



UNIVERSIDADE DE
COIMBRA

Fabrice Alberto Faria

PONTES EM VIGA SUJEITAS A AÇÃO SISMICA: ANÁLISE
DE SOLUÇÕES ALTERNATIVAS PARA OS PILARES

BEAM BRIDGES UNDER SEISMIC ACTION: ANALYSIS OF DIFFERENT
SOLUTIONS FOR THE PIERS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de
Especialização em Estruturas, orientada pelo Professor Doutor Alberto
Miguel Bizarro Martins. e apresentada ao Departamento de Engenharia
Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Junho de 2021

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Fabrice Alberto Faria

PONTES EM VIGA SUJEITAS A AÇÃO SISMICA: ANÁLISE DE SOLUÇÕES ALTERNATIVAS PARA OS PILARES

BEAM BRIDGES UNDER SEISMIC ACTION: ANALYSIS OF DIFFERENT SOLUTIONS FOR THE PIERS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Alberto Miguel Bizarro Martins.

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Junho de 2021



UNIVERSIDADE DE
COIMBRA

Ao meu Pai.

AGRADECIMENTOS

Assumindo este trabalho como o culminar de todo um percurso académico, queria desta forma dar os meus agradecimentos a todos os que me acompanharam nestes anos, tanto no percurso académico como pessoal.

Ao meu orientador, Professor Alberto Martins, que com a sua excecional capacidade em ensinar, apoiou-me a guiou-me neste trabalho, apesar dos contratemplos que ocorreram neste ano, permaneceu sempre disponível e profissional. O seu grande rigor fez-me crescer e ver o mundo da engenharia de uma nova forma. Tornando-se um ponto de referência para o meu futuro percurso profissional. Ao Professor Anísio Andrade que me deu o gosto pela teoria das estruturas de maneira a facilitar a minha escolha de área de especialização neste curso e ao Professor Luís Costa Neves que lecionando as aulas de maneira mais prática me permitiu projetar no futuro dando uma maior motivação para o meu percurso académico.

Ao meu pai que me deu concelhos para a vida que nunca vou esquecer, a todos os sacrifícios por onde ele passou para que tivéssemos força para continuarmos os nossos projetos, a toda a felicidade que ele me trouxe nos momentos mais simples da vida. E principalmente, a todo o amor que ele me deu para tornar-me num homem melhor.

A minha mãe que com o seu grande coração sempre fez tudo o que fosse necessário para que não me faltasse nada, sempre foi forte apesar das dificuldades passadas. Graças a uma grande quantidade de sacrifícios permitiu me ser o que sou agora e espero conseguir retribuir todo o amor e força que ela me deu.

Aos meus irmãos Raphael e Angelina que me põem de bom humor cada vez que os vejo, sendo um grande apoio para a minha vida e ajudando me sempre que precisei.

Á minha melhor amiga, Yvett que também poderei tratar de irmã, que sempre me apoiou nos momentos difíceis que enfrentei nos últimos anos.

Aos meus avós que sem olhar para os esforços necessários, sempre arranjaram forma de me apoiar.

Ao meu tio Patrick, que me ensinou muitas coisas nesta vida, e também me apoiou sempre que fosse necessário.

Á Filipa e a Catarina que sempre me acompanharam e ajudaram na minha vida académica e que me enriqueceram com conversas construtivas.

Um obrigado a todos.

RESUMO

A ação sísmica assume especial relevância e condiciona o projeto de estruturas em regiões de alta e moderada sismicidade. No caso das pontes, os pilares desempenham um papel fundamental na integridade estrutural face à ação dinâmica dos sismos, pelo que a análise e dimensionamento dos mesmos merece especial atenção. Neste trabalho aborda-se a análise e dimensionamento de pilares de pontes em viga sujeitas à ação dinâmica dos sismos. A resposta estrutural face à ação dinâmica dos sismos será obtida através do método do modo fundamental e do método de sobreposição modal com espectro de resposta definidos de acordo com as disposições do Eurocódigo 8 – Parte 1 e Eurocódigo 8 – Parte 2. O dimensionamento dos pilares será efetuado tendo em conta as disposições do Eurocódigo 2 – Parte 1 e do Eurocódigo 8 – Parte 2. Através de um exemplo de aplicação referente a uma ponte em viga de vãos múltiplos com tabuleiro em laje vigada analisam-se soluções alternativas para os pilares. Assim, estuda-se a influência do tipo de secção transversal, tipo de ligação tabuleiro-pilares, intensidade da ação sísmica, altura e arranjo transversal dos pilares, comprimento dos vãos da ponte. As diversas soluções são avaliadas em termos de sustentabilidade, calculando-se o custo e impacto ambiental associados à execução dos pilares, determinados a partir dos valores unitários do volume de materiais utilizados (betão, aço das armaduras) e área de cofragem. O impacto ambiental é expresso em termos de emissões de dióxido de carbono e energia incorporada nos materiais utilizados.

