:

$$V_{Rd}^{EC2-1} = \min(\max(V_{Rd,s}; V_{Rd,c}); V_{Rd,max}) \quad (5.18)$$

onde:

$V_{Rd,c}$  – Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal;

$V_{Rd,s}$  – Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência;

$V_{Rd,max}$  – Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas.

Para elementos sem armadura de esforço transversal o valor de cálculo do esforço transversal resistente é dado por:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d [N] \quad (5.19)$$

onde:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_G;$$

$f_{ck}$  – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade [MPa];

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0, \text{ com } d: \text{ altura útil da secção [mm];}$$

$$\rho_1 = A_{sl} / b_w d \leq 0,02;$$

$b_w$  – Menor largura da secção transversal na zona tracionada [mm];

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd} \text{ [MPa];}$$

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

$$k_1 = 0,15.$$

Para elementos com armadura de transversal o valor de cálculo do esforço transversal resistente é dado pelas expressões (5.20) e (5.21):

➤ Para secções retangulares:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cot \theta \quad (5.20)$$

➤ Para secções circulares:

$$V_{Rd,s} = \frac{\pi A_{sw}}{2s} \cdot (D - 2c) \cdot f_{ywd} \cot \theta \quad (5.21)$$

onde:

$A_{sw}$  – Área total de armaduras de esforço transversal;

$s$  – Espaçamento entre estribos/cintas consecutivos(as);

$c$  – Recobrimento das armaduras;

$f_{ywd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

$\theta$  – Ângulo formado entre o eixo do elemento e a escora comprimida de betão (o EC2:  $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ );

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento é dado por:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (5.22)$$

onde:

$\alpha_{cw}$  – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido:

$$\alpha_{cw} = \begin{cases} 1, & \text{para estruturas não pré - esforçadas} \\ (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}), & \text{para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \\ 1,25, & \text{para } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \\ 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}), & \text{para } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd} \end{cases}$$

$v_1$  – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, geralmente:

$$v_1 = v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}[MPa]}{250} \right) \quad (5.23)$$

### 5.6.2.2.2 Cálculo do esforço transversal resistente de acordo com o EC8-3 (Regime plástico)

Como se referiu, para elementos sujeitos a ações cíclicas a rotura por esforço transversal ocorre, geralmente, após a cedência do elemento. Para este caso, o EC8-3 sugere uma expressão de cálculo para o esforço transversal resistente, que tem em consideração a degradação do mesmo quando o elemento está em regime plástico cíclico. A degradação de resistência ao longo dos ciclos de carga é tida em conta pelo fator de ductilidade plástica exigido aos elementos,  $\mu_{\Delta}^{pl}$ . A expressão que se apresenta de seguida é apenas utilizável nas zonas onde o elemento se encontra em regime plástico, o que sucede nas secções de formação das rótulas plásticas:

$$V_R = \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left( 1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}) \right) \cdot [V_c + V_w] \quad (5.24)$$

onde:

$x$  – Altura da zona comprimida da secção;

$L_v$  – Vão de corte dado por  $M/V$ ;

$A_c$  – Área da secção transversal: sendo dada por  $b_w d$  para secções retangulares ou por  $\pi D_c^2/4$  para secções circulares (onde  $D_c$  corresponde ao diâmetro do núcleo de betão interior aos estribos/cintas, dado por:  $D_c = D - 2c - 2d_{bw}$ );

$\mu_{\Delta}^{pl}$  – Fator de ductilidade plástica (igual a  $\theta_{pl}/\theta_y$ );

$\rho_{tot}$  – Taxa total de armadura longitudinal;

$V_c$  – Contribuição do betão para a resistência do elemento ao esforço transversal:

$$V_c = 0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left( 1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c \quad (5.25)$$

$V_w$  – Contribuição da armadura transversal para a resistência do elemento ao esforço transversal, obtido pelas expressões (5.20) e (5.21) utilizando obrigatoriamente  $\theta = 45^\circ$ , ou seja,  $\cot \theta = 1$ ;

A expressão (5.24) pode ser interpretada como constituída por três parcelas independentes. O primeiro termo contabiliza o efeito benéfico do esforço axial na resistência ao corte do elemento e que deverá ser considerado quando favorável, isto é, se o esforço axial for de compressão. O segundo e o terceiro termos contabilizam, respetivamente, a contribuição do betão e das armaduras transversais para a resistência ao corte do elemento. Note-se que os valores de  $V_c$  e  $V_w$ , multiplicam por um fator inferior à unidade, que desta forma reduz os valores iniciais da resistência ao corte. Este fator tem como objetivo considerar a rápida degradação dos materiais em causa, quando sujeitos a

cargas cíclicas em regime plástico, este fenómeno, como já se referiu, é materializado pelo fator de ductilidade plástica,  $\mu_{\Delta}^{pl}$ .

Por fim, para as secções dos elementos em regime plástico, o valor de cálculo da resistência ao corte a ser considerado na análise é:

$$V_{Rd}^{EC8-3} = \min(V_R; V_{Rd,max}) \quad (5.26)$$

Relativamente à verificação do estado limite requerido na análise em causa, o EC8-3 define fatores parciais de segurança, que deverão ser aplicados às rotações e resistências ao corte obtidas, e dependem do grau de cada nível de conhecimento.

### 5.6.3 Verificações de segurança para análises lineares

O procedimento de avaliação estrutural através de análises elásticas, é composto por dois passos:

Passo 1: A verificação deverá ser efetuada em termos de forças. Os efeitos da ação sísmica,  $E_d$ , devem ser obtidos de acordo com o estabelecido no EC8-3. As resistências,  $R_d$ , devem ser obtidas pelo estabelecido no EC8-1 para edifícios ou pelo EC8-2 para pontes. Na generalidade das pontes, e para os efeitos da ação sísmica, a verificação da segurança efetuada nos pilares consiste na seguinte inequação  $E_d < R_d$ . As zonas onde os esforços resistentes são inferiores aos esforços atuantes são consideradas críticas. Estas devem ser avaliadas no passo 2 que de seguida se apresenta.

Passo 2: Nas zonas críticas a verificação de segurança é agora efetuada em termos das deformações (deslocamentos ou rotações). Para pontes, o EC8-3 refere que a rotação devida à ação sísmica, incluído os efeitos de retração, fluência e variações de temperatura, não deverá ser superior ao valor de rotação de cedência dada pelas expressões (5.1), (5.2) e (5.3).

Como foi referido podem ocorrer diversos tipos de mecanismos. Os mecanismos dúcteis associados a esforços de flexão e os frágeis associados a esforços de corte. Relativamente aos mecanismos frágeis, e segundo a filosofia de verificação de segurança do EC8-3, convém distinguir se estes ocorrem em regime elástico, rotura “frágil” ao corte, ou em regime plástico, rotura “dúctil” ao corte, ou seja, um mecanismo dúctil transforma-se em mecanismo frágil.

É pertinente referir que no caso das pontes, as zonas críticas a analisar localizam-se, geralmente, na secção da base e por vezes na de topo, conforme a restrição imposta pelo tabuleiro.

Assim, a verificação de segurança procura em primeira instância analisar a rotação induzida pelo sismo nas zonas críticas, que também podem ser designadas como zona de formação de rótulas plásticas. Se a rotação induzida for inferior à rotação elástica do pilar na secção em análise, não ocorre rotura dúctil, ou seja, não há formação de rótula plástica, contudo há que verificar a segurança relativamente a mecanismos frágeis, sendo esta feita com base em forças. Como o pilar se encontra em regime elástico, o esforço transversal resistente é calculado de acordo com o EC2-1.

Por outro lado, se a rotação induzida for superior à rotação elástica, ocorre formação de rótula plástica na zona crítica e, portanto, o pilar encontra-se em regime plástico. Desta forma, o esforço transversal resistente é calculado de acordo com o EC8-3. Contudo, há que verificar se não ocorre

rotura prematura ao corte, tornando inviável a formação de rótula plástica. O esquema seguinte esclarece a filosofia de verificação de segurança do EC8-3, explicada anteriormente:

$$\text{Se: } \begin{cases} \theta_{Ed} < \theta_y \rightarrow \text{Não se forma rótula plástica (regime elástico)} \rightarrow V_{Ed} \leq V_{Rd}^{EC2-1} \\ \theta_{Ed} \geq \theta_y \begin{cases} V_y = M_y / L_v \leq V_{Rd}^{EC2-1} \rightarrow \text{Forma - se rótula plástica (regime plástico)} \rightarrow V_{Ed} \leq V_{Rd}^{EC8-3} \\ V_y = M_y / L_v > V_{Rd}^{EC2-1} \rightarrow \text{Ocorre rotura prematura ao corte antes da rótula plástica} \end{cases} \end{cases}$$

*Esquema 1. Metodologia de verificação de segurança do EC8-3*

onde:

$\theta_{Ed}$  – Rotação induzida pelo sismo, variações de temperatura, retração, fluência e pré-esforço;

$\theta_y$  – Rotação elástica calculada de acordo com as expressões (5.1), (5.2) e (5.3);

$V_{Rd}^{EC2-1}$  – Esforço transversal resistente elástico calculado com o explicado na secção 5.6.2.2.1;

$V_{Rd}^{EC8-3}$  – Esforço transversal resistente plástico calculado com o explicado na secção 5.6.2.2.2;

$V_{Ed}$  – Esforço transversal atuante obtido por equilíbrio dos momentos resistentes (*capacity design*);

$V_y$  – Esforço transversal atuante aquando da formação da rótula plástica obtido por equilíbrio.

Relativamente aos valores dos efeitos da ação sísmica, o EC8-3 refere que devem ser definidos multiplicando os resultados da análise por fatores parciais,  $\gamma_{sd}$ , que consideram a incerteza na modelação dos efeitos da ação, ou seja, na resposta sísmica apresentada pela estrutura. Desta forma, o valor de  $\gamma_{sd}$  depende do estado em que se encontra a estrutura, sendo 1,0 para estruturas não danificadas e 1,15 nos restantes casos.

### 5.6.3.1 Verificação dos estados limites

A avaliação da capacidade de rotação deve ser realizada para todos os estados limites considerados, nomeadamente para o estado limite de colapso iminente (NC), danos severos (SD) e limitação de danos (DL).

A filosofia do EC8-3 mudou relativamente à anterior versão, onde o nível de conhecimento da estrutura era traduzido num fator de confiança (CF) utilizado para minorar as tensões médias de cálculo dos materiais, ou seja, indiretamente minorar as resistências ou capacidades de rotação dos elementos. Todas as resistências ou capacidades de rotação eram calculadas com as tensões médias minoradas do fator de confiança, e aquando da verificação dos estados limites era-lhes aplicado outro fator de segurança, cujo valor dependia se o elemento em análise era principal ou secundário. Na nova versão todos os cálculos envolvidos para a obtenção tanto de resistências como de capacidades, são efetuados utilizando tensões médias dos materiais, e só a posteriori se dividem os valores de capacidade de rotação ou esforço transversal resistente por fatores parciais,  $\gamma_{Rd}$ , que refletem a incerteza relativamente às resistências (força ou deformação), sendo função do nível de conhecimento da estrutura (KL) e do estado limite a verificar. De seguida, apresenta-se a metodologia para a verificação de cada estado limite relativamente às capacidades de rotação.

Estado limite de Colapso Iminente: A capacidade de rotação a utilizar para a verificação deste estado limite é a máxima,  $\theta_u$ , que deverá ser dividida pelos fatores parciais, função do nível de conhecimento associado a pormenorizações de armaduras (KLD), apresentados na Tabela 5.1 caso o elemento em análise seja primário. Para elementos secundários toma-se um fator parcial igual a 1,0.

$$\theta_{NC} = \theta_u / \gamma_{Rd} \quad (5.27)$$

*Tabela 5.1. Fatores parciais de segurança a utilizar na verificação do estado limite de colapso iminente a mecanismos dúcteis*

<b>KLD</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
$\gamma_{Rd}$	1,70	1,60	1,55

Estado limite de Danos Severos: A capacidade de rotação a utilizar para a verificação deste estado limite é uma percentagem da máxima,  $\theta_u$ , dada pela proporção entre as acelerações espectrais para o estado limite de danos severos e de colapso iminente, e que podem ser encontradas no anexo nacional (Tabela 5.5 apresentada adiante). O valor de rotação obtido deverá ser dividido pelos fatores parciais, função do nível de conhecimento associado a pormenorizações de armaduras (KLD), apresentados na Tabela 5.2, caso o elemento em análise seja primário. Para elementos secundários toma-se um fator parcial igual a 1,0.

$$\theta_{SD} = \left( \frac{S_{S,TSD,IC}}{S_{S,TNC,IC}} \cdot \theta_u \right) / \gamma_{Rd} \quad (5.28)$$

*Tabela 5.2. Fatores parciais de segurança a utilizar na verificação do estado limite de danos severos a mecanismos dúcteis*

<b>KLD</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
$\gamma_{Rd}$	1,60	1,50	1,40

Estado limite de Limitação de Danos: A capacidade de rotação a utilizar para a verificação deste estado limite é a de cedência,  $\theta_y$ , que deverá ser dividida por um fator parcial constante e igual a 1,40 caso o elemento em análise seja primário. Para elementos secundários toma-se um fator parcial igual a 1,0.

$$\theta_{DL} = \theta_y / \gamma_{Rd} \quad (5.29)$$

Relativamente ao esforço transversal, apenas é necessário verificar o estado limite de colapso iminente (NC). No caso de a zona crítica permanecer em regime plástico utilizam-se os valores de resistência obtidos pela aplicação do EC2-1, não sendo aplicáveis quaisquer fatores parciais. Contudo, caso o regime se torne plástico, as resistências a utilizar na verificação ao corte das zonas críticas devem ser obtidas pelo EC8-3, ou seja, pela expressão (5.26), sendo-lhe aplicado os fatores parciais de acordo com a expressão (5.30), que dependem do tipo do fenómeno de rotura apresentado, do grau de conhecimento da estrutura e do tipo de elemento em análise (primário ou secundário):

$$V_{NC} = V_R / \gamma_{Rd} \quad (5.30)$$



- a) Para elementos primários, cuja rotura seja condicionada pela resistência das cintas/estribos, os valores de  $\gamma_{Rd}$  dependem do grau de conhecimento relativo à geometria (KLG) e são apresentados na Tabela 5.3;

*Tabela 5.3. Fatores parciais de segurança a utilizar na verificação do estado limite de colapso iminente a mecanismos frágeis, caso a rotura ocorra pelas cintas/estribos*

<b>KLG</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
$\gamma_{Rd}$	1,65	1,50	1,40

- b) Para elementos primários, cuja rotura seja condicionada pelo esmagamento das escoras deverá tomar-se um valor de  $\gamma_{Rd}$  constante e igual a 1,40;
- c) Para elementos primários, cuja rotura seja condicionada por escorregamento de armadura, os valores de  $\gamma_{Rd}$  dependem do grau de conhecimento relativo à geometria (KLG) e são apresentados na Tabela 5.4;

*Tabela 5.4. Fatores parciais de segurança a utilizar na verificação do estado limite de colapso iminente a mecanismos frágeis, caso a rotura ocorra por escorregamento de armadura*

<b>KLM</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
$\gamma_{Rd}$	1,50	1,45	1,40

- d) Para elementos secundários toma-se um valor de  $\gamma_{Rd}$  constante e igual a 1,0.

Após a explicação da abordagem a ter do lado das resistências convém agora referir alguns pormenores a ter em atenção aquando da consideração das ações. Note-se que o sismo de projeto, para o qual o modelo estrutural será avaliado considera uma aceleração máxima associada a um período de retorno de referência, que de acordo com o EC8 é de 475 anos, associado a uma probabilidade de excedência é de 10% em 50 anos. Contudo, de acordo com o Anexo Nacional, em Portugal devem considerar-se os seguintes períodos de retorno para a definição da ação sísmica de referência a utilizar em cada um dos três estados limites:

Estado limite de colapso iminente (NC): Período de retorno de 975 anos que corresponde a uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos;

Estado limite de danos severos (SD): Período de retorno de 308 anos que corresponde a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos;

Estado limite de limitação de danos (DL): Período de retorno de 73 anos que corresponde a uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos.

Assim, por forma a adaptar os valores da aceleração máxima de referência,  $a_{gR}$ , indicados no EC8-1 para um período de retorno de 475 anos, a cada um dos três estados limites, o Anexo Nacional refere que os mesmos deverão ser multiplicados pelos coeficientes apresentados na Tabela 5.5.

*Tabela 5.5. Coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência para obtenção da aceleração de referência de cada estado limite*

<b>Estado Limite</b>	<b>Ação Sísmica Tipo 1</b>	<b>Ação Sísmica Tipo 2</b>	
		Continente	Açores
<b>Colapso iminente (NC)</b>	1,62	1,33	1,22
<b>Danos severos (SD)</b>	0,75	0,84	0,89
<b>Limitação de danos (DL)</b>	0,29	0,47	0,55

De seguida, e a título meramente ilustrativo, apresentam-se na Figura 5.3 e Figura 5.4, os espectros de resposta elástica de acelerações e deslocamentos para a ação sísmica do tipo 1, que como se verá adiante é a condicionante para a estrutura avaliada neste documento, sendo por isso a utilizada na verificação da segurança.

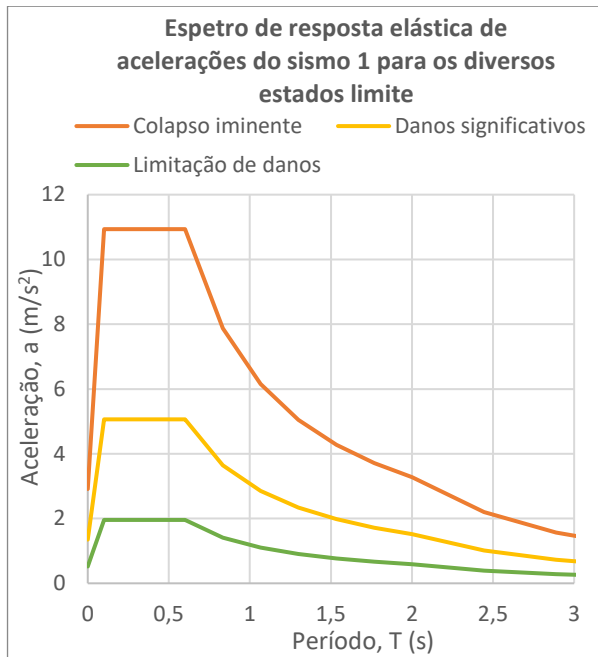


Figura 5.3. Espectros de resposta elásticos de acelerações do sismo 1, adaptados aos três estados limites de acordo com a Tabela 5.5 e a utilizar na verificação de segurança pelo EC8-3

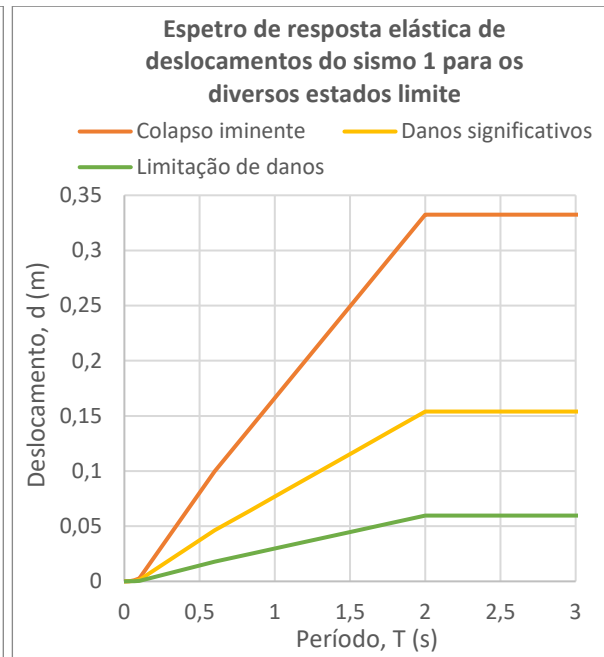


Figura 5.4. Espectros de resposta elásticos de deslocamentos do sismo 1, adaptados aos três estados limites de acordo com a Tabela 5.5 e a utilizar na verificação de segurança pelo EC8-3

Para a verificação dos mecanismos dúcteis, após a aplicação destes coeficientes à ação sísmica de referência obtêm-se rotações, a que devem ainda ser somadas as contribuições da retração, fluência, pré-esforço e variações de temperatura. As rotações atuantes obtidas, em cada estado limite, serão depois comparadas com as capacidades resistentes calculadas pelas expressões (5.27), (5.28) e (5.29), verificando-se ou não os estados limites em causa.

Relativamente à avaliação dos mecanismos frágeis, o EC8-3 refere que o esforço transversor atuante a considerar deve ser obtido aplicando o EC8-1 para edifícios e EC8-2 para pontes. Para o caso específico das pontes, a norma prescreve que deve ser aplicado o conceito de dimensionamento por capacidade real, no qual o esforço transversor atuante é obtido por equilíbrio considerando o desenvolvimento de momentos,  $M_o$ , atuantes na extremidade, ou nas extremidades, do pilar dados pelos momentos resistentes,  $M_{Rd}$ , associados à formação de rótulas plásticas afetados de um fator de sobrerresistência,  $\gamma_o$ .

$$M_o = \gamma_o \cdot M_{Rd} \quad (5.31)$$

O fator de sobrerresistência reflete alguns fatores envolvidos na resistência da secção, como o fenómeno de endurecimento do aço e a variabilidade das características resistentes dos materiais. O EC8-2 recomenda o valor de 1,35 para este fator, contudo para pontes onde o nível do esforço axial nos pilares é elevado deve ser tido em consideração, caso se justifique, o aumento da

resistência à flexão associado ao confinamento do betão, e desta forma o fator de sobre-resistência deve ser afetado de um coeficiente de majoração,  $\alpha_c$ , dado pela seguinte expressão:

$$\alpha_c = 1 + 2(\eta_k - 0,1)^2 \text{ se } \eta_k > 0,1 \quad (5.32)$$

onde:

$\eta_k$  – Esforço axial normalizado:  $N_{Ed}/(A_c \cdot f_{ck})$

Note-se que este coeficiente aumenta em pilares sujeitos a um maior nível de esforço axial normalizado, o que consequentemente, faz aumentar o fator de sobre-resistência, os momentos  $M_o$  e por sua vez o esforço transversal atuante, obtido por equilíbrio de  $M_o$ . Este coeficiente majorativo, que em muito faz aumentar o valor de  $\gamma_o$ , relativamente ao valor de 1,35 considerado para os edifícios, reflete a maior fiabilidade que é necessário garantir no comportamento de pontes em virtude do seu menor grau de redundância.

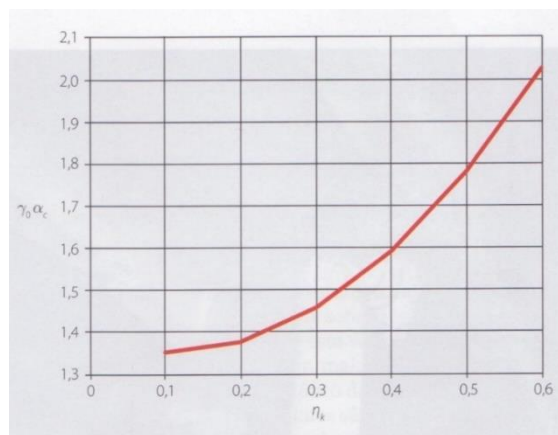


Figura 5.5. Variação do fator de sobre-resistência com o esforço axial normalizado [2]

Como se referiu, o coeficiente  $\alpha_c$  reflete o aumento da resistência associado ao confinamento do betão, contudo, este fenómeno apenas pode ser explorado se a armadura transversal projetada para as zonas críticas respeitar os requisitos de dimensionamento prescritos no EC8-2. Estes referem-se ao confinamento do betão, impedimento a encurvadura dos varões longitudinais e resistência ao esforço transversal. Para obras novas, esta questão não se coloca, uma vez que a armadura é dimensionada de acordo com a norma, mas por outro lado, sabemos que é comum as obras existentes não terem sido projetadas com objetivo de garantir a exploração da ductilidade na resposta à ação sísmica e, portanto, é necessário verificar se a armadura transversal nas zonas críticas dos pilares verificam os requisitos de armadura de confinamento, a fim de se perceber se a aplicação de  $\alpha_c$  é adequada.