Palavras-chave: pontes; pontes em viga; pilares; ação sísmica; sustentabilidade; custo; impacto ambiental.

ABSTRACT

The seismic action is of major relevance and influences the design of engineering structures in high and moderate seismicity zones. Bridge piers play a fundamental role in structural integrity of bridges under seismic action. Therefore, their analysis and design are of utmost importance. This work addresses the analysis and design of beam bridges' piers under seismic action. The structural response under seismic action is evaluated using the fundamental mode method and the mode superposition method with response spectrum defined according to Eurocode 8 – Part 1 and Eurocode 8 – Part 2. The piers are designed following the design rules of Eurocode 2 – Part 1 and Eurocode 8 – Part 2. A numerical example concerning a multiple-span beam bridge with beam-and-slab deck is used to study the influence of some parameters in different solutions for the piers. The studied parameters are: piers cross-section, deck-piers connection, intensity of the seismic action, piers height and transversal arrangement, and span length. The cost and environmental impact of piers erection is used to assess the sustainability of the different solutions. The cost and environmental impact of the volume of materials (concrete, reinforcing steel) and area of formwork are used to access the overall cost and environmental impact. The environmental impact is expressed in terms of carbon dioxide emissions and embodied energy.

Keywords: bridges; beam bridges; piers; seismic action; sustainability; cost; environmental impact

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
1. Introdução.....	1
1.1. Considerações gerais.....	1
1.2. Objetivos do trabalho.....	2
1.3. Organização do trabalho	3
2. Estado da arte.....	4
2.1. Considerações gerais.....	4
2.2. Pontes em betão	4
2.3. Pontes rodoviárias em viga	8
2.3.1. Comportamento estrutural.....	8
2.3.2. Soluções típicas para o tabuleiro	9
2.3.3. Soluções típicas para os pilares	11
2.4. Avaliação de custo e impacto ambiental.....	13
2.5. Comportamento sísmico de pontes	15
2.6. Análise e dimensionamento sísmico de pilares de pontes	17
2.6.1. Análise dinâmica.....	17
2.6.2. Princípios gerais do Eurocódigo 8	18
2.6.3. Definição da ação sísmica	19
2.6.4. Coeficiente de comportamento e níveis de ductilidade.....	23
2.6.5. Modelação estrutural	23
2.6.6. Método de sobreposição modal com espectros de resposta.....	25
2.6.7. Método do modo fundamental	26
2.6.8. Critérios de dimensionamento e disposições construtivas	28
3. Exemplos de aplicação	33

3.1. Considerações gerais.....	33
3.2. Dados gerais dos exemplos de aplicação	33
3.3. Exemplo base	36
3.3.1. Valores das ações	36
3.3.2. Análise dinâmica – método do modo fundamental	38
3.3.3. Análise dinâmica – método de sobreposição modal com espectros de resposta	40
3.3.4. Esforços de dimensionamento.....	41
3.3.5. Dimensionamento à flexão composta	43
3.3.6. Dimensionamento ao esforço transverso.....	44
3.3.7. Verificação de dimensionamento e disposições construtivas	46
3.3.8. Valores de volumes, custos e impacto ambiental dos pilares	47
3.4. Análise de soluções alternativas para os pilares	48
3.4.1. Influência da secção transversal dos pilares.....	48
3.4.2. Influência do tipo de ligação tabuleiro-pilares.....	50
3.4.3. Influência da intensidade da ação sísmica.....	53
3.4.4. Influência da altura dos pilares.....	56
3.4.5. Influência do comprimento dos vãos do tabuleiro	58
3.4.6. Influência do arranjo transversal dos pilares.....	61
3.5. Resumo dos resultados obtidos.....	63
4. Conclusões e recomendações para estudos futuros	73
4.1. Conclusões	73
4.2. Recomendações para estudos futuros	74
Referências bibliográficas	76

1. Introdução

1.1. Considerações gerais

Como refere Córias e Silva (2002), “As notas de euro exibem, todas elas, gravuras de pontes e isso tem um significado: vencer um obstáculo, transpor uma barreira, comunicar, ligar, progredir, alcançar, chegar. Ou então voar sobre, passar sem pisar, sem perturbar.