Por fim, e ainda relativamente à verificação de segurança de mecanismos frágeis, convém referir que para pontes onde sejam utilizados isolamentos sísmicos o esforço transversal atuante deverá ser retirado diretamente do modelo dado que os pilares são dimensionados para se manterem em fase elástica.

Tendo em consideração que na verificação ao corte apenas se pretende analisar o estado limite de colapso iminente, a ação sísmica a ter em conta deverá ter a aceleração máxima de referência, indicada no EC8-1 multiplicada de 1,62 tendo em vista a adaptação para uma situação de projeto cujo período de retorno é de 975 anos, como foi explicado anteriormente.

## 6 Avaliação Estrutural de um viaduto

### 6.1 Introdução

Neste capítulo pretende-se avaliar o desempenho sísmico do viaduto em estudo de acordo com a metodologia exposta na nova versão do EC8-3, isto é, com base nos deslocamentos. Introduzir-se-ão aspetos relacionados com a modelação estrutural e, após a avaliação da obra de arte optar-se-á pela solução de reforço que se julga ser a mais adequada tendo em consideração vários aspetos relacionados, direta ou indiretamente, com as diversas alternativas de intervenção estrutural.

### 6.2 Descrição da Estrutura

A obra de arte em estudo é um viaduto, construído no início da década de 1990. A estrutura foi projetada de acordo com os regulamentos REBAP e RSA de 1983. Importa referir que o viaduto em causa foi construído numa zona de baixa sismicidade, mas, no âmbito do presente estudo será considerado numa zona de sismicidade elevada por forma a aumentar os requisitos de desempenho e, assim, levar à necessidade de reforço sísmico. Considerou-se, portanto, que a estrutura estava localizada no concelho de Faro.

O viaduto é constituído por dois vãos extremos com 28m de extensão e 9 vãos intermédios com 35m, apresentando um desenvolvimento total de 371m e uma largura total de 30,32m. A plataforma é formada por dois tabuleiros separados por uma junta com 0,05m de largura.

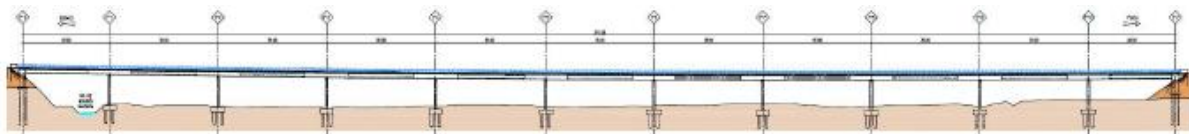


Figura 6.1. Corte esquemático do viaduto em estudo

Cada tabuleiro é constituído por uma laje nervurada com duas nervuras de 1,60m de altura com largura variável entre 2,5m na base e 3,0m na ligação à laje.

Nos alinhamentos dos apoios dos pilares o tabuleiro apresenta carlingas com 3,5m de largura na base, 4,0m na ligação à laje e altura de 1,6m.

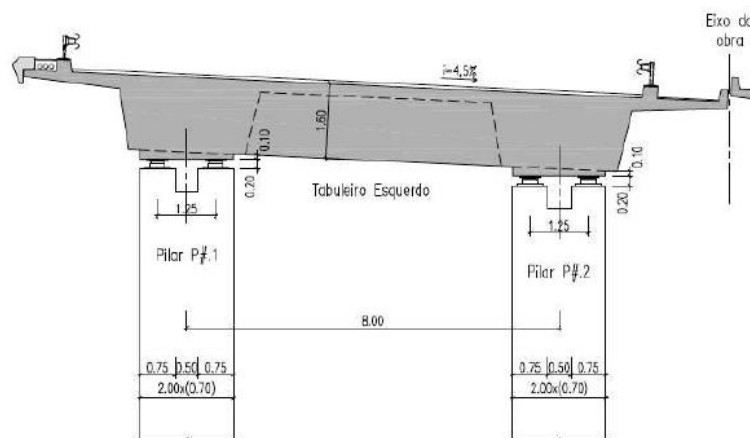


Figura 6.2. Corte transversal do viaduto no alinhamento dos pilares

Cada tabuleiro apoia em dois pilares de betão armado por cada alinhamento de apoios. Os pilares apresentam uma altura uniforme de cerca de 10m e secção retangular com dimensões de 0,70x2,0(m).

Relativamente à conceção estrutural, a obra foi projetada com encontros móveis, cujos apoios são materializados por chapas metálicas, blocos de neoprene, chapa inox e teflon permitindo deslocamentos longitudinais e impedindo os transversais. No topo dos pilares os apoios são fixos do tipo pote, estes inibem a transmissão de momentos fletores entre o tabuleiro e os pilares. Em cada pilar existem dois aparelhos alinhados transversalmente e afastados de 1,25m.

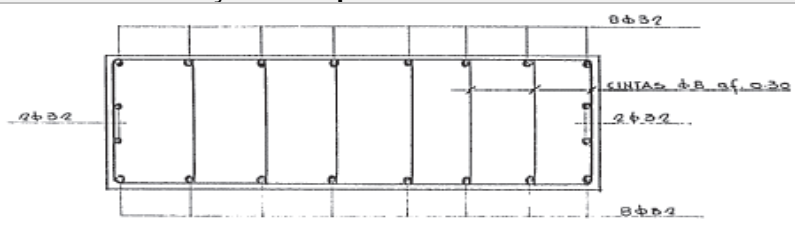
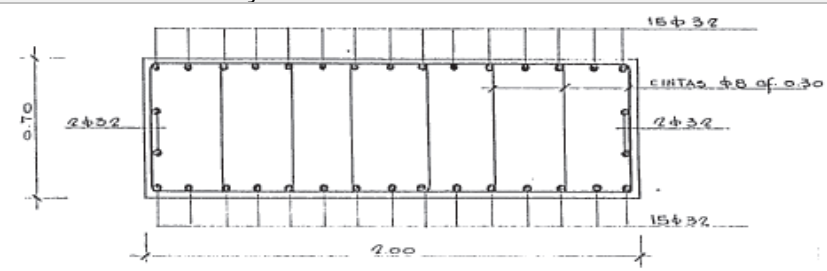
Por fim, refere-se que as fundações dos pilares são constituídas por 4 estacas, com diâmetro de 0,8 metros e comprimento entre 6 e 8 metros, encabeçadas por um maciço com dimensão de 4,20x4,20x1,50 (m). A fundação dos encontros é constituída por 20 estacas de diâmetros de 0,4 metros encabeçadas por uma laje com dimensões de 30,32x3,0x0,8 (m).

### 6.2.1 Geometria e pormenorização dos pilares

Como já foi explicado os pilares são os elementos estruturais que mais contribuem para a resposta sísmica do viaduto, pelo que a sua análise toma relevância quando comparada com a dos restantes elementos estruturais. Por forma a efetuar o cálculo das capacidades resistentes dos pilares é necessário analisar as dimensões e respetivas pormenorizações de armaduras dos mesmos.

Na tabela seguinte apresentam-se as pormenorizações dos pilares, no topo e na base, e a respetiva quantidade de armadura, longitudinal e transversal.

Tabela 6.1. Geometria e pormenorizações dos pilares do viaduto na secção da base e do topo

Secção do Topo	
Pormenorização	
Armadura Longitudinal	20Ø32 (160.8 cm <sup>2</sup> )
Armadura Transversal	Ø8//0.30 (3.36 cm <sup>2</sup> /m)
Secção da Base	
Pormenorização	
Armadura Longitudinal	34Ø32 (273.4 cm <sup>2</sup> )
Armadura Transversal	Ø8//0.30 (3.36 cm <sup>2</sup> /m)

Relativamente à pormenorização de armaduras convém referir que ocorre uma dispensa a meia altura, pelo que a quantidade de armadura longitudinal é distinta no topo e na base dos pilares.

## 6.2.2 Materiais

Na construção do viaduto foram utilizados dois tipos de betão, o da classe B30 e o da B25 (REBAP). O primeiro foi adotado nos encontros, pilares e tabuleiro, o segundo apenas foi adotado nas fundações. As armaduras do betão armado são da classe A400NR.

Nas tabelas seguintes apresentam-se as propriedades mecânicas mais relevantes de cada material.

*Tabela 6.2. Propriedades mecânicas do aço das armaduras utilizado na construção do viaduto*

Material	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{yd}$ [%]	$\epsilon_{suk}$ [%]	$E_s$ [GPa]
A400NR	400,0	347,8	500,0	0,174	5,00	200

*Tabela 6.3. Propriedades mecânicas do betão utilizado na construção do viaduto*

Material	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$f_c$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$\epsilon_{cu}$ [%]	$E_c$ [GPa]
B25	20,0	13,3	28,0	2,2	0,35	30,0
B30	25,0	16,7	33,0	2,6	0,35	31,0

### 6.2.2.1 Valores representativos das propriedades dos materiais

Como se explicou na secção 5.6.2, a capacidade dos elementos em termos de rotação e de resistência ao esforço transversal deve ser calculada tendo por base as propriedades médias dos materiais. Estas devem ser obtidas recorrendo a testes e ensaios experimentais in-situ juntamente, se possível, com outras fontes de informação.

Se apropriado, e com base nos resultados experimentais, podem tomar-se diferentes valores médios para diferentes áreas da estrutura. Para o viaduto em estudo considerou-se que as propriedades eram uniformes e iguais em toda a estrutura.

Contudo, caso não se realizem ensaios experimentais os valores médios devem ser obtidos recorrendo às normas em vigor no momento da construção. Para o caso particular do betão, o EC8-3 refere que o valor médio pode ser obtido a partir do valor característico pela seguinte expressão:

$$f_c = f_{ck} + 8MPa \quad (6.1)$$

Para valor da tensão média de cedência à tração do aço,  $f_y$ , tomou-se, conservativamente, 500MPa. Relativamente ao valor da tensão média de rotura do betão à compressão,  $f_c$ , foi obtido recorrendo à expressão (6.1). Os valores das propriedades materiais utilizadas na avaliação estrutural do viaduto foram anteriormente apresentados na Tabela 6.2 e Tabela 6.3.

## 6.3 Ações e critérios de projeto

Ao longo deste capítulo estará em causa a situação de projeto sísmica, cuja combinação de ações para efeitos da verificação da segurança da estrutura tem o seguinte formato:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P_k + A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \Psi_{21} Q_{1k} "+" Q_2 \quad (6.2)$$

*Nota 2: A notação "+" tem o significado de combinação de efeitos.*

onde:

$G_{k,j}$  – Valores característicos das ações permanentes;

$P_k$  – Valor característico do pré-esforço após todas as perdas;

$A_{Ed}$  – Ação sísmica de projeto;

$\Psi_{2,1}$  – Coeficiente de combinação para as cargas de tráfego rodoviário;

$Q_{1k}$  – Valor característico da carga de tráfego rodoviário;

$Q_2$  – Valor quase-permanente de ações de longa duração (pressões da terra, pressões de água, correntes, etc.).

As ações presentes na expressão (6.2) dividem-se em permanentes, variáveis e sísmicas e foram definidas de acordo com o explicado de seguida.

### 6.3.1 Ações Permanentes

Para o valor das ações permanentes considerou-se, além do peso próprio da estrutura com um peso específico ( $\gamma$ ) de 25 kN/m<sup>3</sup> e uma restante carga permanente no valor de 40 kN/m aplicada ao longo de todo o viaduto, e correspondente ao betuminoso (28,8 kN/m) e à viga de bordadura, lancis, passeios e guardas (11,2 kN/m).

Ainda no âmbito das ações permanentes foi necessário considerar os efeitos associados a fenómenos de retração e fluência, que, embora não sejam relevantes na avaliação de esforços de 1ª ordem têm, como se verá adiante, de ser considerados na determinação de deslocamentos. Os efeitos de retração e fluência, juntamente com as variações de temperatura, induzem deformações impostas na estrutura que se pronunciam de forma mais relevante ao nível do tabuleiro, onde os deslocamentos apresentados serão acomodados pelos pilares da estrutura. Contudo, para efeitos de avaliação estrutural estes fenómenos são tidos em conta através de temperaturas equivalentes. Para a deformação associada ao fenómeno de retração considerou-se uma temperatura equivalente de 20°C, já para o fenómeno de fluência considerou-se 6°C. Este valor resulta do facto de a força de pré-esforço introduzir um estado de tensão, cuja deformação instantânea que lhe está associado é equivalente a uma temperatura de 4°C, ora, considerando um coeficiente de fluência de 1,5 a temperatura total equivalente ao fenómeno de fluência obtém-se por:  $1.5 \times 4^\circ\text{C} = 6^\circ\text{C}$ .

### 6.3.2 Ações Variáveis

Relativamente às ações variáveis, foram consideradas as sobrecargas rodoviárias correspondentes às pontes de classe I de acordo com a definição do RSA, tendo-se considerado, para efeitos de modelação, a hipótese da sobrecarga uniforme de 4 kN/m<sup>2</sup> e sobrecarga linear transversal de 50 kN/m. Para o coeficiente de combinação,  $\Psi_{2,1}$ , considerou-se o valor de 0,2 recomendado pelo EC8-2 para pontes rodoviárias de tráfego considerável.

Como já se referiu, é ainda necessário considerar o efeito devido às variações uniformes de temperatura que promovem variação de tensões e deformações, com maior ênfase no tabuleiro. Estes, juntamente com os efeitos de retração e fluência, apenas são relevantes aquando da avaliação dos deslocamentos e cálculo de efeitos de 2ª ordem.



Assim, de acordo com o EC1-5, e sabendo que a estrutura se encontra no concelho de Faro tem-se para as condições de verão e inverno uma zona térmica B, onde  $T_{m\acute{a}x} = 40^{\circ}\text{C}$  e  $T_{m\acute{i}n} = 0^{\circ}\text{C}$ .

Considerando hipoteticamente que a estrutura é fechada no instante em que a temperatura dos elementos é de  $T_o = 15^{\circ}\text{C}$ , as amplitudes de variação de temperatura a considerar são as seguintes:

- Contração:  $\Delta T_{N,con} = T_o - T_{m\acute{i}n} = 15 - 0 = 15^{\circ}\text{C}$ ;
- Dilatação:  $\Delta T_{N,exp} = T_{m\acute{a}x} - T_o = 40 - 15 = 25^{\circ}\text{C}$ .

Como se desconhece a época do ano em que se concluiu o tabuleiro tomou-se por uma questão de bom senso  $\Delta T_{N,con} = 20^{\circ}\text{C}$ .

### 6.3.3 Ação Sísmica

A consideração dos efeitos da ação sísmica na estrutura foi efetuada com base em espectros de resposta elásticos. De acordo com o referido em 6.2, a estrutura encontra-se, teoricamente, no concelho de Faro, pelo que se localiza nas zonas sísmicas 1.2 e 2.3 definidas no anexo nacional.

Relativamente ao solo de fundação, o tipo de terreno existente no local da obra é caracterizado por estratos aluvionares sobrejacentes a formações cretácicas. As formações aluvionares apresentam uma espessura reduzida, da ordem dos 5m. Por outro lado, de acordo com os ensaios realizados, o estrato cretácico é uma formação mais rígida e competente, apresentado valores de NSPT superiores a 60. Dadas estas características, devido à pequena espessura da formação superficial de menor qualidade e sendo a fundação constituída por estacas, cuja grande parte da extensão se encontra no interior do estrato cretácico, percebe-se que a interação solo-estrutura será condicionada pelo estrato mais competente. Por estas razões e de acordo com o EC8-1 classificou-se o terreno como sendo do tipo B.

De acordo com o EC8-2, a estrutura pertence à classe de importância III, o que obriga à verificação de todos os estados limites (colapso iminente, danos severos e limitação de danos).

No caso de um projeto de uma estrutura nova de classe III, a ação sísmica de referência,  $a_{gr}$ , deve ser afetada de um coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , que de acordo com o anexo nacional do EC8-1, toma o valor de 1,45 (considerável relativamente ao valor proposto pelo EC8-1:  $\gamma_I = 1,2$ ).

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} \quad (6.3)$$

Contudo, como já se abordou no subcapítulo 5.6.3.1, na análise de estruturas existentes deve aplicar-se o EC8-3, cuja filosofia difere da apresentada pelo EC8-1 e EC8-2. Esta norma específica que os valores da aceleração máxima de referência a adotar para cada um dos três estados limites são obtidos a partir dos valores de  $a_{gr}$ , multiplicando-os por coeficientes adequados (apresentados na Tabela 5.5).

Na Tabela 6.4 resumem-se os parâmetros que permitem definir os espectros de resposta elástica nos dois tipos de ações sísmicas prescritas na norma. Na Figura 6.3 e Figura 6.4 apresentam-se, respetivamente os espectros elásticos de acelerações e deslocamentos a considerar na análise sísmica, considerando para tal um coeficiente de importância unitário e um coeficiente de



amortecimento,  $\xi$ , igual a 5%. Realça-se que, aquando da verificação dos estados limites, o valor de  $a_{gr}$  deverá ainda ser multiplicado por coeficientes adequados (ver Figura 5.3 e Figura 5.4).

Tabela 6.4. Parâmetros que definem os espetros de resposta elástica

Ação Sísmica	Zona Sísmica	$a_{gr}$ [m/s <sup>2</sup> ]	Terreno	$S_{m\acute{a}x}$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
Tipo 1	1,2	2,0	Tipo B	1,35	0,10	0,60	2,0
Tipo 2	2,3	1,7		1,35	0,10	0,25	2,0

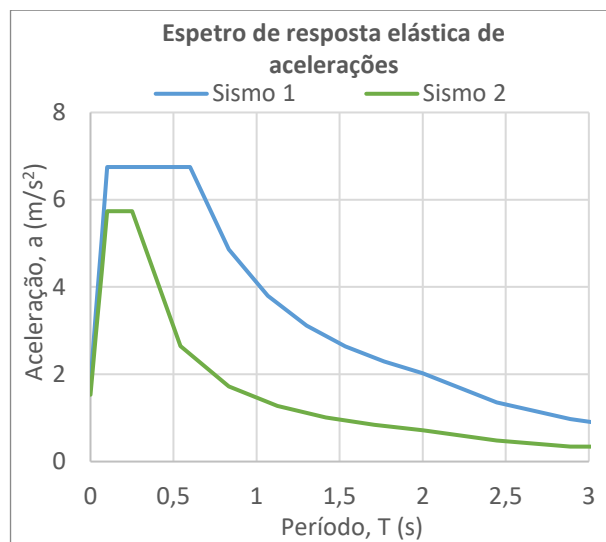


Figura 6.3. Espectro de resposta elástico de acelerações para os dois tipos de sismo

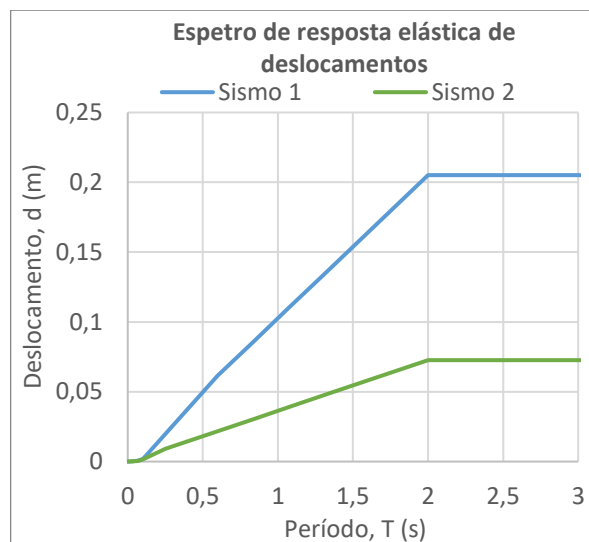


Figura 6.4. Espectro de resposta elástico de deslocamentos para os dois tipos de sismo

Como se pode observar nos espetros elásticos apresentados em cima, a ação sísmica do tipo 1 (sismo afastado) é a condicionante em toda a extensão dos períodos de vibração. Por esta razão, aquando da avaliação e respetiva intervenção estrutural, apenas serão considerados os efeitos induzidos por parte do sismo afastado, sendo desprezada a ação do sismo próximo.

## 6.4 Avaliação estrutural dos pilares do viaduto

Nesta secção serão aplicados a maioria dos conceitos apresentados ao longo desta dissertação. Em primeira instância apresentar-se-á o modelo de análise e quais os aspetos tidos em conta na representação dos elementos estruturais, nomeadamente na rigidez dos pilares.

A seguir, avaliar-se-ão os efeitos das ações apresentadas anteriormente e explicando-se qual a abordagem tida na consideração das mesmas. Comparando os valores das exigências com os das capacidades dos pilares (deformação e força), analisar-se-á a necessidade de uma intervenção.

Por fim, caso nos encontremos numa situação que viole a segurança, discutir-se-á qual a intervenção estrutural mais adequada, tendo em linha de conta diversos aspetos como o nível e reforço, nível de intervenção, custo, exequibilidade, entre outros.

### 6.4.1 Modelação do viaduto

A análise estrutural do viaduto foi efetuada recorrendo a um modelo tridimensional que simula a estrutura na sua globalidade, para tal utilizou-se o programa de cálculo SAP2000®. A plataforma do

viaduto é formada por dois tabuleiros separados por uma junta, sendo assim, para efeitos de avaliação estrutural apenas se considerou um dos tabuleiros, uma vez que as ações serão semelhantes em ambos.

Todos os elementos estruturais (tabuleiro, pilares, apoios pote e carlingas) foram simulados por elementos de barra lineares (*frames*), respeitando as características das respetivas secções.

Nos elementos de barra que simulam os pilares foram libertados alguns esforços na secção do topo, por forma a representar adequadamente o sistema estrutural apresentado em 6.2. Como se referiu, os aparelhos de apoio em causa impedem a transmissão de momentos, por essa razão foi libertado o momento induzido no pilar por ações longitudinais ao viaduto. Contudo, na direção transversal surge uma questão particular, que pode promover um comportamento indesejado da estrutura nesta direção, e que se apresenta de seguida.

O facto de os pilares apresentarem dois aparelhos de apoio alinhados na direção transversal e afastados 1.25m, promove uma restrição à rotação do pilar, gerando esforços de flexão na secção de topo do mesmo. Esta disposição dos aparelhos, que a nível estrutural se assemelha ao de um encastramento, pode promover um comportamento indesejado e para o qual a estrutura não se encontra apta.

Contudo, caso a ação sísmica seja de tal modo elevada que o momento transversal induzido na secção de topo do pilar exceda o momento máximo que a restrição, promovida pelo alinhamento de apoios, consegue acomodar pode ocorrer a descompressão de um dos aparelhos. A partir deste momento o esforço axial é apenas transmitido por um dos apoios, e o pilar passa a ter um comportamento semelhante ao da direção longitudinal, uma vez que a restrição promovida pelo alinhamento de apoios deixa de existir.

Assim, e com a finalidade de ter em conta este fenómeno na obtenção de esforços nos pilares que sejam os mais próximos possíveis dos reais, pensou-se numa metodologia de análise que é seguidamente explicada.

Como cada pilar foi simulado por uma barra simples, que não representa o alinhamento de apoios, e com o objetivo de evitar uma análise não linear, pensou-se em estabelecer dois modelos.

No primeiro, que retrata a situação sem descompressão de apoios, liberta-se o momento longitudinal no topo dos pilares e impõe-se uma condição de encastramento na direção transversal. Ao correr este modelo obtém-se os esforços e com estes verificar-se-á se ocorre descompressão, para tal tomou-se o seguinte critério: Aquando da descompressão, o facto de o esforço axial ser transmitido por apenas um aparelho apoio promove um momento que se deve à excentricidade dos aparelhos,  $e$ , relativamente ao centro de gravidade da secção do pilar ( $e = 1,25/2 = 0,625m$ ). Este momento, encarado como o momento máximo que o alinhamento de apoios permite restringir, é igual a  $M_{m\acute{a}x} = N_{qp} \cdot e$ . Por forma, a verificar se ocorre descompressão, há que comparar o momento induzido pelo sismo na direção transversal,  $M_E$ , com o momento máximo a partir do qual ocorre a descompressão do apoio,  $M_{m\acute{a}x}$ . Caso  $M_E$  seja superior a  $M_{m\acute{a}x}$  ocorre descompressão de um dos aparelhos de apoio, o que implica uma alteração ao modelo de análise, passando-se desta forma ao segundo modelo.

O segundo modelo é semelhante ao primeiro, contudo nos pilares em que ocorre a descompressão terá de se libertar o momento correspondente a ações transversais no topo dos mesmos, pois a restrição promovida pelo alinhamento de aparelhos deixa de existir. Os pilares passam então a ter um comportamento semelhante em ambas as direções.

A Figura 6.5, mostra o comportamento idealizado dos pilares na direção transversal, ilustrando o anteriormente explicado.

A verde representa-se a situação cujo comportamento é avaliado pelo primeiro modelo de análise (antes da descompressão, caso ocorra), no qual os pilares apresentam um comportamento semelhante ao de uma barra bi-encastada.

Como foi dito, este comportamento apresenta um limite pois, caso o nível de ação sísmica seja tal que momento induzido,  $M_E$ , exceda o momento máximo,  $M_{máx}$ , ocorre descompressão de um dos apoios, passando o pilar a apresentar um comportamento idêntico ao de uma consola. Assim, a vermelho representa-se o comportamento avaliado pelo segundo modelo de análise (após descompressão, caso ocorra), onde o comportamento dos pilares é idêntico ao de uma consola.

No esquema mais à direita ilustra-se a conjugação dos dois comportamentos, que na realidade ocorrem de forma gradual conforme o nível da ação sísmica aumente, os esforços finais de dimensionamento devem ser obtidos como ilustrado no diagrama azul. Note-se que o momento fletor na secção de topo se encontra limitado a  $M_{máx} = N_{qp} \cdot e$ , pois a partir do instante da descompressão o pilar comporta-se como uma consola, ficando o momento fixado nesse valor.

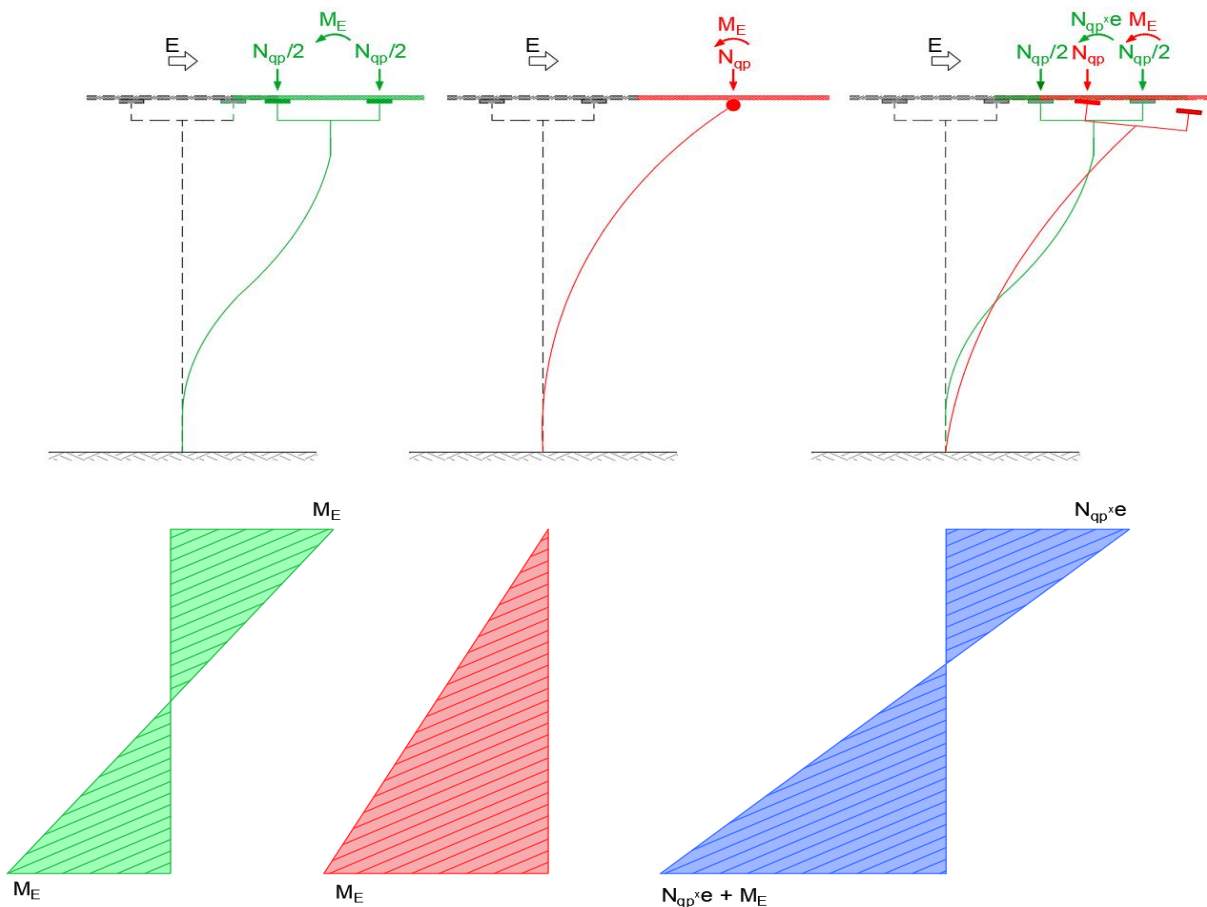


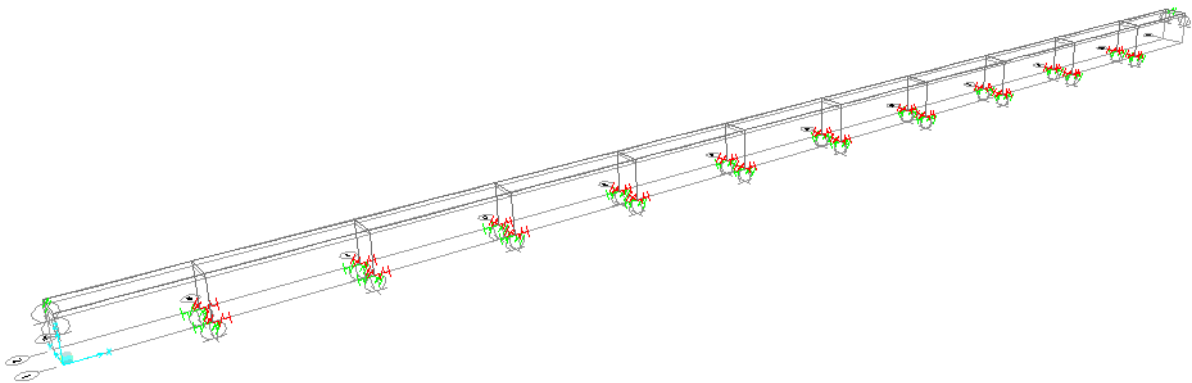
Figura 6.5. Esquema explicativo do procedimento de análise para a atuação do sismo transversal e esforços de flexão envolvidos na mesma

Em suma:

1. Inicia-se a análise com o primeiro modelo. Neste apenas é libertado no topo dos pilares o momento correspondente a ações longitudinais;
2. Comparar o momento transversal induzido nos pilares e verificar se este é superior a  $M_{máx} = N_{pilar} \cdot e$ ;
3. Para os pilares em que o ponto 2 se verifique, o modelo deve ser alterado, libertando-se o momento transversal;
4. Correr o modelo final para obtenção de esforços e deslocamentos para análise do viaduto;
5. Os esforços a utilizar na verificação de segurança dos pilares do viaduto devem ser obtidos considerando os dois modelos (ver 6.4.4).

Note-se que, apenas o facto de o esforço axial ser transmitido por um dos apoios poderia comprometer a integridade destes elementos, levando de imediato à decisão de intervenção. Como este facto foge do âmbito da dissertação, cujo principal objetivo se foca na análise sísmica dos pilares tendo por base os deslocamentos, este assunto não foi abordado procedendo-se apenas à análise dos elementos descrita anteriormente.

Por fim, e ainda no âmbito da construção do modelo refere-se que as fundações foram modeladas com recurso a um apoio simples e a molas de rotação, em ambos os eixos, e que têm em consideração a interação solo-estrutura. As rigidezes definidas para as molas simulam o comportamento entre as estacas e maciço de encabeçamento com o solo, e foram estimadas tendo por base os ensaios SPT e o método referido por Bowles (1992). Nos encontros foram também utilizados apoios elásticos, com o objetivo de considerar a rigidez associada a deslocamentos transversais. Note-se que longitudinalmente os encontros são móveis, não promovendo qualquer restrição aos deslocamentos, pelo que a rigidez dos apoios destes elementos, é nula nesta direção.



*Figura 6.6. Modelo de cálculo do viaduto em análise*

Concluído o modelo estrutural, foram introduzidas as ações de acordo com o explicitado no subcapítulo 6.3. Como se referiu, a resposta da estrutura às ações atuantes foi determinada recorrendo a uma análise elástica. Para avaliação dos efeitos da ação sísmica foi realizada uma análise modal por espectro de resposta.

De acordo com o prescrito no EC8-1, deve considerar-se que as componentes horizontais da ação sísmica atuam simultaneamente. Assim, os esforços e deformações, foram obtidos recorrendo às duas combinações seguintes:

$$Sismo_x = E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \quad (6.4)$$

$$Sismo_y = 0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (6.5)$$

Para efeito da combinação das respostas modais recorreu-se, conservativamente, à combinação quadrática completa (CQC).

Neste modelo, as características de rigidez dos diversos elementos estruturais foram definidas de acordo com o estabelecido na futura versão do EC8-3 e brevemente apresentada em 6.1.1 desta dissertação, este assunto será abordado em maior detalhe na secção seguinte.

#### 6.4.2 Rigidez efetiva dos pilares

Como se referiu em 5.6.1.1, e de acordo com o EC8-3, se a avaliação sísmica for efetuada com base em deslocamentos, os efeitos devem ser obtidos a partir de uma análise do modelo estrutural, no qual os elementos com um comportamento não linear são definidos com a rigidez efetiva. Para elementos com comportamento linear pode ser utilizada a rigidez não fendilhada.

No caso geral das pontes de betão armado, como já houve oportunidade de explicar, é expectável que os pilares apresentem um comportamento não linear aquando da atuação de um sismo de intensidade elevada, pelo que devem ser modelados considerando a rigidez efetiva.

O prescrito no EC8-3 indica que a rigidez efetiva de um elemento estrutural deve ser definida com base nos valores médios fornecidos pela expressão (6.6).

$$EI_{eff} = \frac{M_y L_v}{3\theta_y} \quad (6.6)$$

onde:

$M_y$  – Momento de cedência da secção do elemento em análise;

$\theta_y$  – Rotação de cedência da secção do elemento em análise;

$L_v$  – Vão de corte do elemento em análise considerado.

Refere-se que para efeitos de cálculo da rigidez efetiva dos pilares do viaduto, o vão de corte foi simplifadamente considerado igual ao comprimento dos mesmos, já a rotação de cedência foi calculada recorrendo à expressão (5.1), pelo que foi necessário aferir a curvatura e momento de cedência da secção do pilar, onde se prevê a formação da rótula plástica (neste caso a base do pilar).

Desta forma, para calcular  $M_y$  e  $\theta_y$  executou-se o modelo estrutural, por forma a obter o esforço normal,  $N_{Ed}$ , na base dos pilares, secção onde se formará a rotula plástica.

No cálculo de  $M_y$  e  $\theta_y$ , para o qual foi necessário ter em conta as propriedades materiais dos elementos, bem como a sua geometria e pormenorização de armaduras; recorreu-se a três alternativas: fórmulas analíticas, programa de cálculo de secções GaLa® e ao programa SAP2000®, este último dispõe de uma alternativa de cálculo de secções designada *Section Designer*. Após uma

comparação de resultados verificou-se a fiabilidade dos valores obtidos, uma vez que eram bastante próximos.

Observou-se que os valores obtidos recorrendo ao programa SAP2000® estavam compreendidos entre os valores obtidos por expressões analíticas e pelo GaLa®. Uma vez que o modelo foi também elaborado no SAP2000®, optou-se por utilizar esta metodologia de cálculo na globalidade da análise presente nesta dissertação.

Assim, recorrendo ao programa SAP2000® e à expressão (6.6) calculou-se a rigidez efetiva dos pilares do viaduto. Os valores obtidos são apresentados na Tabela 6.5 e Tabela 6.6, respetivamente para a direção longitudinal (eixo de menor inércia) e para a direção transversal (eixo de maior inércia).

Tabela 6.5. Cálculo da rigidez efetiva nos pilares, para o eixo de menor inércia, na secção da base

Pilar	$L_v$ [m]	$N_{Ed}$ [kN]	$\varnothing_y$ [m <sup>-1</sup> ]	$M_y$ [kNm]	$\theta_y$ [%]	$EI_{eff}$ [kNm <sup>2</sup> ]	$EI_I$ [kNm <sup>2</sup> ]	$r = \frac{EI_{eff}}{EI_I}$
P1	10,0	6428	0,004701	4039,5	1,929	698037	1720000	0,41
P2	10,0	6501	0,004712	4059,3	1,933	699989	1720000	0,41
P3	10,0	6470	0,004708	4050,9	1,932	699073	1720000	0,41
P4	10,0	6479	0,004709	4053,3	1,932	699354	1720000	0,41
P5	10,0	6477	0,004709	4052,8	1,932	699268	1720000	0,41
P6	10,0	6477	0,004709	4052,8	1,932	699268	1720000	0,41
P7	10,0	6479	0,004709	4053,3	1,932	699354	1720000	0,41
P8	10,0	6470	0,004708	4050,9	1,932	699073	1720000	0,41
P9	10,0	6501	0,004712	4059,3	1,933	699989	1720000	0,41
P10	10,0	6428	0,004701	4039,5	1,929	698037	1720000	0,41

Tabela 6.6. Cálculo da rigidez efetiva nos pilares, para o eixo de maior inércia, na secção da base

Pilar	$L_v$ [m]	$N_{Ed}$ [kN]	$\varnothing_y$ [m <sup>-1</sup> ]	$M_y$ [kNm]	$\theta_y$ [%]	$EI_{eff}$ [kNm <sup>2</sup> ]	$EI_I$ [kNm <sup>2</sup> ]	$r = \frac{EI_{eff}}{EI_I}$
P1	10,0	6428	0,001518	9172,6	0,867	3525253	14000000	0,25
P2	10,0	6501	0,001521	9218,3	0,869	3537548	14000000	0,25
P3	10,0	6470	0,001519	9198,8	0,868	3533568	14000000	0,25
P4	10,0	6479	0,001520	9204,4	0,868	3533966	14000000	0,25
P5	10,0	6477	0,001520	9203,2	0,868	3533505	14000000	0,25
P6	10,0	6477	0,001520	9203,2	0,868	3533505	14000000	0,25
P7	10,0	6479	0,001520	9204,4	0,868	3533966	14000000	0,25
P8	10,0	6470	0,001519	9198,8	0,868	3533568	14000000	0,25
P9	10,0	6501	0,001521	9218,3	0,869	3537548	14000000	0,25
P10	10,0	6428	0,001518	9172,6	0,867	3525253	14000000	0,25

Como se observa na última coluna das tabelas apresentadas acima, os valores obtidos para a rigidez efetiva, em ambos os eixos de flexão do pilar, são consideravelmente inferiores aos que poderiam ser utilizados caso a abordagem fosse a do fator  $q$ , ou seja, 50% ( $r = 0,5$ ).

De seguida, com a rigidez dos pilares corrigida executou-se novamente o modelo estrutural de acordo com o procedimento explicado na secção 6.4.1, por forma a obter os esforços e deslocamentos que serão alvos de análise estrutural do viaduto.

Na Tabela 6.7 apresenta-se a informação modal dos principais modos de vibração, que de acordo com o EC8-2, são aquelas cuja massa modal efetiva total seja de pelo menos 90%. As configurações modais correspondentes a estes modos, podem ser consultadas no Anexo 1.

*Tabela 6.7. Informação modal do viaduto*

Modo	Período, T (s)	Frequência, f (Hz)	U <sub>x</sub> (%)	U <sub>y</sub> (%)	Sum U <sub>x</sub> (%)	Sum U <sub>y</sub> (%)
1	3,58	0,28	0,95	0	0,95	0
2	0,94	1,06	0	0,81	0,95	0,81
3	0,88	1,14	0	0	0,95	0,81
4	0,77	1,30	0	0,12	0,95	0,93

A análise efetuada e apresentada de seguida apenas foi realizada para o sismo do tipo 1, pois como se concluiu em 6.3.3, este é condicionante em toda a extensão do espetro de resposta.

### 6.4.3 Análise e verificação dos pilares em rotação

Como prescrito no EC8-2, o deslocamento total a ter em conta na situação de projeto sísmico,  $d_{Ed}$ , e para o qual a estrutura deve ser projetada/verificada, é obtido pela seguinte expressão:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \Psi_2 d_T \quad (6.7)$$

onde:

$d_E$  – Deslocamento relativo à ação sísmica de projeto;

$d_G$  – Deslocamento relativo a ações permanentes e quase permanentes (retração, fluência e pré-esforço);

$d_T$  – Deslocamento relativo às variações de temperatura;

$\Psi_2$  – Fator de combinação para as ações quase permanentes associadas a variações de temperatura, que de acordo com o a EN 1990 dever ser tomar o valor de 0,5.

Os deslocamentos relativos às ações impostas e variações de temperatura,  $d_G + \Psi_2 d_T$ , foram contabilizados tendo em consideração a atuação de uma temperatura equivalente a todos os efeitos,  $\Delta T_{equi}$ . De acordo com a expressão (6.7) e com o explicado nas secções 6.3.1 e 6.3.2 obteve-se  $\Delta T_{equi}$  da seguinte forma:

$$\Delta T_{equi} = \Delta T_G + \Psi_2 \Delta T_T = (20^\circ\text{C} + 6^\circ\text{C}) + 0,5 \cdot 20^\circ\text{C} = 36^\circ\text{C}$$

onde:

$\Delta T_G$  – Temperatura equivalente aos efeitos das ações impostas (retração, fluência e pré-esforço);

$\Delta T_T$  – Temperatura equivalente aos efeitos de variações de temperatura.

Desta forma, o valor do deslocamento total a considerar na situação de projeto sísmico deve ser obtido somando os efeitos associados a atuação do sismo de projeto, juntamente com os associados a  $\Delta T_{equi}$ .

Ainda sobre os deslocamentos a ter em conta na avaliação estrutura, a norma refere que caso fosse utilizado o espectro de resposta de projeto na análise, os deslocamentos devido a ação sísmica de projeto,  $d_E$ , deveriam ser obtidos multiplicando os valores obtidos do modelo pelo coeficiente de ductilidade em deslocamento,  $\mu_\delta$ . Contudo como foi considerado o espectro de resposta elástico ( $q = 1$ ) esta questão não se coloca, e portanto, os valores a ter em consideração são os diretamente obtidos pelo programa de cálculo.

Na Tabela 6.8 apresentam-se os deslocamentos e rotações induzidos(as) em ambas as direções dos pilares, por atuação da ação sísmica do tipo 1. Note-se que os efeitos associados a deformações impostas e variações de temperatura apenas têm relevância na direção longitudinal.

Tabela 6.8. Deslocamentos e rotações nos pilares do viaduto calculados de acordo com a equação (6.7) para as duas combinações sísmicas consideradas

Pilar	Sismo Longitudinal (combinação Ex “+” 0.3Ey)				Sismo Transversal (combinação 0.3Ex “+” Ey)		
	$d_G + \Psi_2 d_T$ [m]	$d_{E,Long}$ [m]	$d_{Ed,Long}$ [m]	$\theta_{Ed,Long}$ [%]	$d_{E,Trans}$ [m]	$d_{Ed,Trans}$ [m]	$\theta_{Ed,Trans}$ [%]
P1	0,054	0,207	0,261	2,61	0,076	0,076	0,76
P2	0,042	0,206	0,249	2,49	0,118	0,118	1,18
P3	0,030	0,206	0,236	2,36	0,153	0,153	1,53
P4	0,018	0,206	0,224	2,24	0,181	0,181	1,81
P5	0,006	0,205	0,211	2,11	0,199	0,199	2,00
P6	0,006	0,205	0,211	2,11	0,199	0,199	2,00
P7	0,018	0,206	0,224	2,24	0,181	0,181	1,81
P8	0,030	0,206	0,236	2,36	0,153	0,153	1,53
P9	0,042	0,206	0,249	2,49	0,118	0,118	1,18
P10	0,054	0,207	0,261	2,61	0,076	0,076	0,76

Refere-se que o modelo de análise foi executado de acordo com o explicado em 6.4.1, uma vez que caso ocorra descompressão dos aparelhos de apoio o comportamento estrutural sofre uma alteração que tem impactos significativos nos deslocamentos e esforços de análise. Como tal verificou-se que ocorria descompressão dos aparelhos de apoio em todos os pilares, os cálculos relativos à avaliação deste fenómeno são apresentados no Anexo 2.

De seguida, e tendo como objetivo analisar a segurança dos pilares do viaduto, foi necessário calcular as capacidades de rotação destes elementos. Desta forma, o cálculo das rotações, de cedência e última, foi efetuado de acordo com o descrito no subcapítulo 5.6.2.1, utilizando para tal as expressões (5.1), (5.4), (5.5) e (5.6). Os valores de  $\phi_y$  e  $\phi_u$  necessários para aplicação das expressões, foram obtidos recorrendo à opção de cálculo *Section Designer* do programa SAP2000®.

Ao analisar a pormenorização das armaduras dos pilares verifica-se que a disposição e a quantidade de armadura transversal não satisfazem os requisitos definidos no EC8-2, que permitem explorar a ductilidade na resposta à ação sísmica, ou seja, o confinamento não é eficaz. Esta questão toma especial relevância na obtenção do valor de curvatura última, sendo necessário avaliar o nível de confinamento presente na secção em análise. Pelo que foi anteriormente explicado, considerou-se que este era baixo e, como tal, tomou-se para a extensão última do betão o valor de 0,0035.



A Tabela 6.9 e a Tabela 6.10 resumem os parâmetros obtidos e necessários para a verificação da segurança relativamente à capacidade de rotação dos pilares, em ambas as direções. Os cálculos preliminares envolvidos encontram-se apresentados no Anexo 3.

Note-se que os valores apresentados para a rotação de cedência,  $\theta_y$ , da secção na direcção transversal são distintos dos apresentados na Tabela 6.6, utilizados no cálculo da rigidez efetiva dos pilares. A razão para tal está relacionada com o facto de anteriormente se ter considerado, simplifadamente, que o vão de corte era igual ao comprimento do pilar, quando na realidade devido à restrição da rotação imposta pelo alinhamento transversal de aparelhos de apoio, é menor.