*Tu que tens saber profundo,
Que és engenheiro e vês bem,
Ergue uma ponte onde o mundo
Passe sem smagar ninguém.*

(Aleixo A., 2009) Dedicado ao estudante de engenharia Laginha Serafim”.

As pontes, quer rodoviárias quer ferroviárias, constituem elementos fundamentais de importantes vias de comunicação pelo que merecem especial atenção durante toda a sua vida útil. De um modo geral, a estas obras estão associados elevados impactos económicos, sociais e ambientais não apenas nas fases de projeto e construção, mas também durante as etapas de manutenção, reparação ou reabilitação (Amaro C., 2002; Couto M., 2009).

Em Portugal como em todas as regiões do globo que se inserem em zonas de moderada a elevada sismicidade, a ação sísmica é um aspeto fulcral no dimensionamento de estruturas de Engenharia Civil, isto para evitar acontecimentos que resultem em elevadas perdas humanas e materiais como o sismo que ocorreu em Lisboa no ano de 1755. Com o desenvolver da nossa sociedade é expectável que os danos e perdas decorrentes da ocorrência de eventos sísmicos sejam mitigados, evitando-se elevados impactos sociais e económicos observados no passado. Nas últimas décadas, em virtude do trabalho de investigação que tem vindo a ser desenvolvido em muitos países, tem-se verificado um aumento do nível de conhecimentos acerca do comportamento sísmico das estruturas de Engenharia Civil. Esta realidade é refletida nas regulamentações sísmicas mais recentes. Atualmente, o Eurocódigo 8 – Parte 1 (NP EN 1998-1, 2010) e Eurocódigo 8 – Parte 2 (EN 1998-2, 2011) no caso das pontes, substituem a nível nacional o RSA (1983) e o REBAP (1983) no que respeita às disposições a garantir no dimensionamento de estruturas para garantir a segurança das mesmas face à ação dinâmica dos sismos.

Os pilares de pontes em viga têm como objetivo suportar o tabuleiro e transmitir as cargas deste ao solo de fundação. Funcionando como elementos de apoio do tabuleiro desempenham um papel fundamental na integridade estrutural das pontes face à ação dinâmica dos sismos, pelo que a análise e dimensionamento dos mesmos assume especial relevância. A resposta sísmica

deste tipo de pontes dependerá, em grande medida, da relação entre a massa do tabuleiro e a rigidez proporcionada pelos pilares. Porém, dado que até para uma ponte relativamente simples haverá um elevado número de soluções possíveis, caberá ao engenheiro projetista determinar a solução que irá maximizar o rendimento dos bens utilizados, minimizando tanto os custos como os impactos que esta irá ter no ambiente. A solução adotada deve garantir a fiabilidade face às várias ações que a estrutura terá de suportar e respeitar as normas de construção em vigor.

O grande crescimento da população nas últimas décadas, que levou a um crescimento das zonas urbanas e a procura de níveis de vida cada vez mais elevados, tem levado a uma necessidade crescente em termos de materiais e energia. No entanto, esta necessidade trouxe um grande impacto ambiental, notório nas alterações climáticas. Estes impactos podem ser notados nos ecossistemas, através da previsão de desaparecimento de muitos destes devido a alterações climáticas provocando provavelmente a chegada ao limite de capacidade máxima de absorção de carbono pelos ecossistemas terrestres neste século. Nas zonas costeiras, devido à subida do nível do mar e à erosão da costa prevêem-se inundações, que serão agravadas pela existência de construções em zonas costeiras. Outros sectores que também terão impactos devido às alterações climáticas serão a indústria, a sociedade, a saúde, a água, e a economia. Observando estas previsões conclui-se que, desta forma, não será possível manter os padrões de vida atual durante um período prolongado de tempo.