*Tabela 6.9. Capacidades de rotação longitudinais dos pilares na secção da base*

Pilar	$L_v$ [m]	$\varnothing_y$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_y$ [%]	$\varnothing_u$ [m <sup>-1</sup> ]	Modelo empírico		Modelo físico	
					$\theta_{u,pl}$ [%]	$\theta_u$ [%]	$\theta_{u,pl}$ [%]	$\theta_u$ [%]
P1	10,0	0,004701	1,929	0,02963	3,971	5,900	1,373	3,301
P2	10,0	0,004712	1,933	0,02957	3,962	5,895	1,369	3,302
P3	10,0	0,004708	1,932	0,02960	3,966	5,897	1,370	3,302
P4	10,0	0,004709	1,932	0,02959	3,965	5,897	1,370	3,302
P5	10,0	0,004709	1,932	0,02959	3,965	5,897	1,370	3,302
P6	10,0	0,004709	1,932	0,02959	3,965	5,897	1,370	3,302
P7	10,0	0,004709	1,932	0,02959	3,965	5,897	1,370	3,302
P8	10,0	0,004708	1,932	0,02960	3,966	5,897	1,370	3,302
P9	10,0	0,004712	1,933	0,02957	3,962	5,895	1,369	3,302
P10	10,0	0,004701	1,929	0,02963	3,971	5,900	1,373	3,301

*Tabela 6.10. Capacidades de rotação transversais dos pilares na secção da base*

Pilar	$L_v$ [m]	$\varnothing_y$ [m <sup>-1</sup> ]	$\theta_y$ [%]	$\varnothing_u$ [m <sup>-1</sup> ]	Modelo empírico		Modelo físico	
					$\theta_{u,pl}$ [%]	$\theta_u$ [%]	$\theta_{u,pl}$ [%]	$\theta_u$ [%]
P1	5,1	0,001518	0,642	0,007829	2,505	3,147	0,596	1,237
P2	6,8	0,001521	0,717	0,007782	2,766	3,483	0,681	1,399
P3	7,5	0,001519	0,656	0,007802	2,870	3,526	0,723	1,379
P4	7,9	0,001520	0,675	0,007796	2,922	3,596	0,743	1,417
P5	8,1	0,001520	0,683	0,007797	2,945	3,628	0,752	1,436
P6	8,1	0,001520	0,683	0,007797	2,945	3,628	0,752	1,436
P7	7,9	0,001520	0,675	0,007796	2,922	3,596	0,743	1,417
P8	7,5	0,001519	0,656	0,007802	2,870	3,526	0,723	1,379
P9	6,8	0,001521	0,717	0,007782	2,766	3,483	0,681	1,399
P10	5,1	0,001518	0,642	0,007829	2,505	3,147	0,596	1,237

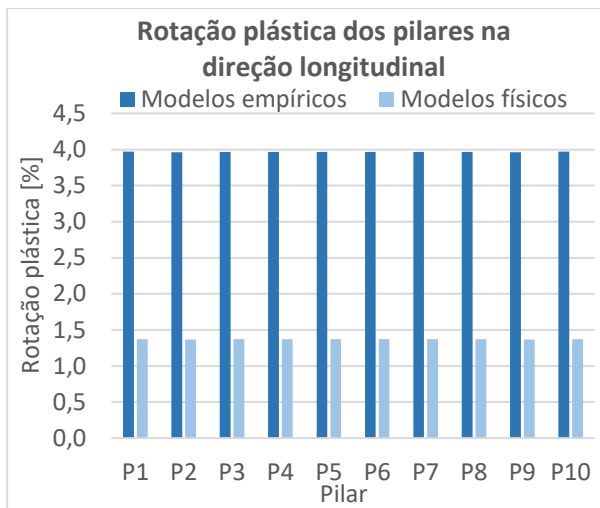


Figura 6.7. Rotação plástica na direção longitudinal (modelo empírico vs modelo físico)

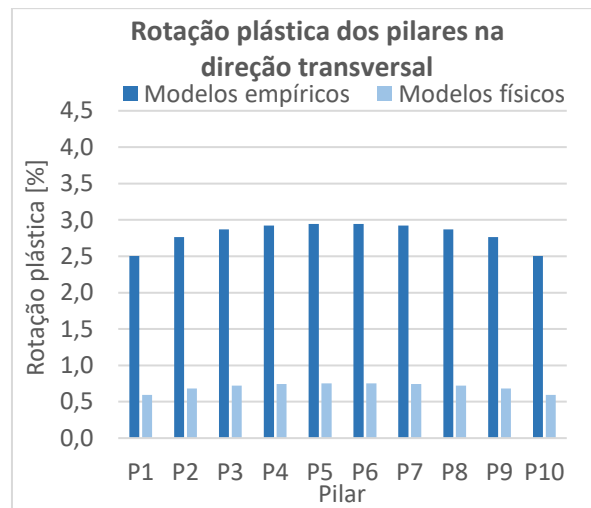


Figura 6.8. Rotação plástica na direção transversal (modelo empírico vs modelo físico)

Como se observa nas colunas 6 e 8 da Tabela 6.9 e Tabela 6.10, e ilustrado na Figura 6.7 e Figura 6.8, existe uma grande discrepância entre os valores de rotação plástica obtidos por modelos empíricos e por modelos físicos.

Em média, na direção longitudinal dos pilares, a rotação plástica obtida por modelos empíricos é cerca de 3 vezes superior à obtida por modelos físicos, já na direção transversal a diferença atinge o quádruplo.

Apesar de as fórmulas com base em modelos físicos terem algumas vantagens, como levar ao conhecimento de alguns parâmetros que nos permitem ter uma ideia mais apurada do caso em análise, como é o exemplo da curvatura última, o facto anteriormente ilustrado evidencia que esta alternativa é demasiado conservativa. Por outro lado, os modelos empíricos fornecem, geralmente, valores mais próximos do comportamento real dos elementos em análise, uma vez que são expressões calibradas e ajustadas aos resultados de diversos ensaios experimentais. Desta forma, optou-se por utilizar na verificação de segurança dos pilares, as capacidades máximas de rotação obtidas por modelos empíricos.

Por fim, pode realizar-se a verificação de segurança uma vez que já temos todos os parâmetros necessários calculados.

De acordo com o explicado no subcapítulo 5.6.3.1, para a verificação dos três estados limites em análise, as resistências calculadas, neste caso as capacidades de rotação dos elementos, deverão ser minoradas de fatores de segurança. Estes dependem do nível de conhecimento da estrutura e do estado limite a verificar. Assumiu-se que o nível de conhecimento relativo às pormenorizações e quantidades de armaduras (KLD – *Knowledge Level of construction Details*) era do nível 3, ou seja, o mais alto, que está associado a um fator parcial de segurança mais baixo. Ao aplicar as expressões (5.27), (5.28) e (5.29) em concordância com nível de conhecimento definido, obtém-se as capacidades máximas dos elementos para a verificação de cada estado limite.

Do ponto de vista das ações é necessário adaptar os valores de rotação induzidas pela ação sísmica de referência,  $\theta_{Ed}$ , obtidos diretamente do modelo, ao estado limite requerido, cujos períodos

de retorno são distintos de 475 anos. Para tal dever-se-á multiplicar a aceleração máxima de referência pelos coeficientes adequados, apresentados na coluna 2 da Tabela 5.5.

Por questões de simplicidade computacional e até de apresentação de resultados, no modelo apenas foi introduzida a ação sísmica com período de retorno de referência. Os resultados provenientes deste, apresentados na Tabela 6.8, foram posteriormente multiplicados pelo coeficiente adequado ao estado limite. Note-se que de facto, multiplicar a aceleração por um determinado fator ou o efeito produzido pela mesma, dará exatamente o mesmo valor pois a análise é linear. Na Tabela 6.11 e Tabela 6.12 apresenta-se a verificação de segurança dos pilares à flexão, em termos de capacidade de rotação, em cada um dos três estados limites:

Tabela 6.11. Verificação de segurança dos pilares à flexão, em termos de capacidade de rotação, para a combinação sísmica longitudinal

Pilar	$\theta_{Ed}$ [%]	EL Colapso Iminente			EL Danos Severos			EL Limitação de Danos		
		$\theta_{Ed}^{NC}$ [%]	$\theta_{NC}$ [%]	Verificação	$\theta_{Ed}^{SD}$ [%]	$\theta_{SD}$ [%]	Verificação	$\theta_{Ed}^{DL}$ [%]	$\theta_{DL}$ [%]	Verificação
				$\theta_{Ed}^{NC} \leq \theta_{NC}$			$\theta_{Ed}^{SD} \leq \theta_{SD}$			$\theta_{Ed}^{DL} \leq \theta_{DL}$
P1	2,61	4,23	3,81	✗	1,96	1,95	✗	0,76	1,38	✓
P2	2,49	4,03	3,80	✗	1,86	1,95	✓	0,72	1,38	✓
P3	2,36	3,83	3,80	✗	1,77	1,95	✓	0,69	1,38	✓
P4	2,24	3,63	3,80	✓	1,68	1,95	✓	0,65	1,38	✓
P5	2,11	3,42	3,80	✓	1,59	1,95	✓	0,61	1,38	✓
P6	2,11	3,42	3,80	✓	1,59	1,95	✓	0,61	1,38	✓
P7	2,24	3,63	3,80	✓	1,68	1,95	✓	0,65	1,38	✓
P8	2,36	3,83	3,80	✗	1,77	1,95	✓	0,69	1,38	✓
P9	2,49	4,03	3,80	✗	1,86	1,95	✓	0,72	1,38	✓
P10	2,61	4,23	3,81	✗	1,96	1,95	✗	0,76	1,38	✓

Tabela 6.12. Verificação de segurança dos pilares à flexão, em termos de capacidade de rotação, para a combinação sísmica transversal

Pilar	$\theta_{Ed}$ [%]	EL Colapso Iminente			EL Danos Severos			EL Limitação de Danos		
		$\theta_{Ed}^{NC}$ [%]	$\theta_{NC}$ [%]	Verificação	$\theta_{Ed}^{SD}$ [%]	$\theta_{SD}$ [%]	Verificação	$\theta_{Ed}^{DL}$ [%]	$\theta_{DL}$ [%]	Verificação
				$\theta_{Ed}^{NC} \leq \theta_{NC}$			$\theta_{Ed}^{SD} \leq \theta_{SD}$			$\theta_{Ed}^{DL} \leq \theta_{DL}$
P1	0,76	1,23	2,03	✓	0,57	1,04	✓	0,22	0,46	✓
P2	1,18	1,91	2,25	✓	0,89	1,15	✓	0,34	0,51	✓
P3	1,53	2,47	2,27	✗	1,14	1,17	✓	0,44	0,47	✓
P4	1,81	2,93	2,32	✗	1,36	1,19	✗	0,52	0,48	✗
P5	2,00	3,24	2,34	✗	1,50	1,20	✗	0,58	0,49	✗
P6	2,00	3,24	2,34	✗	1,50	1,20	✗	0,58	0,49	✗
P7	1,81	2,93	2,32	✗	1,36	1,19	✗	0,52	0,48	✗
P8	1,53	2,47	2,27	✗	1,14	1,17	✓	0,44	0,47	✓
P9	1,18	1,91	2,25	✓	0,89	1,15	✓	0,34	0,51	✓
P10	0,76	1,23	2,03	✓	0,57	1,04	✓	0,22	0,46	✓

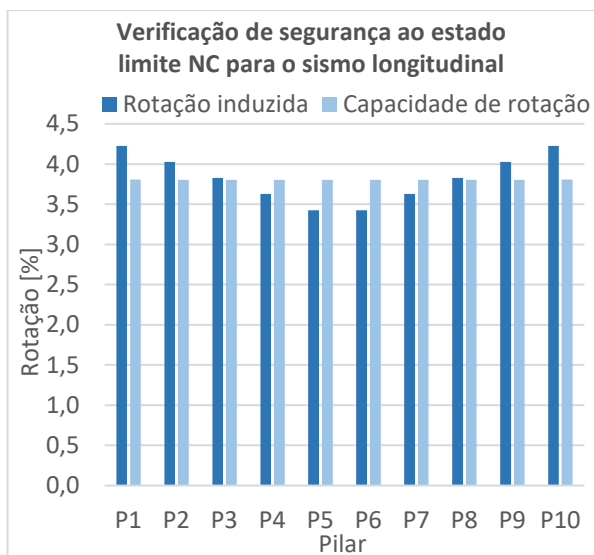


Figura 6.9. Verificação de segurança dos pilares em rotação no estado limite de colapso iminente para a combinação sísmica longitudinal

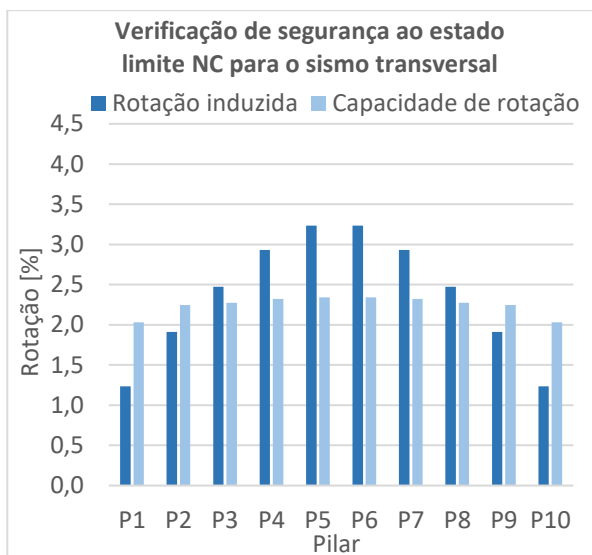


Figura 6.10. Verificação de segurança dos pilares em rotação no estado limite de colapso iminente para a combinação sísmica transversal

Como se pode constatar na Tabela 6.11 e Tabela 6.12 e ilustrado na Figura 6.9 e Figura 6.10, relativamente ao estado limite de colapso iminente, nenhum dos pilares verifica a segurança simultaneamente às duas combinações sísmicas. Desta forma, será necessário reforçar todos os pilares.

É interessante observar que as duas combinações sísmicas se complementam relativamente à demonstração da inviabilidade dos pilares. Isto é, os únicos pilares que verificam a segurança relativamente à combinação sísmica transversal, revelam-se críticos na combinação longitudinal e vice-versa. Contudo, este fenómeno de complementaridade tem razões explicativas bastante distintas nas duas ações, e que são expostas de seguida.

Relativamente à combinação sísmica longitudinal, verifica-se que os pilares em risco são os próximos das extremidades, o que sucede devido aos deslocamentos com origem em deformações impostas e variações temperaturas ( $d_G + \Psi_2 d_T$ ), sem estas a segurança seria verificada. A ação sísmica longitudinal induz deslocamentos semelhantes em todos os pilares devido à compatibilidade promovida pelo tabuleiro, contudo, o mesmo não sucede com os efeitos associados a deformações impostas e variações temperaturas, uma vez que estes (com maior ênfase as variações de temperatura) são cumulativos do centro para as extremidades do tabuleiro, “arrastando” os pilares consigo. Assim, os pilares de extremidade apresentarão os maiores deslocamentos,

Por outro lado, a combinação sísmica transversal induz deslocamentos superiores nos pilares centrais, o que sucede devido ao efeito associado à limitação de movimentos transversais imposta pelos encontros. Note-se que os efeitos associados a deformações impostas e variações de temperaturas são desprezáveis nesta direção.

#### 6.4.4 Análise e verificação dos pilares ao corte

Como se explicou no subcapítulo 5.6.3, é necessário, em primeira instância, verificar se a rotação induzida pela ação sísmica é superior à rotação de cedência, ou seja, se existe possibilidade de formação de rótula plástica. Como se pode constatar da observação da Tabela 6.8, Tabela 6.9 e Tabela 6.10, e ilustrado na Figura 6.11 e Figura 6.12, a rotação induzida pela ação sísmica é tal que pode levar à formação de rótula plástica em todos os pilares ( $\theta_{Ed} \geq \theta_y$ ).

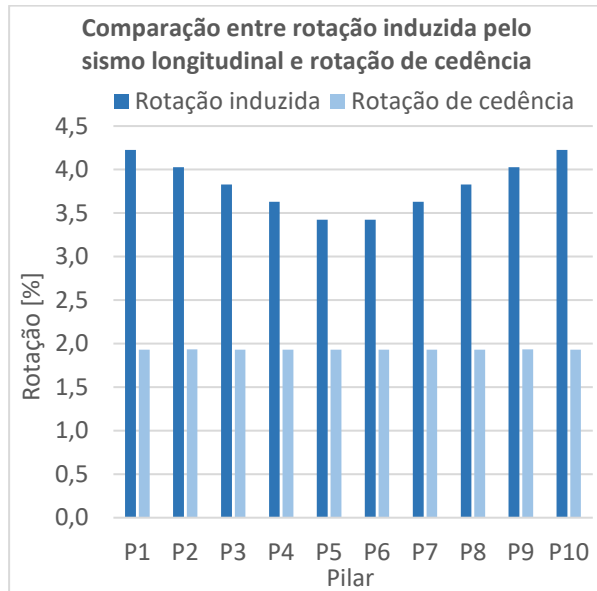


Figura 6.11. Comparação entre rotação induzida pela combinação sísmica longitudinal e rotação de cedência

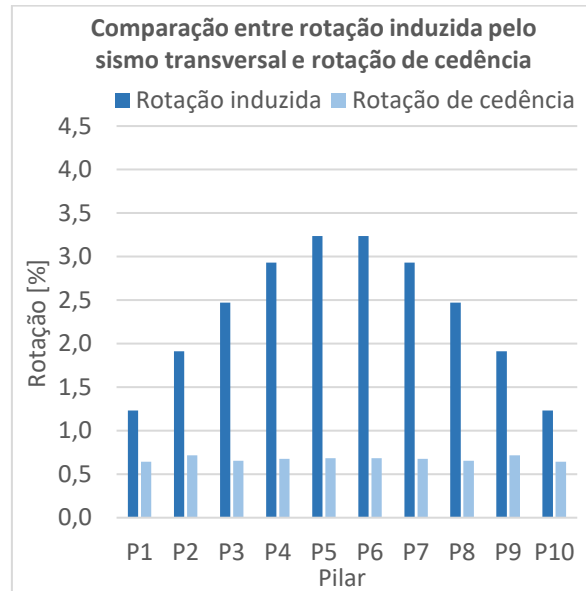


Figura 6.12. Comparação entre rotação induzida pela combinação sísmica transversal e rotação de cedência

Contudo, a rótula plástica só se formará caso não ocorra rotura prévia ao corte, ou seja, caso o esforço transversal atuante no instante da cedência ( $V_y = M_y/L_v$ ) seja inferior ao esforço transversal resistente da secção em regime elástico ( $V_y \leq V_{Rd}^{EC2-1}$ ). Caso as condições para a formação de rótula plástica se reúnam, a verificação deve ser efetuada considerando o esforço transversal atuante,  $V_{Ed}$ , calculado de acordo com o *Capacity Design*, e o esforço transversal resistente da secção em regime plástico ( $V_{Ed} \leq V_{Rd}^{EC8-3}$ ).

Na Tabela 6.13 e Tabela 6.14 apresentam-se, resumidamente, as resistências ao corte dos pilares, calculadas de acordo com o subcapítulo 5.6.2.2. Para o cálculo da resistência ao corte em regime elástico, obtida de acordo com o EC2-1, utilizou-se a expressão (5.18). Por sua vez, no cálculo da resistência ao corte em regime plástico, obtida de acordo com o EC8-3, utilizou-se a expressão (5.26). Os cálculos intermédios envolvidos na obtenção das resistências apresentadas de seguida estão disponíveis no Anexo 4.

A secção do pilar e a armadura transversal permanecem constantes ao longo do comprimento do mesmo, contudo ocorre uma dispensa de armadura longitudinal a meia altura, reduzindo-se a mesma para metade. Desta forma, os valores de resistência ao corte em regime elástico são ligeiramente distintos entre a secção da base e do topo, além deste facto variam, logicamente, consoante a direção do pilar a avaliar.

Tabela 6.13. Resistência do pilar ao corte em regime elástico ( $V_{Rd}^{EC2-1}$ )

	Secção da Base	Secção do Topo
$V_{Rd,Longitudinal}^{EC2-1}$ [kN]	1350,3	1234,8
$V_{Rd,Transversal}^{EC2-1}$ [kN]	1343,5	1239,4

Nota 3: O cálculo detalhado do esforço transversal resistente de acordo com a expressão (5.18) é apresentado no Anexo 4. Refere-se que, para efeitos práticos de verificação de segurança ao corte, a resistência será considerada igual a 1234,8kN e 1239,4kN, respetivamente para a direção longitudinal e transversal.

Relativamente ao cálculo da resistência ao corte em regime plástico, note-se que estão envolvidos os valores do esforço axial,  $N_{Ed}$ , e o vão de corte,  $L_v$ . Como ambos variam nos pilares, o valor de  $V_{Rd}^{EC8-3}$  será distinto para cada um destes elementos. Na direção longitudinal os valores da resistência ao corte são muito semelhantes uma vez que o vão de corte é igual em todos (10m) e apenas varia, de forma pouco significativa, o esforço normal. Contudo, na direção transversal ocorre uma variação considerável de  $L_v$ , o que promove valores marcadamente distintos para  $V_{Rd}^{EC8-3}$ .

Tabela 6.14. Resistência dos pilares ao corte em regime plástico ( $V_{Rd}^{EC8-3}$ ), de acordo com a expressão (5.26)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
$V_{Rd,Longitudinal}^{EC8-3}$ [kN]	483,2	484,8	484,2	484,3	484,3	484,3	484,3	484,2	484,8	483,2
$V_{Rd,Transversal}^{EC8-3}$ [kN]	1071,8	869,4	801,9	773,6	760,9	760,9	773,6	801,9	869,4	1071,8

Calculadas as resistências ao corte, em regime elástico e plástico, pretende-se apurar se ocorre uma rotura prematura ao corte e, que desta forma, impossibilite a formação de rótula plástica na base dos pilares. Na Tabela 6.15 apresenta-se a verificação em causa, concluindo-se que existe impossibilidade de formação de rótula plástica nos pilares P1, P2, P9 e P10 na direção transversal, pois ocorre rotura prematura frágil na base dos pilares, na direção transversal.

Tabela 6.15. Verificação de segurança relativamente a roturas frágeis ao corte em regime elástico (inviabilizando a formação de rótula plástica)

Pilar	Direção Longitudinal				Direção Transversal			
	$M_y$ [kNm]	$V_y$ [kN]	$V_{Rd}^{EC2-1}$ [kN]	Verificação $V_y \leq V_{Rd}^{EC2-1}$	$M_y$ [kNm]	$V_y$ [kN]	$V_{Rd}^{EC2-1}$ [kN]	Verificação $V_y \leq V_{Rd}^{EC2-1}$
P1	4039,5	404,0	1234,8	✓	9172,6	1803,7	1239,4	✗
P2	4059,3	405,9		✓	9218,3	1357,0		✗
P3	4050,9	405,1		✓	9198,8	1221,3		✓
P4	4053,3	405,3		✓	9204,4	1161,0		✓
P5	4052,8	405,3		✓	9203,2	1134,6		✓
P6	4052,8	405,3		✓	9203,2	1134,6		✓
P7	4053,3	405,3		✓	9204,4	1161,0		✓
P8	4050,9	405,1		✓	9198,8	1221,3		✓
P9	4059,3	405,9		✓	9218,3	1357,0		✗
P10	4039,5	404,0		✓	9172,6	1803,7		✗

Apesar de já se ter concluído que alguns pilares não verificam a segurança na direção transversal, o que leva de imediato a uma intervenção estrutural, é necessário averiguar o esforço transversal a que o pilar estaria sujeito caso se formasse rótula plástica, uma vez que, caso se opte

por um reforço da secção, este deverá ser dimensionado por forma a que: numa primeira fase o pilar forme rótula plástica e, após a formação da rótula plástica, tenha resistência suficiente para suportar os esforços de corte induzidos pela ação sísmica.