O sector da construção é um dos sectores mais ativos na Europa representando um importante sector económico e contribuindo simultaneamente para um elevado impacto ambiental, sendo o sector que consome o maior volume de matérias primas não renováveis e que também contribui para uma parcela significativa da produção de resíduos mundial. Assim, o sector da construção está perante o grande desafio de contribuir para um desenvolvimento sustentável. Este objetivo pode ser alcançado conservando de maneira mais eficaz possível, a energia dos materiais, através da incorporação de resíduos ou privilegiando materiais que tenham uma emissão de carbono equivalente baixa. Deste modo, considera-se relevante desenvolver estudos no sentido de avaliar a sustentabilidade no âmbito do projeto de estruturas de Engenharia Civil, tendo em vista a sustentabilidade do sector da construção e procurando contribuir para alcançar os objetivos de desenvolvimento sustentável da Agenda 2030 das Nações Unidas.

1.2. Objetivos do trabalho

Tendo em observação o que foi mencionado na secção anterior, este trabalho tem como objetivo principal analisar o custo e impacto ambiental de diferentes soluções para a secção transversal dos pilares de pontes em viga, de vãos múltiplos, executadas em betão estrutural sujeitas à ação dinâmica dos sismos.

A resposta estrutural face à ação sísmica é obtida recorrendo ao método do modo fundamental (MMF) e ao método de sobreposição modal (MSM) com espectros de resposta tendo em conta

as indicações do Eurocódigo 8 – Parte 1 (NP EN 1998-1, 2010) e Eurocódigo 8 – Parte 2 (EN 1998-2, 2011). O MSM é aplicado recorrendo ao programa comercial SAP2000 para a análise estrutural através do método dos elementos finitos. O dimensionamento dos pilares é feito tendo em conta as disposições do Eurocódigo 2 – Parte 1 (NP EN 1992-1-1, 2010) e do Eurocódigo 8 – Parte 2 (EN 1998-2, 2011). Através de diversos exemplos de aplicação analisa-se a influência de vários parâmetros no custo e impacto ambiental para a execução dos pilares de pontes em viga de vãos múltiplos.

1.3. Organização do trabalho

Esta dissertação é constituída por quatro capítulos, cuja descrição sumária do conteúdo destes se apresenta de seguida.

Neste primeiro capítulo faz-se uma introdução ao tema desenvolvido na presente dissertação, apresentam-se os objetivos da mesma e a sua respetiva organização.

No segundo capítulo apresenta-se o estado da arte no que respeita à análise e dimensionamento sísmico de pilares de pontes em betão. Deste modo, começa-se por caracterizar as soluções habituais para pontes rodoviárias em betão e apresentam-se aspetos gerais do comportamento estático e dinâmico das mesmas. Aborda-se o conceito de sustentabilidade da construção e referem-se indicadores, como o custo e o impacto ambiental, para a avaliação deste conceito. Posteriormente, presta-se especial atenção aos aspetos relacionados com a análise e dimensionamento sísmico de pilares de pontes em betão tendo em conta as disposições normativas do Eurocódigo 2 – Parte 1 (NP EN 1992-1-1, 2010), Eurocódigo 8 – Parte 1 (NP EN 1998-1, 2010) e Eurocódigo 8 – Parte 2 (EN 1998-2, 2011).

No terceiro capítulo são apresentados os exemplos de aplicação desenvolvidos no âmbito do presente trabalho. Assim, começa-se por indicar as características gerais desses exemplos e faz-se uma descrição detalhada da análise e dimensionamento de um exemplo base. Posteriormente, com o objetivo de avaliar a influência, em termos de custo e impacto ambiental, das soluções para os pilares apresentam-se e analisam-se os resultados de diversos exemplos em que se variam parâmetros, tais como, o tipo de ligação tabuleiro-pilares, a altura dos pilares, o comprimento dos vãos do tabuleiro, a intensidade da ação sísmica e o arranjo transversal dos pilares. Conclui-se com um resumo dos resultados obtidos nos diversos exemplos analisados.

No quarto capítulo apresentam-se as conclusões gerais do trabalho desenvolvido e apontam-se algumas recomendações para estudos futuros no âmbito da temática abordada.

Por último, apresentam-se as referências bibliográficas consultadas na elaboração desta dissertação.

2. Estado da arte

2.1. Considerações gerais

Neste capítulo apresentam-se diversos aspetos gerais e conceitos fundamentais no contexto do trabalho desenvolvido na presente dissertação. Deste modo, começar-se-á por apresentar uma perspetiva geral das pontes executadas em betão estrutural. De seguida, descreve-se o tipo de estrutura em estudo na presente dissertação, ou seja, as pontes rodoviárias em viga executadas em betão. Apresentam-se os aspetos gerais do seu comportamento estrutural face a ações estáticas e à ação sísmica, assim como, os valores típicos para os vãos do tabuleiro e para a altura dos pilares. Indicam-se também quais as soluções habituais para a secção transversal do tabuleiro e dos pilares. Posteriormente, aborda-se o conceito de sustentabilidade da construção indicando-se as componentes do mesmo e presta-se especial atenção à avaliação de custo e impacto ambiental no contexto do presente trabalho.

Na medida em que o foco do presente trabalho é a análise e dimensionamento sísmico de pilares de pontes apresentam-se aspetos gerais do comportamento sísmico de pontes. De seguida, presta-se especial atenção aos conceitos fundamentais da análise dinâmica de estruturas e aos princípios gerais do Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1, 2010) para o projeto sismo-resistente. Nesse sentido, abordam-se aspetos como a definição da ação sísmica, o coeficiente de comportamento e os níveis de ductilidade, a modelação da estrutura para análise dinâmica, os critérios de dimensionamento e as disposições construtivas. Apresentam-se ainda os métodos de análise dinâmica linear propostos no Eurocódigo 8 – Parte 2 (EN 1998-2, 2010) que são utilizados no âmbito do presente trabalho, nomeadamente, o método de sobreposição modal com espectros de resposta e o método do modo fundamental.

2.2. Pontes em betão

O betão estrutural é utilizado na execução de, praticamente, todos os tipos de pontes, podendo indicar-se os seguintes exemplos: pontes em arco, pontes em viga, pontes em pórtico, pontes com pré-esforço extradorsal e pontes de tirantes.

Nas pontes em arco (inferior ou superior) as cargas verticais no tabuleiro são transmitidas aos arcos. Estes, funcionando em compressão, encaminham as cargas para os encontros que as irão transmitir, por sua vez, às fundações. Uma das pontes mais conhecidas em Portugal com este tipo de conceção, é a ponte da Arrábida que atravessa o rio Douro, ligando Porto a Vila Nova de Gaia (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Ponte da Arrábida (Wikimedia Commons@, 2021)

As pontes em viga são pontes em que o tabuleiro é suportado diretamente nos encontros ou em pilares intermédios, que permitem reduzir o vão a vencer. As cargas verticais são resistidas por flexão do tabuleiro e os pilares encaminham as cargas do tabuleiro até às fundações, estando sujeitos principalmente a esforços de compressão e flexão. Trata-se de uma solução adequada para vencer vãos pequenos a médios (até cerca de 50 a 80 m) caracterizando-se por um funcionamento estrutural e execução relativamente simples, explicando assim, a sua popularidade em todo o globo. A ponte de Santa Clara (Figura 2.2) construída a partir de um projeto dos Engenheiros Edgar Cardoso e António Franco, também responsáveis pela ponte da Arrábida, liga o centro de Coimbra a Santa Clara. Dado que no momento da sua construção, o tráfego entre Lisboa e Porto se fazia através desta zona, a substituição da antiga ponte pela atual, foi efetuada de modo a responder ao aumento de tráfego.



Figura 2.2 – Ponte de Santa Clara (Basófiás@, 2021)

As pontes em pórtico diferem das pontes em viga pelo facto de apresentarem uma ligação monolítica entre o tabuleiro e os pilares que o suportam. Do ponto de vista sísmico, estas pontes serão indicadas para estruturas com pilares relativamente altos ou situadas em zonas de elevada

sismicidade. A ponte Miguel Torga, na localidade da Régua e pertencente à autoestrada A24, é um bom exemplo deste tipo de estrutura (Figura 2.3).