Nos pilares em que existe capacidade de formação de rótula plástica na base e não ocorre rotura prévia ao corte, é ainda necessário verificar a segurança aos mecanismos frágeis em regime plástico. Desta forma, a verificação ao corte nas zonas críticas deverá ser efetuada de acordo com o EC8-3, fora destas o pilar mantém-se em regime elástico, pelo que a verificação deverá ser efetuada com o prescrito no EC2-1.

O esforço transversal atuante deve ser obtido de acordo com os princípios de dimensionamento por capacidade real. Este tem como objetivo a prevenção relativamente à ocorrência de roturas frágeis associadas a mecanismos de corte, promovendo que a rotura seja dúctil e associada a um mecanismo de flexão. Assim, nas zonas críticas onde se espera a formação da rótula plástica, a resistência ao corte deve ser tal, que o mecanismo de esforço transversal se mantenha em fase elástica. Desta forma, o máximo esforço transversal atuante é obtido por equilíbrio considerando o desenvolvimento de momentos  $M_o$ , atuantes na extremidade, ou nas extremidades, do pilar, dados pelos momentos resistentes,  $M_{Rd}$ , associados à formação de rótulas plásticas afetados de um fator de sobrerresistência,  $\gamma_o$ .

Devido à maior fiabilidade a garantir na formação de rótulas plásticas em pontes, associada à menor redundância deste tipo de estruturas, o EC8-2 refere que fator de sobrerresistência deve ser afetado de um coeficiente de majoração,  $\alpha_c$ , dado pela expressão (5.32), caso o nível de esforço axial dos pilares o justifique. O coeficiente  $\alpha_c$  traduz o efeito do confinamento da secção que promove um aumento da resistência à flexão. Como já houve oportunidade de verificar, a quantidade e disposição de armadura transversal não satisfaz os requisitos definidos no EC8-2, pelo que o confinamento é insuficiente para que se explore a ductilidade na resposta à ação sísmica. Desta forma o fator de sobrerresistência não deve ser majorado e, portanto, deve utilizar-se apenas o valor de 1,35 (EC8-2).

Considerando que ocorre descompressão de todos os apoios na direção transversal, o momento no topo dos mesmos fica fixado em  $M_{max} = N_{Ed} \cdot e$ , já na base aquando da formação da rótula plástica, desenvolver-se-á o momento resistente,  $M_{Rd}$ . Desta forma, o esforço transversal atuante nesta direção é obtido da seguinte forma:

$$V_{Ed,Transversal} = \frac{\gamma_o \cdot M_{Rd,Transversal} + N_{Ed} \cdot e}{H} \quad (6.8)$$

onde:

$V_{Ed,Transversal}$  – Esforço transversal atuante na direção transversal;

$\gamma_o$  – Fator de sobrerresistência (1,35);

$M_{Rd,Transversal}$  – Momento resistente da secção da base do pilar na direção transversal;

$N_{Ed}$  – Esforço axial atuante;

$e$  – Excentricidade dos aparelhos de apoio;

$H$  – Altura dos pilares.

Na direção longitudinal, uma vez que o pilar apresenta sempre um comportamento idêntico ao de uma barra encastrada, no cálculo do esforço transversal atuante há apenas que considerar o momento resistente desenvolvido na base do elemento:

$$V_{Ed,Longitudinal} = \frac{\gamma_o \cdot M_{Rd,Longitudinal}}{H} \quad (6.9)$$

onde:

$V_{Ed,Longitudinal}$  – Esforço transverso atuante na direção longitudinal;

$M_{Rd,Longitudinal}$  – Momento resistente da secção da base do pilar na direção longitudinal.

Na Tabela 6.16 e Tabela 6.17, apresentam-se os valores de esforço transverso atuante, bem como os valores do esforço transverso resistente em regime elástico (a utilizar na verificação fora das zonas críticas) e em regime plástico, em ambas as direções. Este último, de acordo com a filosofia do EC8-3, terá ainda de ser reduzido de um fator parcial de segurança, de acordo com a expressão (5.30). Assumindo que o nível de conhecimento é o mais elevado o fator parcial de segurança a utilizar é 1,4.

Como se observa nas tabelas e figuras seguintes, nenhum dos pilares verifica longitudinalmente a segurança ao corte em regime plástico, e, caso transversalmente os pilares não apresentassem rotura prematura ao corte, também não se verificaria a resistência ao corte em regime plástico nessa direção.

Tabela 6.16. Verificação da segurança ao corte de acordo com o EC8-3 para a atuação do sismo longitudinal

Pilar	$V_{Ed,Long}$ [kN]	$V_{Rd,Long}^{EC8-3(NC)}$ [kN]	$V_{Rd,Long}^{EC2-1}$ [kN]	Verificações	
				$V_{Ed} \leq V_{Rd}^{EC8-3}$	$V_{Ed} \leq V_{Rd,Base}^{EC2-1}$
P1	687,5	345,2	1234,8	✗	✓
P2	688,7	346,3		✗	✓
P3	688,2	345,8		✗	✓
P4	688,4	346,0		✗	✓
P5	688,3	345,9		✗	✓
P6	688,3	345,9		✗	✓
P7	688,4	346,0		✗	✓
P8	688,2	345,8		✗	✓
P9	688,7	346,3		✗	✓
P10	687,5	345,2		✗	✓

Tabela 6.17. Verificação da segurança ao corte de acordo com o EC8-3 para a atuação do sismo transversal

Pilar	$V_{Ed,Trans}$ [kN]	$V_{Rd,Trans}^{EC8-3(NC)}$ [kN]	$V_{Rd,Trans}^{EC2-1}$ [kN]	Verificações	
				$V_{Ed} \leq V_{Rd}^{EC8-3}$	$V_{Ed} \leq V_{Rd}^{EC2-1}$
P1	2062,7	765,5	1239,4	✗	✗
P2	2070,1	621,0		✗	✗
P3	2067,1	572,8		✗	✗
P4	2067,8	552,6		✗	✗
P5	2067,6	543,5		✗	✗
P6	2067,6	543,5		✗	✗
P7	2067,8	552,6		✗	✗
P8	2067,1	572,8		✗	✗
P9	2070,1	621,0		✗	✗
P10	2062,7	765,5		✗	✗



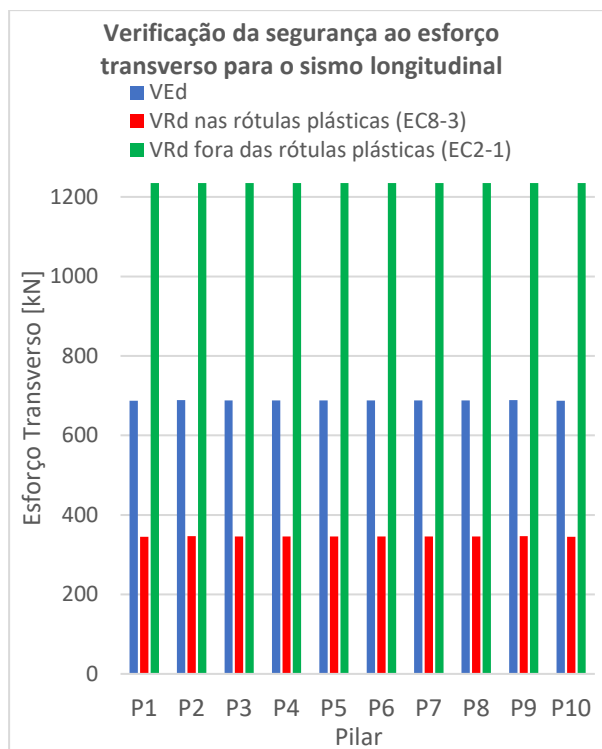


Figura 6.13. Verificação de segurança ao esforço transverso para a combinação sísmica longitudinal

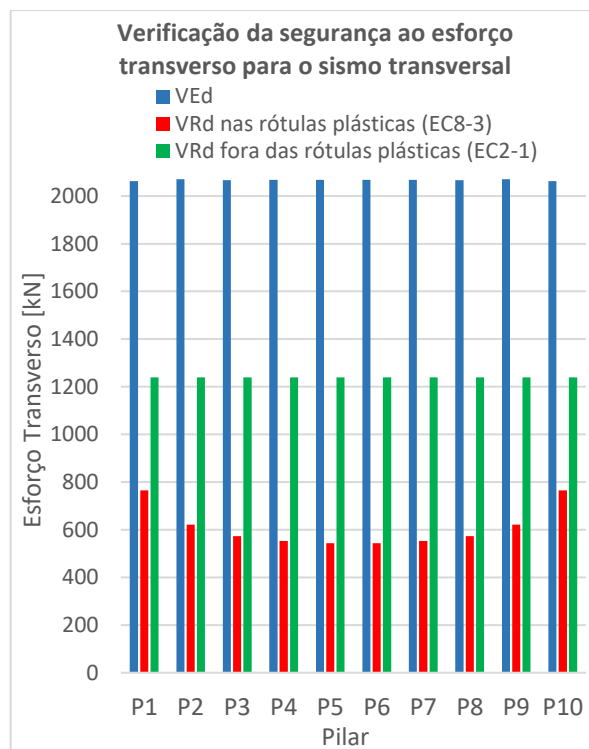


Figura 6.14. Verificação de segurança ao esforço transverso para a combinação sísmica transversal

Com intuito de abordar a questão da intervenção estrutural a tomar, é de toda a relevância, observar que, na direção transversal, além de os pilares não verificarem a segurança nas secções de formação de rótula plástica, também não a verificam fora da zona crítica, ou seja, em toda a extensão do pilar. Este fato leva a que o reforço não seja apenas necessário na base, mas sim em todo o elemento.

#### 6.4.5 Análise comparativa dos valores de capacidade obtidos através na atual e futura versão do EC8-3

Como se referiu no subcapítulo 5.6.3.1 a futura versão do EC8-3 apresenta algumas diferenças relativamente à versão atual, nomeadamente na filosofia de cálculo das capacidades resistentes dos elementos, em termos de deslocamentos e forças, bem como no procedimento de verificação dos estados limites. Por esta razão, achou-se conveniente efetuar os cálculos de capacidade resistente dos pilares do viaduto em estudo de acordo com a atual versão do EC8-3 e compará-los com os obtidos pela futura versão (apresentados em 6.4.3 e 6.4.4). Esta análise tem como principal objetivo apurar em termos práticos a significância das alterações efetuadas entre as duas versões da norma.

Por forma a possibilitar uma comparação coerente entre as capacidades resistentes calculadas através das duas versões da norma, considerou-se, em conformidade com o efetuado anteriormente, que para o cálculo recorrendo à versão atual, o nível de conhecimento da estrutura era o mais elevado, ao qual corresponde um fator de confiança (CF) de valor 1,0.

De seguida, na Figura 6.15, Figura 6.16, Figura 6.17 e Figura 6.18 expõem-se os valores obtidos para a capacidade máxima de rotação e para o esforço transversal resistente calculados de acordo com a versão atual e futura do EC8-3.

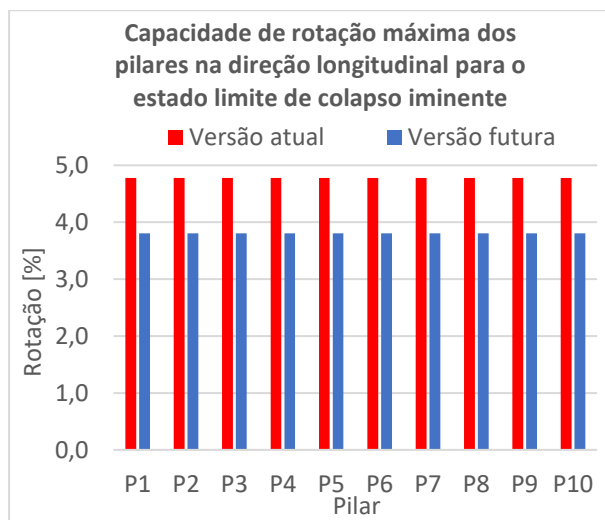


Figura 6.15. Capacidade de rotação máxima dos pilares na direção longitudinal para o estado limite de colapso iminente

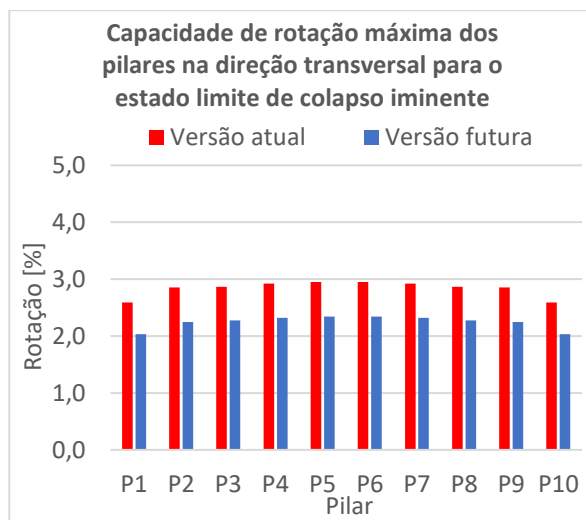


Figura 6.16. Capacidade de rotação máxima dos pilares na direção transversal para o estado limite de colapso iminente

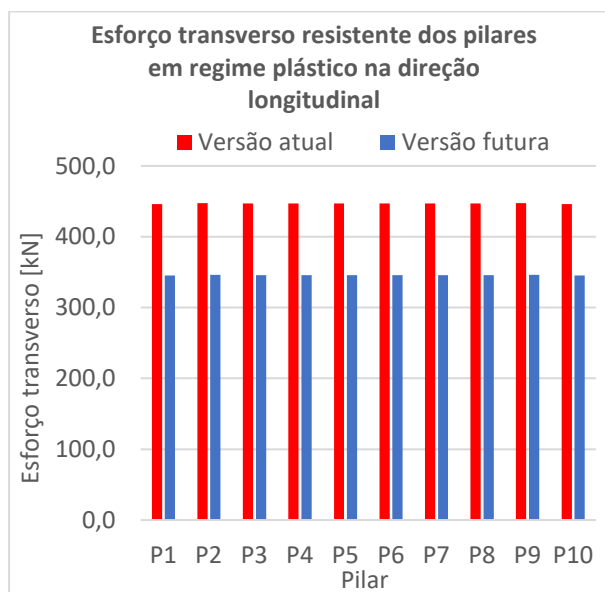


Figura 6.17. Esforço transversal resistente dos pilares em regime plástico na direção longitudinal

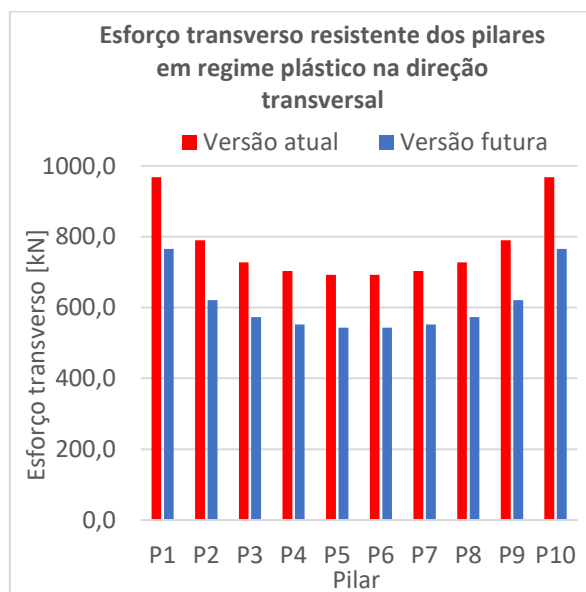


Figura 6.18. Esforço transversal resistente dos pilares em regime plástico na direção transversal

Como se percebe dos gráficos anteriormente apresentados a futura versão EC8-3 fornece valores de capacidades resistentes inferiores, tanto em termos de deslocamentos como em termos de forças, o que revela uma filosofia mais conservativa por parte da nova versão da norma.

## 6.5 Discussão e escolha da intervenção estrutural

Como foi abordado no capítulo 3, podem efetuar-se intervenções estruturais de duas naturezas distintas:

1. Atuar do lado da resistência reforçando os elementos estruturais, recorrendo-se para tal ao encamisamento de secções (betão armado, chapas metálicas ou FRP's), aumentando desta forma a sua resistência em termos de forças e deslocamentos;
2. Atuar do lado da ação utilizando dispositivos que permitam reduzir os efeitos, neste caso devidos à ação sísmica, atuantes nos elementos estruturais que não verificam a segurança.

Como se mostrou nos subcapítulos 6.4.3 e 6.4.4 os pilares não verificam a segurança em termos de capacidade de rotação e de resistência ao corte. Por esta razão, ao tomar a primeira alternativa de intervenção será necessário reforçar os pilares para que estes aumentem a resistência em termos de deslocamentos e forças.

O reforço para aumento de capacidade de rotação dos pilares é conseguido recorrendo ao confinamento da secção da base do pilar. Na Figura 6.19 ilustra-se a eficácia do confinamento de uma secção retangular recorrendo a mantas de FRP, que sabemos ser uma técnica simples que permite alcançar bons resultados no aumento da ductilidade dos elementos.

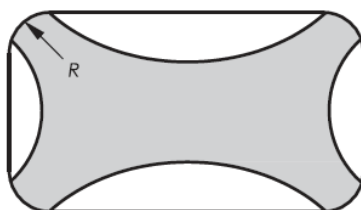


Figura 6.19. Confinamento de uma secção recorrendo ao encamisamento de mantas de FRP's, [5]

A área a cinzento representa a área efetivamente confinada, que contribui para o aumento da ductilidade do elemento. O EC8-3 propõe a seguinte expressão de cálculo que representa o fator de eficácia do confinamento,  $\alpha_f$ , em secções retangulares, que nada mais é que a razão entre a área confinada (a cinzento) e a área total da secção do elemento.

$$\alpha_f = 1 - \frac{(b_x - 2R)^2 + (b_y - 2R)^2}{3b_x b_y} \quad (6.10)$$

onde:

$R$  – Raio de arredondamento dos cantos da secção transversal do elemento;

$b_x$  e  $b_y$  – Dimensões da secção transversal retangular ( $b_y \geq b_x$ ).

Note-se que a técnica de confinamento apresenta a sua máxima eficácia em elementos de secções circulares, onde toda a área da secção é confinada. Contudo, em secções retangulares esta técnica torna-se menos eficaz, e pela expressão (6.10) percebe-se que para um mesmo valor de  $R$  a eficácia diminui quanto maior forem as dimensões da secção. Para os pilares em estudo, assumindo um raio de arredondamento de 5 cm o fator de eficácia toma o valor de 0,0547, ou seja, têm-se uma eficácia de confinamento de cerca de 5,5%, valor bastante baixo e que se deve em grande parte ao facto de uma das dimensões do pilar apresentar 2 m de comprimento. O facto de o fator de eficácia

do confinamento ser bastante baixo, revela que o reforço para aumento da capacidade de rotação do elemento apresentará grandes dificuldades, tornando-se até inviável.

Relativamente ao reforço em termos de forças, como se analisou no subcapítulo 6.4.4, é necessário um aumento da resistência ao esforço transversal em todos os pilares em ambas as direções. Na direção transversal ocorre até uma rotura prévia ao corte, que impossibilita a formação da rótula plástica. Como se ilustra na Figura 6.13 e na Figura 6.14, o nível de reforço ao esforço transversal necessário para a verificação da segurança é considerável,

O facto de ser necessário um reforço ao esforço transversal leva a uma intervenção em toda a extensão dos pilares e não apenas na secção da base. Os pilares, que ao todo são 40, têm uma altura de 10 m. Ao utilizar uma técnica de encamisamento em toda a extensão dos pilares, seria necessário montar andaimes ou outro tipo de mecanismo elevatório que permitisse a aplicação das mantas de FRP's ou montagem de armadura, cofragens e posterior betonagem caso se optasse pelo encamisamento de betão armado. Este facto torna a alternativa de reforço dos pilares bastante interventiva e morosa.

Por fim, convém ter em linha de conta o fenómeno de descompressão de um dos aparelhos de apoio aquando da atuação do sismo na direção transversal. Como se referiu em 6.4.1, esta é uma situação de todo indesejável, e que o encamisamento dos elementos não consegue evitar, pois o fenómeno em causa apenas depende do nível da ação sísmica, do esforço axial e da disposição dos aparelhos de apoio, pelo que uma alternativa que apenas visa o aumento da resistência dos pilares não evita a sua ocorrência.

Desta forma, e pelas razões expostas anteriormente a intervenção recorrendo ao aumento de resistência dos elementos estruturais demonstrou-se desvantajosa e até inviável para o caso de estudo, pelo que se optou pela segunda alternativa de intervenção, recorrendo para tal a aparelhos de isolamento sísmico instalados entre os pilares e o tabuleiro. Esta, tem como principal objetivo reduzir os esforços e deslocamentos induzidos nos pilares devido a ação sísmica, contudo evita ainda o fenómeno de descompressão de apoios, uma vez que se pretende substituir os dois aparelhos de apoio do tipo pote, por apenas um aparelho de isolamento sísmico, geometricamente centrado com a secção do pilar, o que elimina qualquer excentricidade existente.

## 7 Intervenção Estrutural

Após a discussão apresentada no subcapítulo anterior, concluiu-se que a intervenção estrutural mais adequada ao caso de estudo seria optar por uma solução de isolamento sísmico, aplicada no topo dos pilares. O EC8-3 prescreve que caso se opte por esta solução de intervenção estrutural, devem ser seguidas as provisões estabelecidas no capítulo 7 do EC8-2 – “Pontes com isolamento sísmico”.

Já foi explicado que aquando da atuação de um sismo, o comportamento do viaduto é semelhante ao de um pêndulo invertido, sendo o tabuleiro o elemento excitado pela ação sísmica. Isto é, pensando que ação sísmica é um movimento do solo que promove uma excitação da estrutura, pode dizer-se que o comportamento sísmico é maioritariamente condicionado pela inércia dos pilares, altura e massa da estrutura. No caso dos viadutos, sendo a massa dos pilares desprezável para efeitos do comportamento sísmico, a massa que contribui com maior relevância para os deslocamentos induzidos pela ação sísmica é a do tabuleiro.

Ao utilizar uma intervenção de isolamento sísmico tem-se como principal objetivo reduzir os esforços e deslocamentos transmitidos aos pilares por parte tabuleiro, aquando da excitação sísmica. Os aparelhos de isolamento sísmico têm como intuito promover uma superfície de descontinuidade horizontal, neste caso entre os pilares e o tabuleiro, permitindo a libertação do movimento relativo, entre os dois elementos. Devido às características destes isoladores, é possível reduzir a energia que os sismos induzem nas estruturas, e desta forma reduzir esforços e deslocamentos.

Das inúmeras empresas presentes no mercado que produzem isoladores sísmicos, decidiu-se utilizar os produtos da *FIP Industriale*. Esta empresa apresenta diversas alternativas de isoladores sísmicos e que se podem separar em dois grupos:

- Isoladores elastoméricos – Isoladores elastoméricos (HDRB) e isoladores elastoméricos com núcleo de chumbo (LRB);
- Isoladores de deslizamento – Isoladores de superfície curva e isoladores deslizantes de superfície plana com dissipadores.

Para a intervenção em causa decidiu utilizar-se isoladores elastoméricos (SI), estes são bastante semelhantes aos aparelhos de apoio vulgarmente utilizados em pontes, contudo os elastómeros que os constituem têm propriedades bastante diferentes das dos aparelhos de apoio, sendo que os primeiros permitem explorar valores de amortecimento de cerca de 10 a 15%, ao passo que os últimos raramente garantem amortecimentos superiores a 5%.

Os isoladores elastoméricos apresentados no catálogo da *FIP Industriale* variam essencialmente em 3 parâmetros: diâmetro, altura e material elastomérico utilizado; e ao todo existem diversas alternativas que permitem acomodar entre 100 e 400 mm de deslocamento relativo entre as duas superfícies do aparelho. Assim, para um aparelho do mesmo diâmetro o deslocamento máximo relativo pode ser aumentado por duas vias: por um lado escolher outro material elastomérico, para tal existem três categorias *soft*, *normal* e *hard*, conforme a rigidez da borracha utilizada; por outro lado escolher um aparelho de maior altura, ou seja, com um maior número de camadas de borracha.

Em suma, os isoladores sísmicos elastoméricos da *FIP* são classificados pela sigla SI, sendo esta seguida de uma letra: S, N ou H, conforme o material elastomérico constituinte do aparelho; e dois números: o primeiro representa o diâmetro do aparelho e o segundo a espessura total das camadas de borracha utilizadas.

Note-se que ao recorrer a uma intervenção de isolamento sísmico, deve procurar-se uma solução que promova um comportamento elástico de todos os elementos estruturais, no caso em estudo há que garantir que os pilares permanecem em regime elástico.

## 7.1 Alterações ao modelo estrutural

Com o objetivo de selecionar um aparelho de isolamento sísmico que garanta a segurança do viaduto em estudo, é necessário utilizar um modelo de análise que permita avaliar deslocamentos e esforços na estrutura, nomeadamente nos aparelhos de isolamento e pilares. Como se referiu, quando se opta por uma intervenção estrutural recorrendo a isolamentos sísmicos, o EC8-3 indica que a análise e verificação da segurança da estrutura deve ser efetuada utilizando as prescrições do EC8-2. Desta forma, é necessário proceder a algumas alterações do modelo utilizado na avaliação estrutural do viaduto, cuja elaboração foi explicada no subcapítulo 6.4.1.

O nível de ação sísmica a considerar,  $a_g$ , deve ser definido de acordo com expressão (6.3), afetando a ação sísmica de referência,  $a_{gr}$ , apresentada na Tabela 6.4, do coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , que em Portugal para estruturas de classe III toma o valor de 1,45.

Ainda do ponto de vista da ação sísmica, é de toda a conveniência ter em consideração que os isoladores sísmicos elastoméricos permitem explorar amortecimentos de cerca de 10 a 15%. Para ter em conta esta propriedade do sistema de isolamento e com o objetivo de contabilizar a diferença relativamente aos níveis de amortecimento da superestrutura (5%), adotou-se um espectro de resposta equivalente. Este apresenta valores espectrais correspondentes a um amortecimento de 10% nos períodos de vibração em que o sistema de isolamento domina o comportamento estrutural (usualmente os períodos mais altos), no restante espectro os valores correspondem a um amortecimento de 5%. Para o viaduto em estudo, verificou-se que o sistema de isolamento influenciava o comportamento sísmico da estrutura nos primeiros 4 modos de vibração, uma vez que ao 4º modo corresponde um período de 1,17 s, optou-se por considerar o amortecimento de 10% nos períodos de vibração superiores a 1,3 s. Para tal, e de acordo com o EC-2, aplicou-se o fator de correção do amortecimento,  $\eta(\xi = 10\%)$ , às acelerações correspondentes aos períodos superiores a 1,3 s.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \quad (7.1)$$

Na Figura 7.1 e Figura 7.2 apresentam-se, respetivamente, os espectros de resposta elásticos de acelerações e deslocamentos para o sismo 1 a utilizar na análise de verificação da segurança do viaduto. A tracejado representa-se o sismo definido de acordo com o EC8-2, para um  $\xi = 5\%$ , e que apenas diferem dos apresentados na Figura 6.3 e Figura 6.4, uma vez que estão afetados do coeficiente de importância de 1,45. A traço contínuo representa-se o sismo equivalente obtido de

acordo com o explicado anteriormente, e que será utilizado na análise de verificação de segurança do viaduto considerando a intervenção recorrendo a isoladores sísmicos.

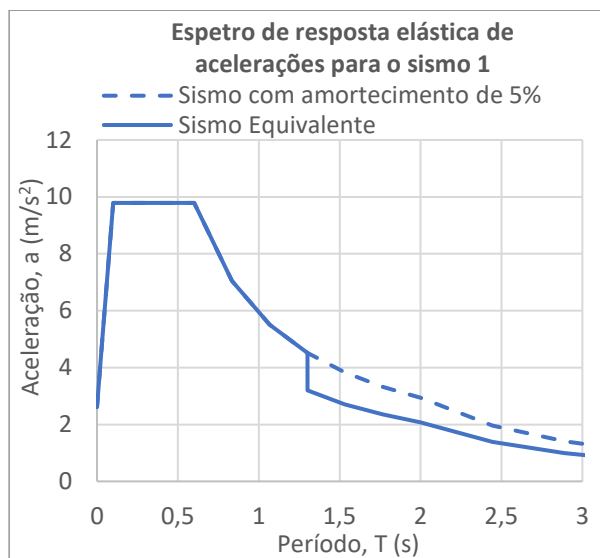


Figura 7.1. Espectros de acelerações para o sismo 1 utilizados na verificação de segurança de acordo com o EC8-2

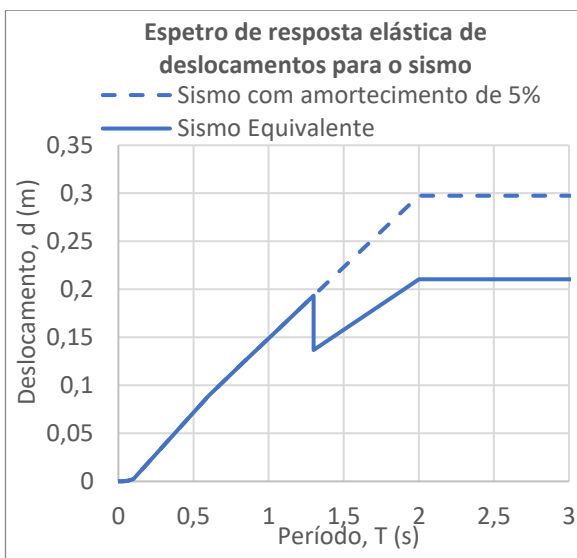


Figura 7.2. Espectros de deslocamentos para o sismo 1 utilizados na verificação de segurança de acordo com o EC8-2

Relativamente aos elementos estruturais definidos no modelo de avaliação estrutural nenhuma alteração foi efetuada, procedendo-se apenas à introdução dos isolamentos sísmicos no topo dos pilares, que foram modelados recorrendo a elementos de ligação *links* (molas sísmicas).

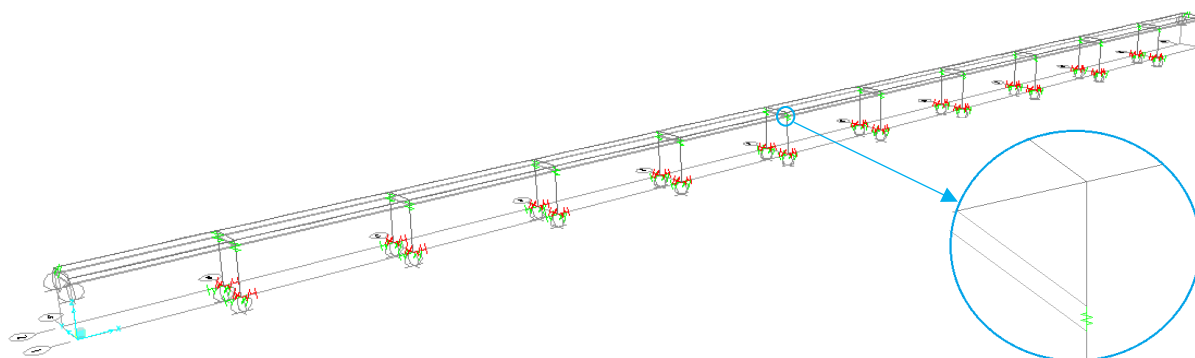


Figura 7.3. Modelo de cálculo com links no topo do pilar que simulam os aparelhos de isolamento

Uma vez que se optou por isoladores sísmicos elastoméricos e que o seu comportamento é caracteristicamente elástico, os *links* foram definidos como sendo do tipo linear. Como este tipo de aparelhos apenas restringem deslocamentos (horizontais e verticais) libertaram-se as rotações em todas as direções, já as rigidezes dos isolamentos (vertical e horizontal) foram definidas de acordo com os valores presentes no catálogo da *FIP Industriale*.

## 7.2 Verificações de segurança e seleção do aparelho de isolamento sísmico

Como se explicará nesta secção, a seleção de um aparelho de isolamento sísmico implica uma sequência de verificações de segurança. Por esta razão, a escolha é efetuada por um processo iterativo de tentativa e erro até encontrar uma alternativa que satisfaça todos os requisitos.

Em primeira instância há que selecionar um aparelho que consiga suportar o esforço axial transmitido pelo tabuleiro aos pilares, note-se que quanto maior o diâmetro do aparelho maior será a sua capacidade resistente ao esforço normal. O catálogo da *FIP* apresenta para cada aparelho dois valores de esforço axial máximo, um para a combinação sísmica (ou quase permanente) e outro para a combinação de estado limite último.

Como se referiu os aparelhos de isolamento sísmico permitem deslocamentos relativos entre a superfície superior e inferior, contudo estes estão limitados a um valor máximo,  $d_{m\acute{a}x}$ , (entre 100 e 400mm) a partir do qual ocorre a rotura do aparelho. Assim, ao escolher um aparelho que tenha a capacidade de suporte às cargas axiais (quase permanente e última) é necessário avaliar se o deslocamento relativo induzido no aparelho,  $d_{Ed}$ , promove a sua rotura. De acordo com o EC8-2, o valor de,  $d_{Ed}$ , deve ser calculado da seguinte forma:

$$d_{Ed} = \gamma_{IS} \cdot d_E + d_G + \Psi_2 d_T \quad (7.2)$$

onde:

$d_E$  – Deslocamento relativo associado à ação sísmica de projeto;

$\gamma_{IS}$  – Fator de amplificação aplicável apenas ao deslocamento relativo associado à ação sísmica de projeto, e que de acordo com o EC8-2 deve tomar-se o valor de 1,5;

$d_G$  – Deslocamento relativo a ações permanentes e quase permanentes (retração, fluência e pré-esforço);

$d_T$  – Deslocamento relativo às variações de temperatura;

$\Psi_2$  – Fator de combinação para as ações quase permanentes associadas a variações de temperatura, e de acordo com o a EN 1990 deve tomar-se o valor de 0,5.

Caso se verifique a integridade dos aparelhos de isolamento, ou seja, que  $d_{Ed} \leq d_{m\acute{a}x}$ , há que verificar a segurança dos elementos estruturais. Para tal, é necessário analisar se os pilares permanecem em fase elástica, ou seja, que o momento atuante,  $M_{Ed}$ , é igual ou inferior ao de cedência,  $M_y$ . De acordo com o EC8-2 o momento atuante é obtido somando o momento induzido pela ação sísmica,  $M_E$ , e o momento de segunda ordem,  $M_{2^a\text{ordem}}$ . Note-se que no cálculo do momento de segunda ordem há que considerar, além do deslocamento no topo do pilar,  $\delta_{Ed}$ , a excentricidade promovida pela distorção do aparelho de isolamento de sísmico,  $e_{IS}$ . Em suma, o momento atuante deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$M_{Ed} = M_E + M_{2^a\text{ordem}} = M_E + N_{QP} \cdot (\delta_{Ed} + e_{IS}) \quad (7.3)$$

onde:

$N_{QP}$  – Esforço axial no topo dos pilares para a combinação quase permanente;

$\delta_{Ed}$  – Deslocamento no topo do pilar devido ao sismo, deformações impostas e variações de temperatura.

Por fim, caso se verifique que os pilares permanecem em fase elástica, resta verificar que não ocorrem roturas por corte. Permanecendo os pilares em fase elástica, o esforço transversal atuante,  $V_{Ed}$ , deve ser calculado por equilíbrio dos momentos atuantes,  $M_{Ed}$ , no topo e na base.

$$V_{Ed} = \frac{M_{Ed}^{Topo} + M_{Ed}^{Base}}{H} \quad (7.4)$$

onde:



$M_{Ed}^{Topo}$  – Momento atuante na secção do topo do pilar obtido de acordo com a expressão (51);

$M_{Ed}^{Base}$  – Momento atuante na secção da base do pilar obtido de acordo com a expressão (51);

$H$  – Comprimento do pilar.

Após algumas tentativas selecionou-se o aparelho de isolamento sísmico SI-N 800/180, cujas características são apresentadas na Tabela 7.1. Procurou-se escolher um aparelho cuja largura,  $Z$ , não fosse superior à largura mínima dos pilares (0,70m), tendo em vista evitar um alargamento dos mesmos na secção de topo que permitisse a instalação do aparelho, contudo tal não foi possível.

Tabela 7.1. Propriedades do aparelho de isolamento sísmico SI-S 1100/182

SI-N 800/180	$d_{m\acute{a}x}$ [mm]	$N_{QP}$ [kN]	$N_{ELU}$ [kN]	$K_e$ [kN/mm]	$K_v$ [kN/mm]	$D_g$ [mm]	$t_e$ [mm]	$h$ [mm]	$H$ [mm]	$Z$ [mm]
	350	6790	14990	2,23	2186	800	180	281	341	850

Nota 4: No Anexo 5 apresenta-se uma imagem onde se ilustram as dimensões geométricas especificadas a cima onde:

$d_{m\acute{a}x}$  – Deslocamento relativo máximo entre faces do aparelho de isolamento sísmico;

$N_{QP}$  e  $N_{ELU}$  – Esforço axial máximo para a combinação quase permanente e de estado limite último;

$K_e$  e  $K_v$  – Rigidez horizontal e vertical do isolamento sísmico;

$D_g$  e  $h$  – Diâmetro e altura do elastómero;

$t_e$  – Espessura total das camadas de borracha utilizadas;

$H$  e  $Z$  – Altura e largura total do aparelho;

Recorrendo ao modelo verificou-se que o máximo esforço normal para a combinação quase permanente e de estado limite último era respetivamente 5808,6 e 9139,6 kN, verificando-se assim, que de acordo com a Tabela 7.1, são inferiores aos valores máximos permitidos pelo aparelho selecionado. De seguida, introduziram-se os valores de rigidez lateral e vertical nas molas sísmicas que simulam os aparelhos de isolamento sísmico e verificou-se se os deslocamentos relativos nas mesmas, calculados de acordo com a expressão (7.2) eram inferiores a  $d_{m\acute{a}x}$ . Na Tabela 7.2 e Tabela 7.3 ilustra-se o cálculo do deslocamento,  $d_{Ed}$ , e a verificação relativamente à integridade dos aparelhos de isolamento. No Anexo 6 apresentam-se as características dinâmicas da estrutura com isolamento sísmico.

Tabela 7.2. Deslocamentos relativos nos aparelhos de isolamento calculados de acordo com a expressão (7.2) para a combinação sísmica Ex “+” 0.3Ey e verificação de segurança da rotura

Pilar	$d_G + \Psi_2 d_T$ [mm]	$d_{E,Long}$ [mm]	$d_{Ed,Long}$ [mm]	$d_{m\acute{a}x}$ [mm]	Verificação
					$d_{Ed} \leq d_{m\acute{a}x}$
P1	27,3	117,7	203,9	350	✓
P2	21,0	117,7	197,6		✓
P3	14,6	118,1	191,8		✓
P4	9,7	117,6	186,1		✓
P5	3,6	118,3	181,1		✓
P6	3,6	118,3	181,1		✓
P7	9,7	117,6	186,1		✓
P8	14,6	118,1	191,8		✓
P9	21,0	117,7	197,6		✓
P10	27,3	117,7	203,9		✓

Tabela 7.3. Deslocamentos relativos nos aparelhos de isolamento calculados de acordo com a expressão (7.2) para a combinação sísmica 0.3Ex “+” Ey e verificação de segurança da rotura

Pilar	$d_{E,Trans}$ [mm]	$d_{Ed,Trans}$ [mm]	$d_{máx}$ [mm]	Verificação
				$d_{Ed} \leq d_{máx}$
P1	87,8	131,7	350	✓
P2	132,7	199,1		✓
P3	169,8	254,7		✓
P4	202,6	303,9		✓
P5	225,0	337,5		✓
P6	225,0	337,5		✓
P7	202,6	303,9		✓
P8	169,8	254,7		✓
P9	132,7	199,1		✓
P10	87,8	131,7		✓

Como é ilustrado na Tabela 7.2 e Tabela 7.3, o deslocamento relativo imposto nos aparelhos de isolamento, nas duas combinações sísmicas, é inferior ao deslocamento máximo que o isolamento escolhido consegue acomodar.

Após se verificar a integridade dos aparelhos de isolamento é necessário avaliar o nível dos esforços de flexão transmitidos por parte do tabuleiro aos pilares com objetivo de perceber se estes elementos permanecem em regime elástico ou se ao contrário do que se deseja ocorre a cedência. Note-se que caso ocorra cedência dos pilares será sempre na secção da base uma vez que o comportamento dos mesmos é semelhante ao de uma consola. Na Tabela 7.4 e Tabela 7.5 ilustra-se o cálculo dos momentos atuantes,  $M_{Ed}$ , calculados de acordo com a expressão (7.3) e a verificação relativamente ao regime em que se encontram os pilares (elástico ou plástico).

Tabela 7.4. Momento atuante nos pilares causado pelo sismo longitudinal (Ex “+” 0.3Ey) calculado de acordo com a expressão (7.3) e verificação se os elementos permanecem em regime elástico

Pilar	$N_{QP}$ [kN]	$\delta_{Ed,Long}$ [mm]	$e_{IS,Long}$ [mm]	$M_{E,Long}$ [kNm]		$M_{Ed,Long}$ [kNm]		$M_{y,Long}^{Base}$ [kNm]	Verificação
				Base	Topo	Base	Topo		$M_{Ed} \leq M_y$
P1	5718,7	147,1	72,5	2650,2	0	3906,0	1255,8	4033,6	✓
P2	5808,6	140,7	69,4	2646,3	0	3866,4	1220,1	4057,3	✓
P3	5769,5	134,1	66,4	2631,1	0	3787,6	1156,5	4047,0	✓
P4	5779,5	129,3	63,7	2631,2	0	3746,4	1115,2	4049,7	✓
P5	5777,1	122,6	61,0	2620,2	0	3680,6	1060,4	4049,0	✓
P6	5777,1	122,6	61,0	2620,2	0	3680,6	1060,4	4049,0	✓
P7	5779,5	129,3	63,7	2631,1	0	3746,3	1115,2	4049,7	✓
P8	5769,5	134,1	66,4	2646,3	0	3802,8	1156,5	4047,0	✓
P9	5808,6	140,7	69,4	2650,2	0	3870,3	1220,1	4057,3	✓
P10	5718,7	147,1	72,5	2650,2	0	3906,0	1255,8	4033,6	✓

Tabela 7.5. Momento atuante nos pilares causado pelo sismo transversal (0.3Ex “+” Ey) calculado de acordo com a expressão (7.3) e verificação se os elementos permanecem em regime elástico

Pilar	$N_{QP}$ [kN]	$\delta_{Ed,Trans}$ [mm]	$e_{IS,Trans}$ [mm]	$M_{E,Trans}$ [kNm]		$M_{Ed,Trans}$ [kNm]		$M_{y,Trans}^{Base}$ [kNm]	Verificação $M_{Ed} \leq M_y$
				Base	Topo	Base	Topo		
P1	5718,7	20,3	43,9	2064,7	0	2431,8	367,1	9159,1	✓
P2	5808,6	29,3	66,4	2968,4	0	3524,0	555,6	9213,7	✓
P3	5769,5	37,1	84,9	3756,4	0	4460,3	703,9	9189,8	✓
P4	5779,5	43,6	101,3	4447,6	0	5285,0	837,4	9195,9	✓
P5	5777,1	49,0	112,5	4970,5	0	5903,5	933,0	9194,5	✓
P6	5777,1	49,0	112,5	4970,5	0	5903,5	933,0	9194,5	✓
P7	5779,5	43,6	101,3	4447,6	0	5285,0	837,4	9195,9	✓
P8	5769,5	37,1	84,9	3756,4	0	4460,3	703,9	9189,8	✓
P9	5808,6	29,3	66,4	2968,4	0	3524,0	555,6	9213,7	✓
P10	5718,7	20,3	43,9	2064,7	0	2431,8	367,1	9159,1	✓

Como se observa na Tabela 7.4 e Tabela 7.5, em ambas as direções de atuação do sismo os pilares permanecem em regime elástico. Desta forma, resta verificar a segurança relativamente aos mecanismos frágeis. Note-se que caso os pilares se encontrassem em regime plástico seria necessário selecionar outro aparelho de isolamento que apresentasse uma rigidez lateral inferior, tendo como objetivo uma redução do nível de esforços transmitidos pelo tabuleiro aos pilares. Ao escolher um isolamento de menor rigidez lateral prevê-se que o deslocamento relativo induzido neste pelo sismo aumente, pelo que seria necessário repetir a verificação relativa à rotura do aparelho.

Por fim, apresenta-se na Tabela 7.6 os esforços transversos atuantes,  $V_{Ed}$ , calculados de acordo com a expressão (7.4) e a verificação relativamente a mecanismos frágeis em ambas as direções de atuação do sismo. Uma vez que os pilares permanecem em fase elástica, o esforço transversal resistente dos pilares é calculado de acordo com o EC2-1, tendo sido previamente apresentados na Tabela 6.13.

Tabela 7.6. Esforço transversal atuante nos pilares calculado com a expressão (7.4) e verificação de segurança relativamente a mecanismos frágeis para ambas as combinações sísmicas

Pilar	Sismo Longitudinal (combinação Ex “+” 0.3Ey)			Sismo Transversal (combinação 0.3Ex “+” Ey)		
	$V_{Ed,Long}$ [kN]	$V_{Rd,Long}^{EC2-1}$ [kN]	Verificação $V_{Ed} \leq V_{Rd}^{EC2-1}$	$V_{Ed,Trans}$ [kN]	$V_{Rd,Trans}^{EC2-1}$ [kN]	Verificação $V_{Ed} \leq V_{Rd}^{EC2-1}$
P1	516,2	1234,8	✓	279,9	1239,4	✓
P2	508,6		✓	408,0		✓
P3	494,4		✓	516,4		✓
P4	486,2		✓	612,2		✓
P5	474,1		✓	683,7		✓
P6	474,1		✓	683,7		✓
P7	486,1		✓	612,2		✓
P8	495,9		✓	516,4		✓
P9	509,0		✓	408,0		✓
P10	516,2		✓	279,9		✓

Da tabela anterior é possível verificar que não ocorre rotura por corte nos pilares em ambas as combinações sísmicas, verificando-se desta forma a segurança a mecanismos frágeis.

Como se ilustrou ao longo deste subcapítulo o aparelho de isolamento SI-N 800/180 é adequado à intervenção estrutural em causa, uma vez que verificou todos os requisitos de segurança.

No subcapítulo seguinte é apresentado o procedimento de intervenção estrutural que se julga ser o mais adequado, tendo por finalidade substituir os aparelhos de apoio presentes no viaduto pelos aparelhos de isolamento sísmico.