Figura 2.3 – Ponte Miguel Torga (Régua, A24) (Rito A., 2004)

Em termos de pontes executadas em betão podem ainda referir-se as pontes em que o tabuleiro é suportado, total ou parcialmente, por cabos, como são os casos das pontes com pré-esforço extradorsal e das pontes de tirantes. Nas pontes com pré-esforço extradorsal combinam-se os conceitos de suspensão do tabuleiro (como nas pontes de tirantes) e de flexão do tabuleiro (como nas pontes em viga em caixão de betão pré-esforçado). Este tipo de pontes constitui uma alternativa económica aos dois tipos de pontes referidos para vãos entre os 100 e os 200 m, sendo utilizadas em vias rodoviárias ou ferroviárias. A ponte Odawara Blueway no Japão (Figura 2.4) é um dos primeiros exemplos deste tipo de estrutura.

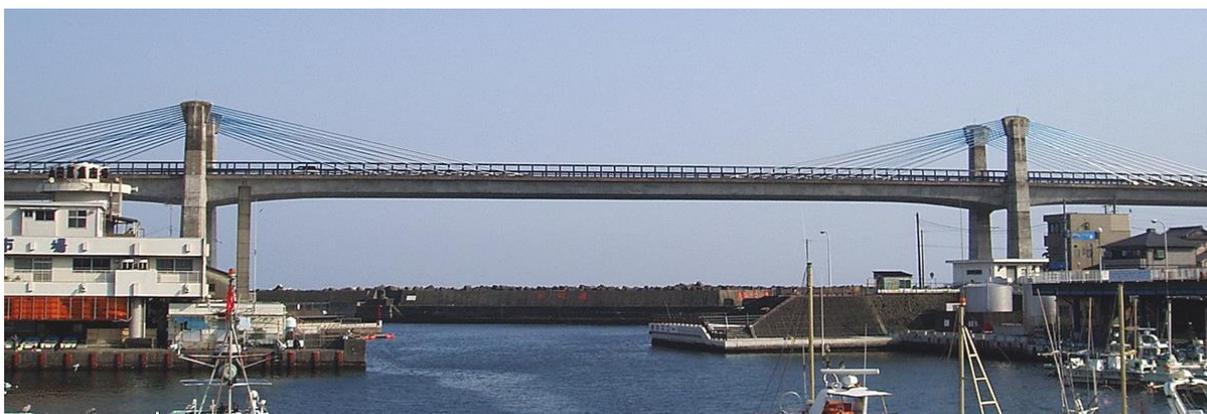


Figura 2.4 – Ponte Odawara Blueway (Wikimédia Commons@, 2021)

Relativamente às pontes de tirantes, as cargas verticais no tabuleiro são suportadas por tirantes que fornecem um apoio praticamente contínuo ao tabuleiro e permitem vencer médios e grandes vãos. Os tirantes inclinados transmitem às torres as forças de suporte do tabuleiro. As torres, funcionando predominantemente em compressão, encaminham as forças transmitidas pelos tirantes às fundações (Martins A., 2015). A ponte Vasco da Gama que atravessa o estuário do

rio Tejo ligando Lisboa a Alcochete, com um vão total de 830 m e um vão central de 420 m, é um bom exemplo deste tipo de estrutura, sendo uma das pontes mais conhecidas em Portugal (Figura 2.5).



Figura 2.5 – Ponte Vasco da Gama (Fotocomunity@, 2021)

Dado que a escolha do tipo de ponte depende grandemente do vão total que esta tem de superar, apresenta-se na Figura 2.6 um esquema ilustrativo de diferentes tipos de pontes e os correspondentes valores habituais para o vão total.

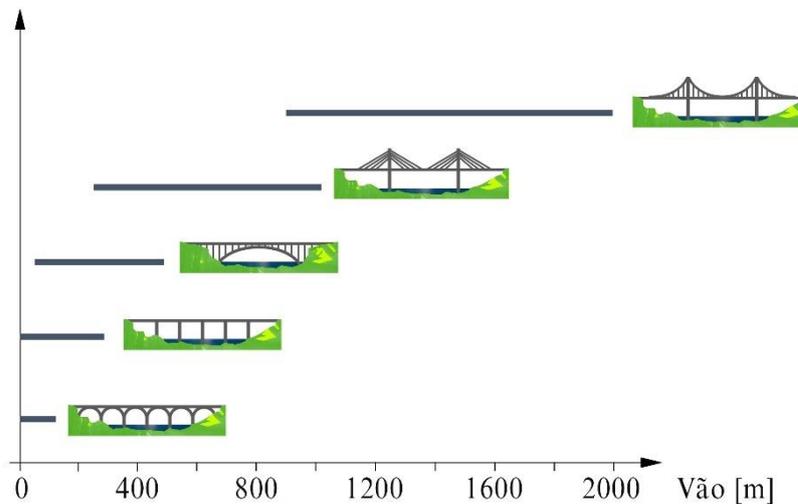


Figura 2.6 – Escolha do tipo de ponte em função do vão total (adaptado de Pages.Techno@, 2021)

As pontes em alvenaria são utilizadas para vencer vãos reduzidos. As pontes em viga com vários tramos permitem vencer vãos até 330 m. As pontes em arco são indicadas para vãos entre os 100 m e os 550 m. As pontes de tirantes e as pontes suspensas são utilizadas para superar grandes vãos com comprimentos máximos de 1100 m e 2000 m, respetivamente.

2.3. Pontes rodoviárias em viga

2.3.1. Comportamento estrutural

Uma ponte em viga é constituída por tabuleiro, pilares, fundações, encontros e aparelhos de apoio. O tabuleiro tem a finalidade de vencer um determinado vão permitindo a continuidade de uma via de comunicação. Podem adotar-se diferentes tipos de secção transversal para o tabuleiro que terá de suportar e encaminhar as cargas gravíticas para os encontros e pilares, e ambos terão de transmitir estas cargas às fundações (Fernandes A. e Correia V., 2017). Os pilares têm uma grande importância na resistência destas pontes face à ação sísmica e à ação do vento. De realçar também a importância dos aparelhos de apoio que, fazendo a ligação entre o tabuleiro e os pilares, influenciam os esforços transmitidos pelo tabuleiro aos pilares, a rigidez conferida à estrutura e os movimentos do tabuleiro. As fundações podendo ser superficiais, profundas ou de outros tipos irão transmitir as cargas vindas dos pilares para o solo.

A implantação dos pilares ao longo da ponte, vai depender essencialmente do trecho que a ponte terá de superar. Sempre que possível deve evitar-se que os vãos na extremidade da ponte sejam demasiado curtos, a fim de evitar fenómenos de levantamento. As estruturas que apresentam um sistema de apoios e vãos simétricos, irão apresentar um melhor comportamento face aos sismos. Sempre que possível é aconselhável fazer coincidir o centro de massa do tabuleiro com o centro de rigidez dos apoios.

O comportamento sísmico da ponte dependerá dos valores das frequências de vibração, quer na direção longitudinal, quer na direção transversal. Estes valores, por sua vez, dependerão dos valores da massa e rigidez da estrutura. Numa fase de pré-dimensionamento, para estimar o comportamento sísmico de uma ponte, pode recorrer-se modelos simplificados. Assim, considerando o tabuleiro como uma massa rígida, é possível adotar um modelo de um grau de liberdade para estimar o período e frequência fundamental da ponte através da Equação 2.1.

$$T = \frac{1}{f} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (2.1)$$

em que K representa a rigidez da estrutura e M representa a massa do tabuleiro mais metade da massa dos pilares.

Sabe-se que quanto maior for o período fundamental menor será a aceleração espectral, mas maior será a deformação da estrutura. As pontes apresentem valores habituais das frequências fundamentais entre 0,3 e 1,5 Hz, ou seja, períodos de vibração entre os 0,6 s e os 3 s (Appleton, 2013).

2.3.2. Soluções típicas para o tabuleiro

Na conceção de uma ponte em viga um dos aspetos importantes é o peso do tabuleiro. De facto, uma solução mais leve conduz a menores esforços transmitidos aos pilares que o suportam. Esta influência é relativamente pequena para pontes com pilares de altura inferior a 15 m e vão inferior a 30 m (Sétra, 2012). De uma forma geral, sob a ação dos sismos o tabuleiro permanece em regime elástico, pelo que, o seu dimensionamento não será condicionado por esta ação, contudo há certas disposições que têm de ser verificadas. Assim, é necessário limitar os deslocamentos do tabuleiro relativamente aos pilares, evitar choques entre o tabuleiro e outras partes da estrutura, principalmente com as mais frágeis (por exemplo: zonas de ancoragem de cabos pré-esforçados ou peças metálicas finas). A utilização de aparelhos de apoio com capacidade para dissipar energia e a aplicação de amortecedores constituem medidas destinadas a reduzir os deslocamentos e as vibrações sísmicas e, deste modo, evitar o impacto entre o tabuleiro e outros elementos da estrutura. A rotura frágil devido a falta de ductilidade ou rotura por esforço de corte também terão de ser evitadas.

Para as pontes em viga podem adotar-se diferentes soluções para a secção transversal do tabuleiro, nomeadamente, laje maciça, laje nervurada, laje vigada e secção em caixão. Segundo (Graça, 2017; Transports Québec, 2005), a solução em laje maciça (Figura 2.7) é indicada para pequenos vãos (inferiores a 20 m), representando uma boa opção para pontes enviesadas e de geometria complexa como por exemplo em pontes curvas. O elevado peso próprio desta solução será a sua principal desvantagem que poderá ser atenuada através de vazamentos, implicando uma maior complexidade na sua execução devido ao requerimento de não flutuação dos tubos e uma maior dificuldade na betonagem destas.

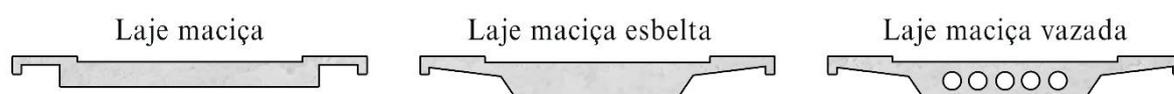


Figura 2.7 – Secções transversais de tabuleiros em laje maciça, adaptado de Reis (1999)

De modo a eliminar as principais desvantagens da solução apresentada anteriormente, as lajes nervuradas (Figura 2.8) efetuadas com cofragens recuperáveis em plástico são indicadas para tabuleiros com vãos entre 20 e 45 m (Appleton, 2014).

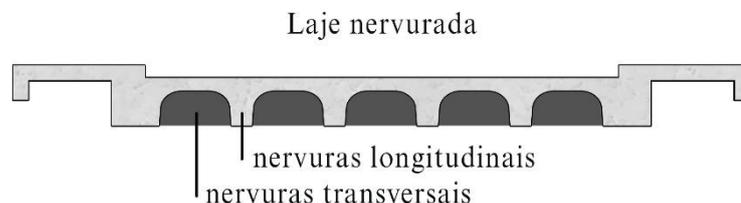


Figura 2.8 – Secção transversal de um tabuleiro em laje nervurada, adaptado de Reis (1999)

Os tabuleiros em laje vigada, aconselhados para superar vãos entre 20 e 55 m têm como característica, lajes finas suportadas por vigas espaçadas longitudinalmente como se pode ver nas diferentes seções transversais apresentados na Figura 2.9.

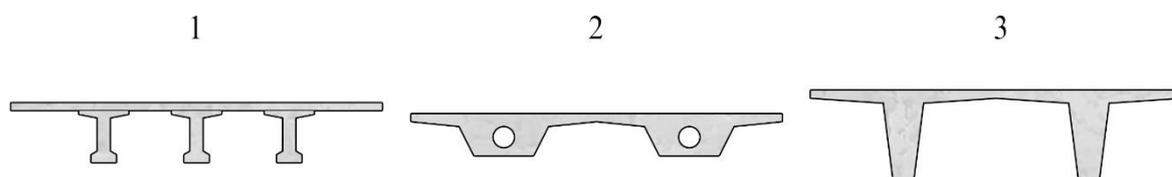


Figura 2.9 – Secções transversais típicas de tabuleiros em laje vigada

A Figura 2.9 (1) corresponde a uma solução de laje betonada *in-situ* suportada por várias vigas longitudinais pré-fabricadas, sendo apropriada para pontes com vão de até 50 m. As secções apresentadas na Figura 2.9 (2) e (3) correspondem a soluções de laje vigada betonada *in-situ* em que a laje é suportada apenas por duas vigas longitudinais, sendo apropriadas para vãos até 55 m.

Os tabuleiros em caixão (Figura 2.10), apesar da sua maior complexidade de execução são a solução mais apropriada para vencer vãos superiores a 55 m, para pontes curvas em planta ou com largura variável. Esta solução tem como vantagens uma maior resistência à torção e apresenta menores deformações devido a fluência, dado que o betão estará submetido a menores tensões de compressão (Reis, 1999).