### 7.3 Procedimento de intervenção estrutural

Neste subcapítulo apresentar-se-á o procedimento que se julga ser o mais adequado para a intervenção em causa. A intervenção estrutural, que consiste na troca dos aparelhos de apoio do tipo pote, presentes aos pares e alinhados transversalmente no topo dos pilares, por aparelhos de isolamento sísmico (um por cada pilar), pode ser dividida em 6 etapas:

- Etapa 1 – Colocação de macacos hidráulicos: Com o objetivo de retirar os aparelhos de apoio existentes no topo dos pilares é necessário elevar o tabuleiro para que ocorra a descompressão de ambos os aparelhos e se alcance o espaço necessário para a sua remoção. Como se pode observar no corte transversal dos pilares, apresentado na Figura 6.2, existe uma cavidade no topo do pilar entre os dois aparelhos de apoio. Esta, que tem de comprimento, largura e altura respetivamente 0,5 m, 0,7 m e 0,5 m, será a zona onde se instalará o macaco hidráulico que de seguida elevará o tabuleiro até à altura que seja necessária para executar a segunda etapa;
- Etapa 2 – Retirar aparelhos de apoio do tipo pote: Após a elevação do tabuleiro retiram-se ambos os aparelhos de apoio presentes no topo dos pilares.
- Etapa 3 – Colocar aparelhos de apoio provisórios: Como se explicou a intervenção, estrutural em cada pilar consiste em retirar dois aparelhos de apoio e colocar apenas um de isolamento sísmico. Este deve ser instalado por forma a ficar geometricamente centrado com a secção de topo do pilar, contudo como se referiu existe uma cavidade nesta zona, pelo que se torna imperativo executar uma reconstrução do topo dos pilares para que à cota de instalação o aparelho tenha uma secção íntegra de 0,7 x 2.0 m. Por outro lado, o isolamento sísmico selecionado apresenta 0,85 m de largura, pelo que a secção no topo do pilar terá também de ser alargada transversalmente por forma a tornar possível a instalação do aparelho. Com o objetivo de executar a reconstrução do topo dos pilares, colocar-se-ão aparelhos de apoio provisórios onde outrora se encontravam os aparelhos de apoio, permitindo desta forma retirar o macaco hidráulico da cavidade mantendo, contudo, o viaduto à cota anteriormente elevada.
- Etapa 4 – Reconstruir topo do pilar: Como se explicou no ponto anterior, é necessário proceder a uma reconstrução do topo dos pilares. Desta forma, após a colocação dos aparelhos provisórios, é possível proceder à montagem de cofragens, colocação de armaduras e posterior betonagem, tendo como objetivo o preenchimento da cavidade central dos pilares e o seu alargamento transversal;

- Etapa 5 – Colocar isolamento sísmico: Após a alteração da secção do topo dos pilares, respeitando os prazos de cura do betão, proceder-se-á à instalação dos aparelhos de isolamento sísmico SI-N 800/180;
- Etapa 6 – Por fim, retiraram-se os aparelhos provisórios. O vazamento da areia neste tipo de apoios é lento e constante o que permite um assentamento gradual do tabuleiro nos aparelhos de isolamento sísmico.

De seguida apresenta-se um esquema ilustrativo das diversas etapas explicitadas anteriormente.

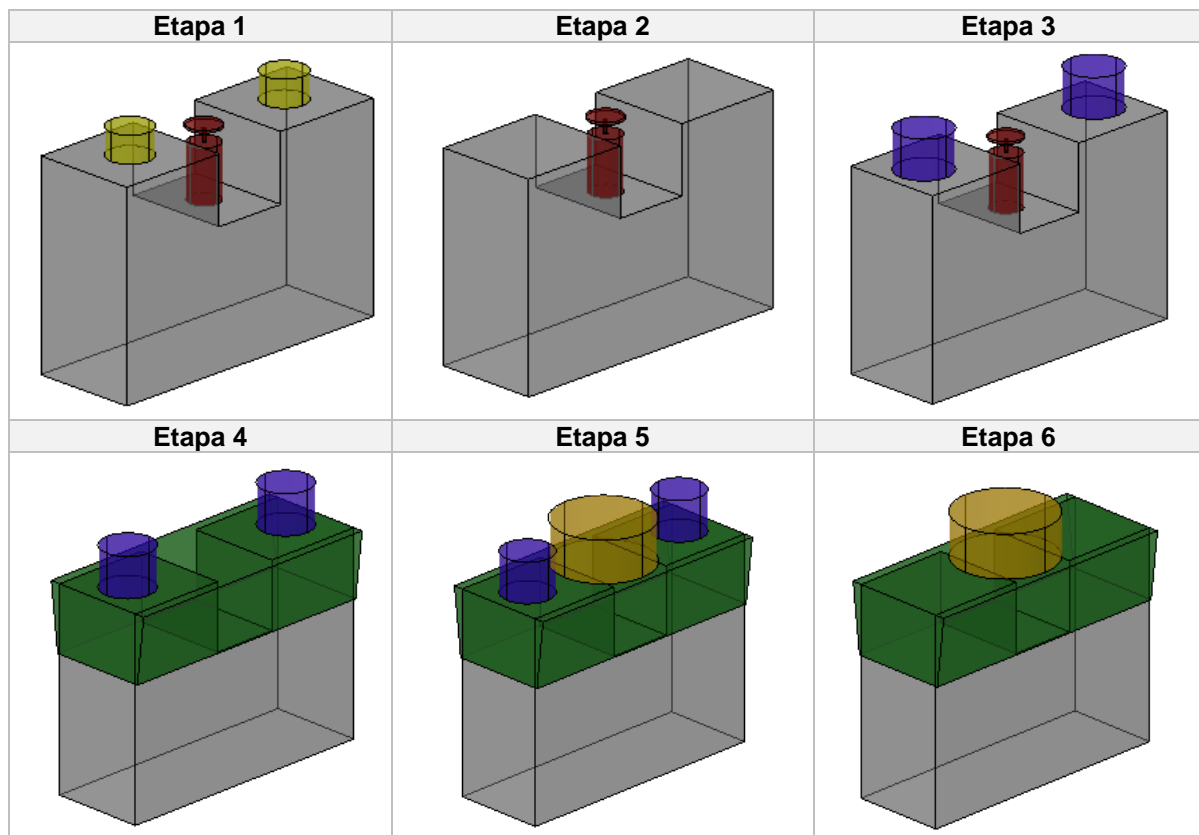


Figura 7.4. Esquemas ilustrativos das diferentes etapas da intervenção em causa no topo dos pilares

O procedimento de intervenção explicado deve ser executado em simultâneo em cada alinhamento transversal de pilares. Após a finalização de um alinhamento, o procedimento descrito deve ser repetidamente efetuado no alinhamento seguinte.

## 8 Conclusões

A dissertação apresentada teve como principal objetivo avaliar a resistência sísmica de um viaduto existente, recorrendo para tal à metodologia de análise com base em deslocamentos, proposta pela futura versão do EC8-3. No desenvolvimento deste trabalho observaram-se diversos factos que levaram a conclusões relevantes, e que, por esta razão, serão apresentadas de seguida.

No capítulo 2, ilustraram-se os danos e roturas mais frequentes em pontes aquando da atuação de um sismo de elevada intensidade, tendo sido explicados os motivos que levam à sua ocorrência.

Ao longo do capítulo 3 apresentaram-se as diversas alternativas de reforço, que tem como objetivo promover um melhor comportamento do elemento às ações que o solicitam. Referiu-se que algumas das técnicas de encamisamento de secções permitem explorar a ductilidade do elemento. Esta é uma propriedade estrutural da maior relevância no âmbito do dimensionamento, pelo que se apresentou uma secção dedicada à explicação da influência favorável deste parâmetro nas estruturas.

No capítulo 4 apresentaram-se duas metodologias de dimensionamento sísmico. Uma com base em forças que, como se constatou é inapropriada à avaliação de estruturas existentes, pois além de existir uma grande incerteza relativamente ao seu comportamento, muitas vezes nem foram projetadas com requisitos de garantia de ductilidade, o que torna inviável definir um fator de comportamento global superior a 1.5.

Assim, a análise com base em deslocamentos ganha preponderância no âmbito da avaliação sísmica de estruturas existentes, uma vez que avalia os efeitos diretos do sismo na estrutura, comparando-os com a capacidade que esta tem em os acomodar. Esta metodologia é a favorecida no EC8-3, tendo sido apresentada no capítulo 5.

No capítulo 6 realizou-se a avaliação de um viaduto existente. Deu-se especial relevância ao cálculo da rigidez efetiva dos pilares que neste caso são os elementos dos quais se espera comportamento plástico. A rigidez é uma propriedade que influencia os deslocamentos e esforços apresentados por um elemento para um mesmo caso de carga. Desta forma, uma estimativa pouco cuidada pode levar a uma deficiente avaliação sísmica da estrutura, pondo assim em causa a fiabilidade dos resultados obtidos e utilizados na verificação da segurança. Ainda neste capítulo efetuou-se uma comparação dos valores de capacidades resistentes obtidos segundo a atual e a futura versão da norma, chegando-se à conclusão de que os valores fornecidos pela última são mais conservativos.

Por fim, observou-se que os pilares não verificam a segurança sísmica e optou-se pela intervenção recorrendo a isolamento sísmico, cujo dimensionamento e verificação dever ser efetuado recorrendo ao EC8-2.

## 9 Referências Bibliográficas

- [1] Guerreiro L., “Engenharia Sísmica de Pontes: Danos em Pontes devido à acção sísmica”, 2010;
- [2] A. Costa, Estruturas de Betão (Capítulo 10). ORION, 2013;
- [3] Firmo J. Pedro. Reforço de Estruturas de Betão Armado com FRP's. 2017. 88 slides. Disponível em: < <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/disciplinas/RREst5/2017-2018/1-semester>>.
- [4] Cordeiro J. G. Paulo, “Aparelhos de Apoio em Pontes: Vida Útil e Procedimentos de Substituição”, 2014;
- [5] European Committee for Standardization (CEN), EN1998-3: “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges”, Brussels. 2018-05-22;
- [6] Comité Europeu de Normalização (CEN)EN1992-1-1, “Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.” Bruxelas. 2010;
- [7] Comité Europeu de Normalização (CEN)EN 1998-1, “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.”, 2010.
- [8] European Committee for Standardization (CEN), EN1998-2: “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 2: Bridges,”, Brussels. 2005.
- [9] Comité Europeu de Normalização (CEN), EN1998-3: “Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios.”, 2017;
- [10] M. N. Fardis, Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings based on EN-Eurocode 8, 2009.



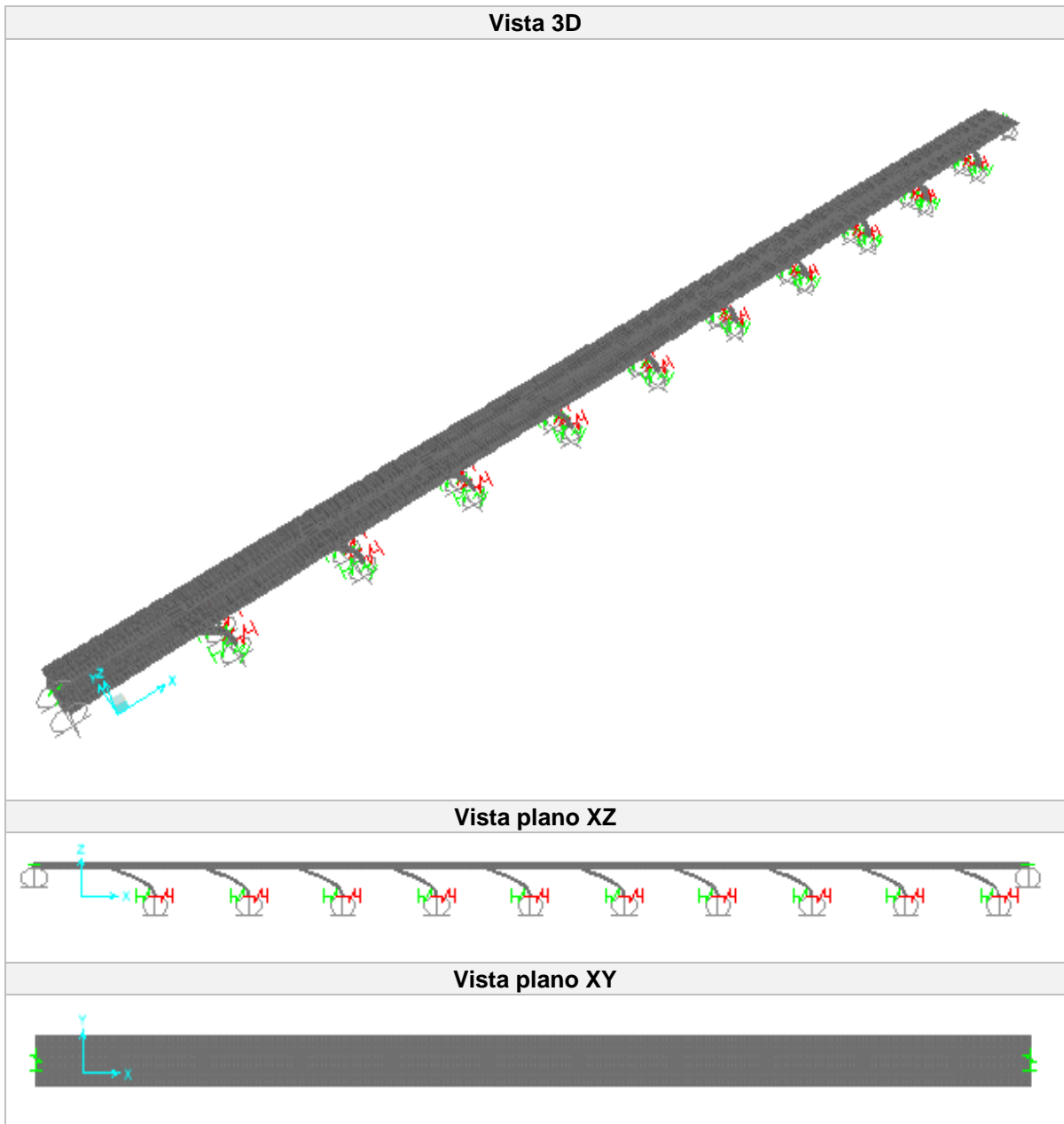


# ANEXOS

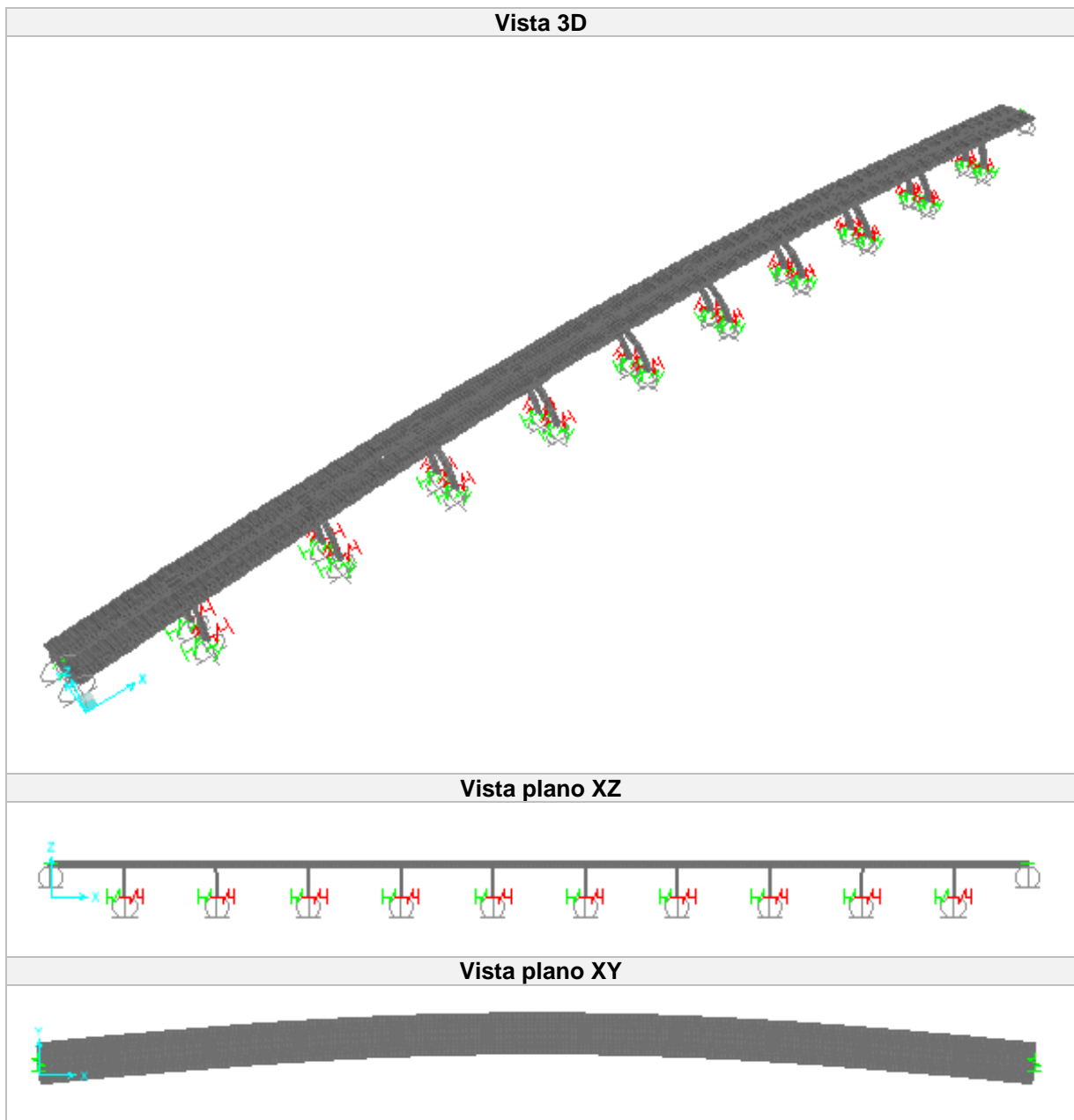


## Anexo 1 – Configurações modais do viaduto

### 1º Modo de Vibração:

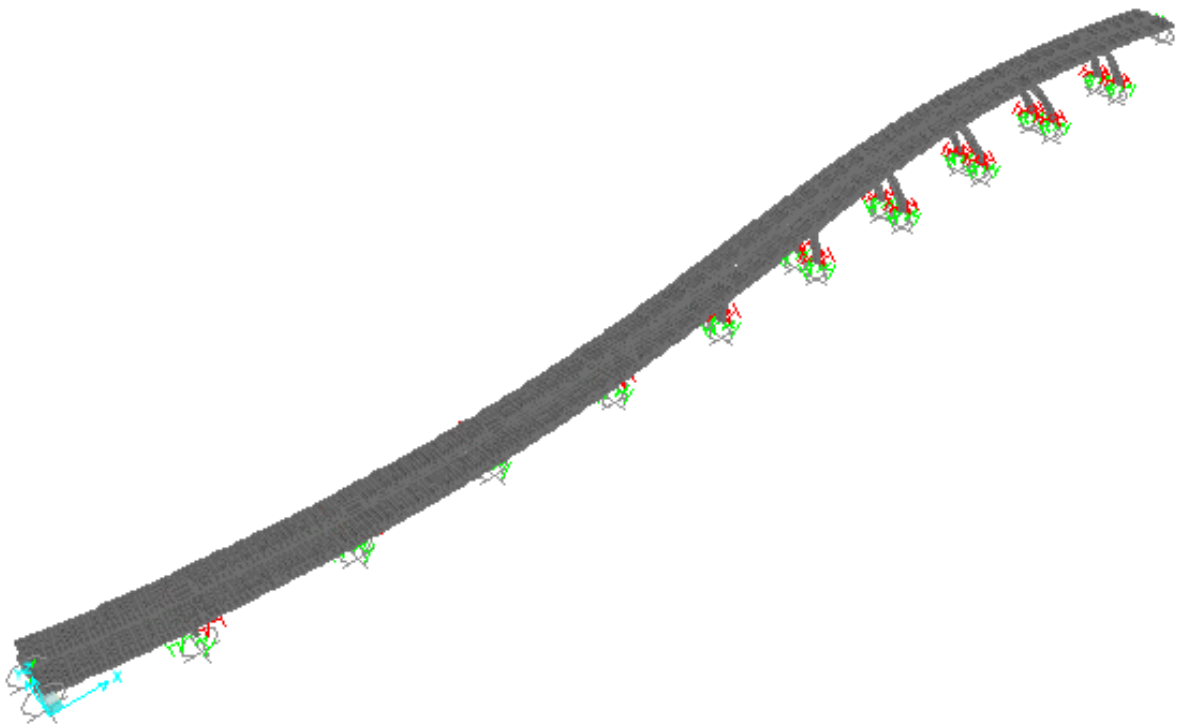


**2º Modo de Vibração:**

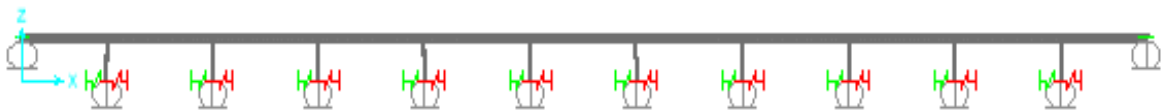


**3º Modo de Vibração:**

**Vista 3D**



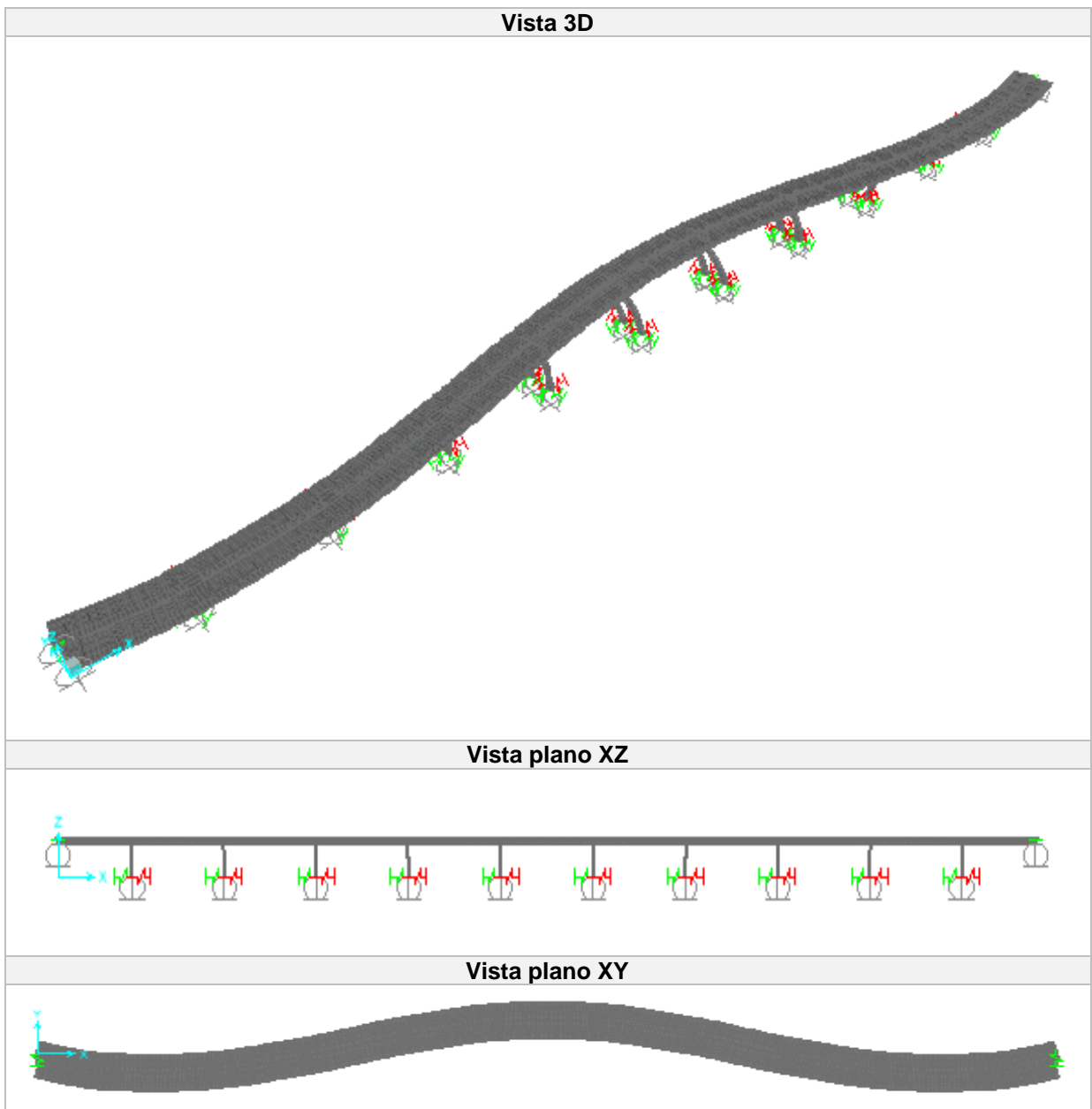
**Vista plano XZ**



**Vista plano XY**



**4º Modo de Vibração:**



## Anexo 2 – Cálculos para verificação da descompressão dos aparelhos de apoio

Esforços resultantes do sismo transversal no primeiro modelo, que simula a situação sem descompressão apoios, ou seja, com restrição ao momento no topo do pilar:

Pilar	$N_{qp}$ [kN]	$M_{Ed,Trans}$ [kNm]		$V_{Ed,Trans}$ [kN]
		Base	Topo	
P1	5731,9	8145,9	8145,9	1637,9
P2	5800,4	11291,7	11291,7	2257,7
P3	5771,5	13488,7	13488,7	2697,2
P4	5779,1	15418,9	15418,9	3077,8
P5	5777,2	16737,7	16737,7	3346,9
P6	5777,2	16737,7	16737,7	3346,9
P7	5779,1	15418,9	15418,9	3077,8
P8	5771,5	13488,7	13488,7	2697,2
P9	5800,4	11291,7	11291,7	2257,7
P10	5731,9	8145,9	8145,9	1637,9

Verificação da descompressão dos aparelhos de apoio:

Pilar	$M_{m\acute{a}x} = N_{qp} \cdot e$ [kNm]	$M_{Ed,Trans}^{Topo}$ [kNm]	Verificação
			$M_{Ed,Trans}^{Topo} \leq M_{m\acute{a}x}$
P1	3582,4	8145,9	✗
P2	3625,3	11291,7	✗
P3	3607,2	13488,7	✗
P4	3611,9	15418,9	✗
P5	3610,8	16737,7	✗
P6	3610,8	16737,7	✗
P7	3611,9	15418,9	✗
P8	3607,2	13488,7	✗
P9	3625,3	11291,7	✗
P10	3582,4	8145,9	✗

Esforços finais devidos ao sismo transversal obtidos de acordo com 6.4 e uteis na obtenção de  $L_v$ :

Pilar	$M_{Ed,Trans}$ [kNm]		$V_{Ed,Trans}$ [kN]	$L_v = M/V$ [m]	
	Base	Topo		Base	Topo
P1	3707,0	3582,4	728,9	5,1	4,9
P2	7679,7	3625,3	1130,5	6,8	3,2
P3	11007,5	3607,2	1461,5	7,5	2,5
P4	13818,2	3611,9	1743,0	7,9	2,1
P5	15506,9	3610,8	1911,8	8,1	1,9
P6	15506,9	3610,8	1911,8	8,1	1,9
P7	13818,2	3611,9	1743,0	7,9	2,1
P8	11007,5	3607,2	1461,5	7,5	2,5
P9	7679,7	3625,3	1130,5	6,8	3,2
P10	3707,0	3582,4	728,9	5,1	4,9

### Anexo 3 – Cálculos preliminares envolvidos na obtenção das capacidades de rotação

Capacidade de rotação plástica, para a direção longitudinal, obtida pelas fórmulas empíricas sugeridas pelo EC8-3:

Pilar	$k_{conform}$	$k_{axial}$	$k_{reinf}$	$k_{concrete}$	$k_{shearspan}$	$k_{confinement}$	$\theta_{u,0}^{pl} [rad]$	$\theta_u^{pl} [%]$
P1	0,78	0,82	1,00	1,03	1,57	0,99	0,039	3,971
P2		0,82			1,57			3,962
P3		0,82			1,57			3,966
P4		0,82			1,57			3,965
P5		0,82			1,57			3,965
P6		0,82			1,57			3,965
P7		0,82			1,57			3,965
P8		0,82			1,57			3,966
P9		0,82			1,57			3,962
P10		0,82			1,57			3,971

Capacidade de rotação plástica, para a direção transversal, obtida pelas fórmulas empíricas sugeridas pelo EC8-3:

Pilar	$k_{conform}$	$k_{axial}$	$k_{reinf}$	$k_{concrete}$	$k_{shearspan}$	$k_{confinement}$	$\theta_{u,0}^{pl} [rad]$	$\theta_u^{pl} [%]$
P1	0,78	0,82	1,00	1,03	1,01	0,97	0,039	2,505
P2		0,82			1,11			2,766
P3		0,82			1,15			2,870
P4		0,82			1,18			2,922
P5		0,82			1,18			2,945
P6		0,82			1,18			2,945
P7		0,82			1,18			2,922
P8		0,82			1,15			2,870
P9		0,82			1,11			2,766
P10		0,82			1,01			2,505



Capacidade de rotação plástica, para a direção longitudinal, obtida pelas fórmulas físicas sugeridas pelo EC8-3:

Pilar	$\lambda_{section}$	$\lambda_{shearspan}$	$\lambda_{axial}$	$L_{pl}$ [m]	$\Delta\theta_{u,slip}$	$\theta_u^{pl}$ [%]
P1	0,473	4,60	0,685	0,41	0,0038	1,373
P2		4,60		0,41	0,0038	1,369
P3		4,60		0,41	0,0038	1,370
P4		4,60		0,41	0,0038	1,370
P5		4,60		0,41	0,0038	1,370
P6		4,60		0,41	0,0038	1,370
P7		4,60		0,41	0,0038	1,370
P8		4,60		0,41	0,0038	1,370
P9		4,60		0,41	0,0038	1,369
P10		4,60		0,41	0,0038	1,373

Capacidade de rotação plástica, para a direção transversal, obtida pelas fórmulas físicas sugeridas pelo EC8-3:

Pilar	$\lambda_{section}$	$\lambda_{shearspan}$	$\lambda_{axial}$	$L_{pl}$ [m]	$\Delta\theta_{u,slip}$	$\theta_u^{pl}$ [%]
P1	0,803	2,02	0,690	0,87	0,0010	0,596
P2		2,36		1,01	0,0010	0,681
P3		2,51		1,08	0,0010	0,723
P4		2,59		1,11	0,0010	0,743
P5		2,62		1,12	0,0010	0,752
P6		2,62		1,12	0,0010	0,752
P7		2,59		1,11	0,0010	0,743
P8		2,51		1,08	0,0010	0,723
P9		2,36		1,01	0,0010	0,681
P10		2,02		0,87	0,0010	0,596

## Anexo 4 – Cálculos preliminares envolvidos na obtenção do esforço transversal resistente em regime elástico e plástico

### Esforço transversal resistente do elemento com armadura transversal (5.20):

	Direção Longitudinal	Direção Transversal
Armadura transversal	8 ramos Ø8//0.30	2 ramos Ø8//0.30
$A_{sw}/s$ [ $cm^2/m$ ]	13,44	3,36
$z$ [m]	0,572	1,872
$f_{ywd}$ [MPa]	347,8	347,8
$cot(\theta)$	2	2
$V_{Rd,s}$ [kN]	<b>534,8</b>	<b>437,6</b>

### Esforço transversal resistente do elemento sem armadura transversal na direção longitudinal (5.19):

Direção Longitudinal	$C_{Rd,c}$ [-]	$k$ [-]	$\rho_1$ [%]	$f_{ck}$ [MPa]	$k_1$ [-]	$\sigma_{cp}$ [MPa]	$b_w$ [m]	$d$ [m]	$v_{min}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]
Secção da Base	0,12	1,56	1,074	25	0,15	3,34	2,0	0,636	0,340	1350,3	1070,9
Secção do Topo	0,12	1,56	0,632	25	0,15	3,34	2,0	0,636	0,340	1234,8	1070,9

### Esforço transversal resistente do elemento sem armadura transversal na direção transversal (5.19):

Direção Transversal	$C_{Rd,c}$ [-]	$k$ [-]	$\rho_1$ [%]	$f_{ck}$ [MPa]	$k_1$ [-]	$\sigma_{cp}$ [MPa]	$b_w$ [m]	$d$ [m]	$v_{min}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c,min}$ [kN]
Secção da Base	0,12	1,32	1,187	25	0,15	3,34	0,7	1,936	0,265	1343,5	1038,6
Secção do Topo	0,12	1,32	0,712	25	0,15	3,34	0,7	1,936	0,265	1239,4	1038,6

### Esforço transversal resistente em regime elástico (5.18):

Direção	Secção da Base				Secção da Topo			
	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}^{EC2-1}$ [kN]	$V_{Rd}^{EC2-1}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}^{EC2-1}$ [kN]	$V_{Rd}^{EC2-1}$ [kN]
Longitudinal	534,8	1071,3	4726,9	1350,3	534,8	1071,3	4726,9	1234,8
Transversal	437,6	1039,2	4126,6	1343,5	437,6	939,4	4126,6	1239,4

**Esforço transversal resistente em regime plástico na direção longitudinal:**

Pilar	$V_w$ [kN]	$V_c$ [kN]	$\mu_{\Delta}^{pl}$	$V_R$ [kN]	$V_{Rd,max}^{EC8-3}$ [kN]	$V_{Rd}^{EC8-3}$ [kN]
P1	384,38	15,89	3,059	483,22	5908,59	483,2
P2		15,89	3,050	484,83		484,8
P3		15,89	3,053	484,15		484,2
P4		15,89	3,052	484,35		484,3
P5		15,89	3,052	484,31		484,3
P6		15,89	3,052	484,31		484,3
P7		15,89	3,052	484,35		484,3
P8		15,89	3,053	484,15		484,2
P9		15,89	3,050	484,83		484,8
P10		15,89	3,059	483,22		483,2

**Esforço transversal resistente em regime plástico na direção transversal:**

Pilar	$V_w$ [kN]	$V_c$ [kN]	$\mu_{\Delta}^{pl}$	$V_R$ [kN]	$V_{Rd,max}^{EC8-3}$ [kN]	$V_{Rd}^{EC8-3}$ [kN]
P1	314,50	47,13	4,905	1071,76	5158,30	1071,8
P2		36,28	4,856	869,43		869,4
P3		31,58	5,377	801,94		801,9
P4		29,06	5,331	773,58		773,6
P5		27,90	5,311	760,90		760,9
P6		27,90	5,311	760,90		760,9
P7		29,06	5,331	773,58		773,6
P8		31,58	5,377	801,94		801,9
P9		36,28	4,856	869,43		869,4
P10		47,13	4,905	1071,76		1071,8

Anexo 5 – Imagem esquemática dos aparelhos de isolamentos sísmico da empresa *FIP Industriale*

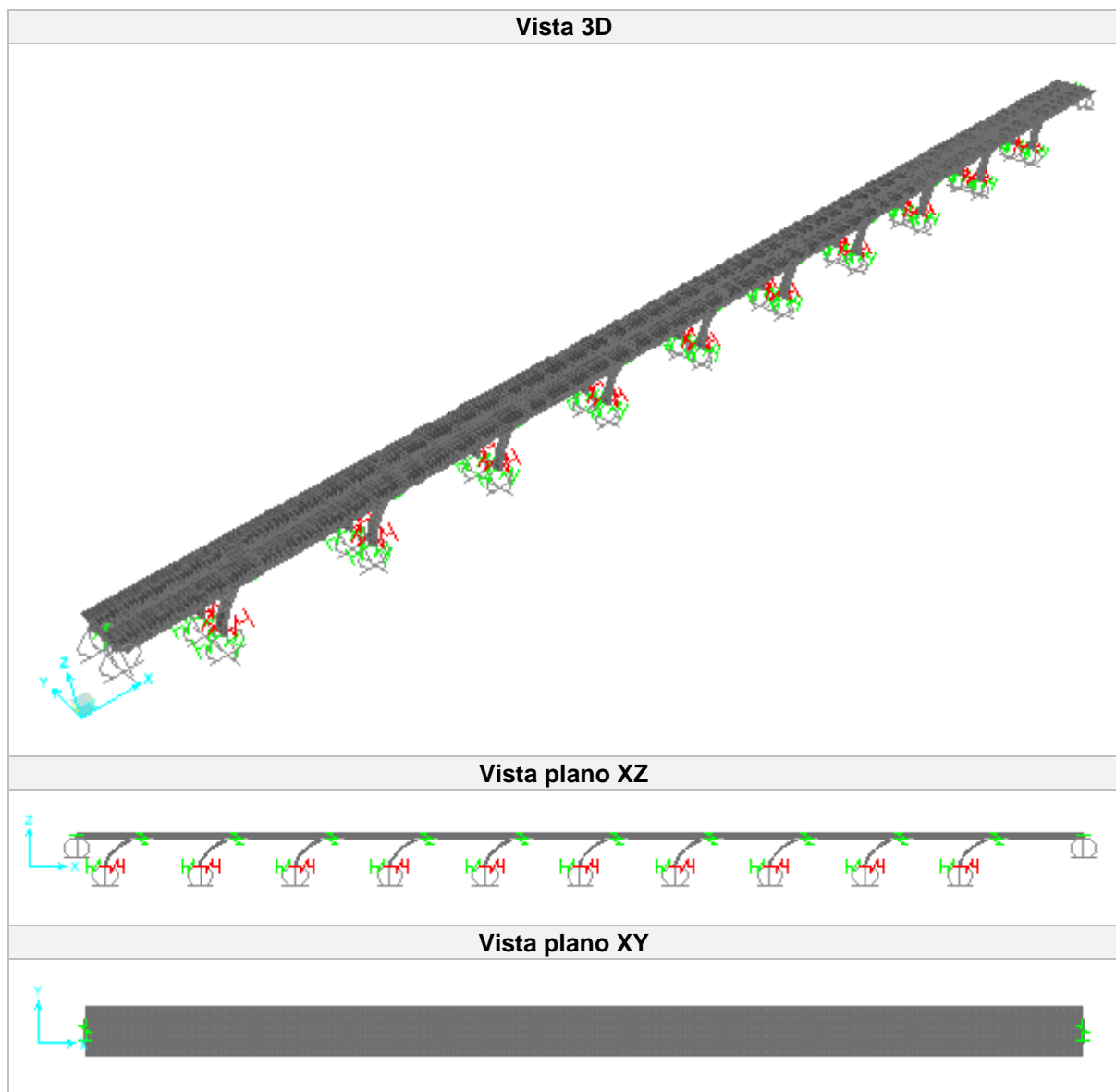


## Anexo 6 – Características dinâmicas da estrutura com isolamento sísmico

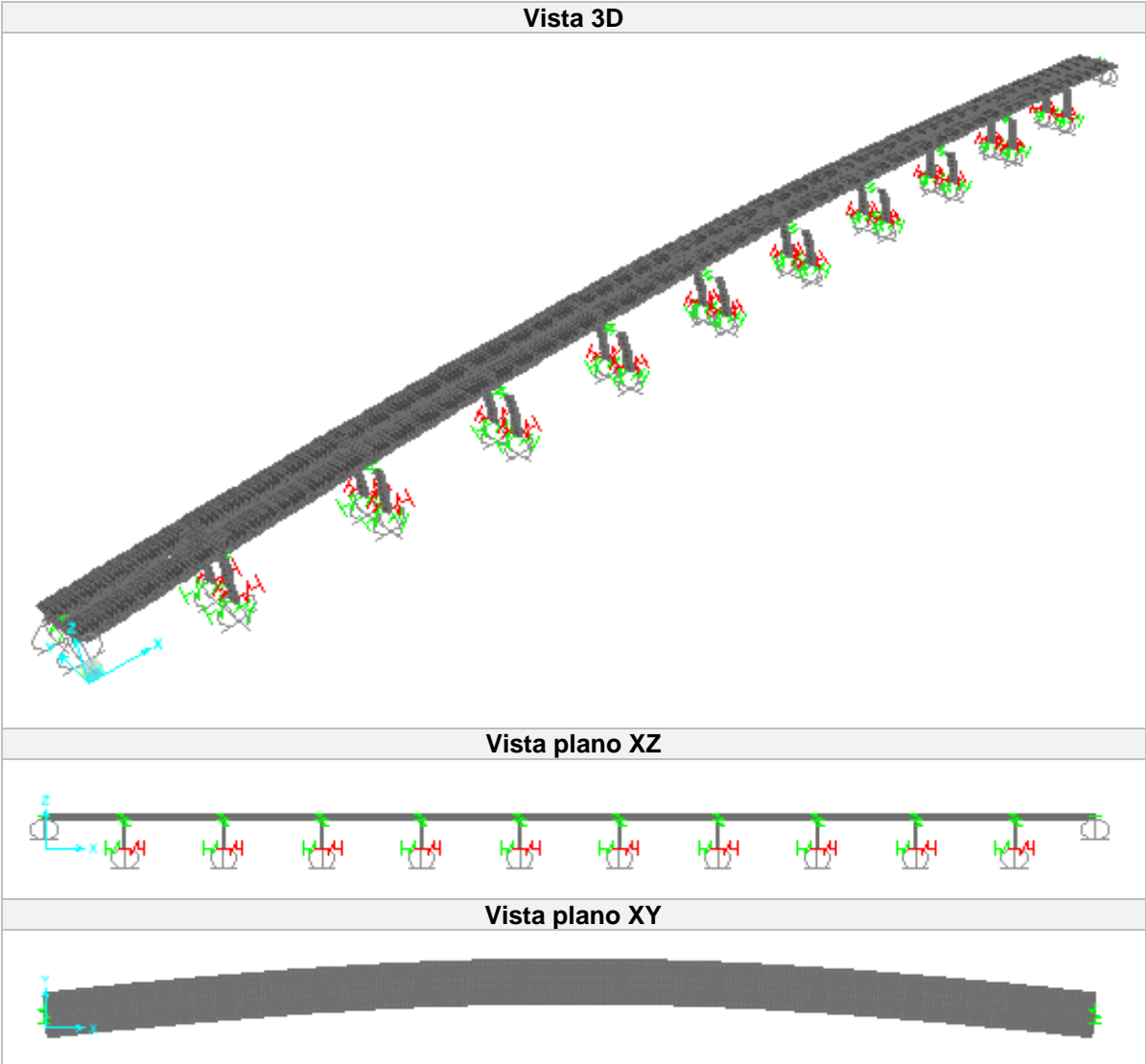
Informação modal do viaduto com os aparelhos de isolamento SI-N 800/160 instalados no topo dos pilares:

Modo	Período, T (s)	Frequência, f (Hz)	U <sub>x</sub> (%)	U <sub>y</sub> (%)	Sum U <sub>x</sub> (%)	Sum U <sub>y</sub> (%)
1	4,75	0,21	0,94	0	0,94	0
2	3,21	0,31	0	0,76	0,94	0,76
3	1,89	0,53	0	0	0,94	0,76
4	1,17	0,85	0	0,12	0,940	0,88

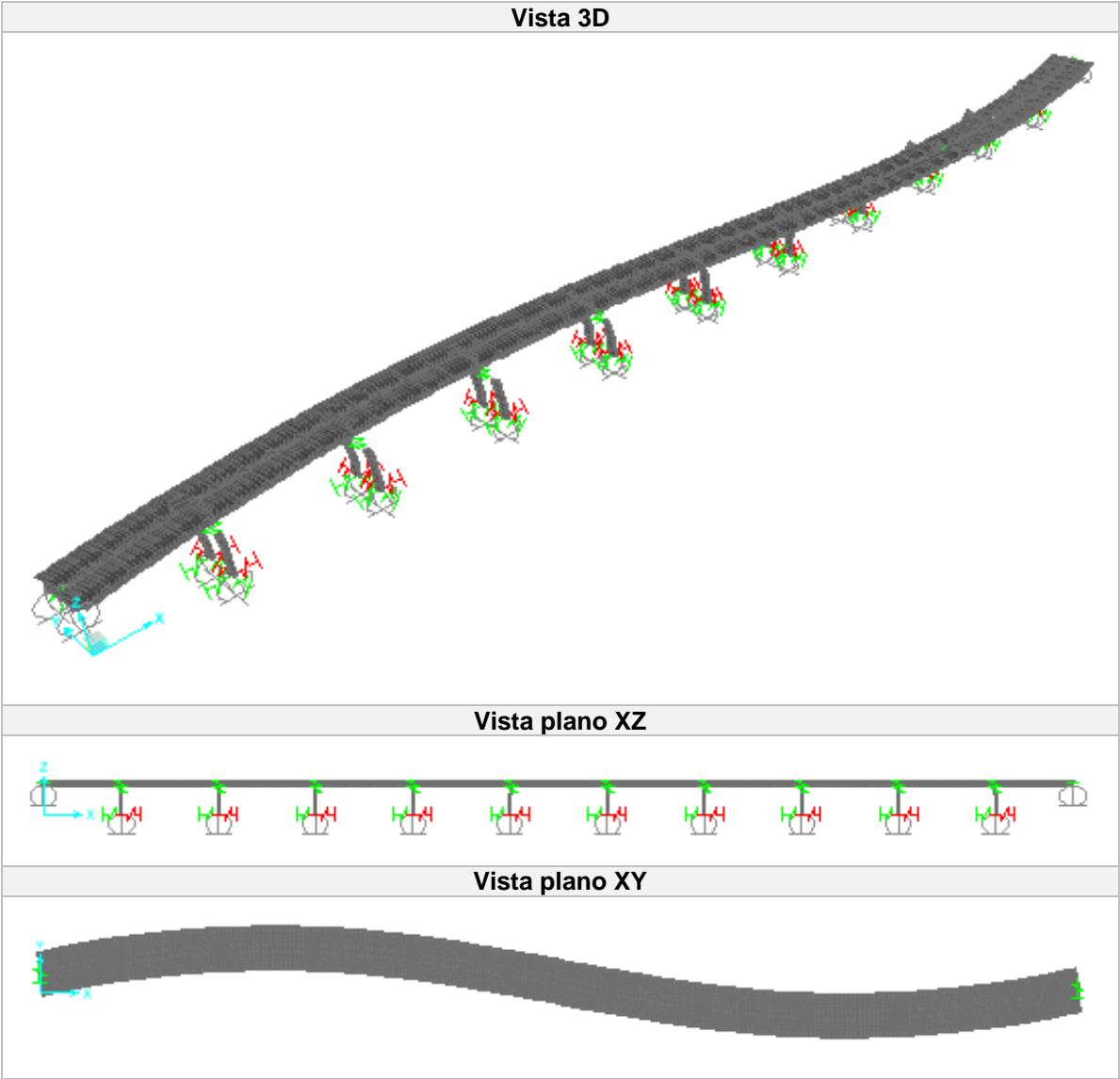
Configuração modal do viaduto para o 1º modo de vibração:



**Configuração modal do viaduto para o 2º modo de vibração:**



**Configuração modal do viaduto para o 3º modo de vibração:**



Configuração modal do viaduto para o 4º modo de vibração:

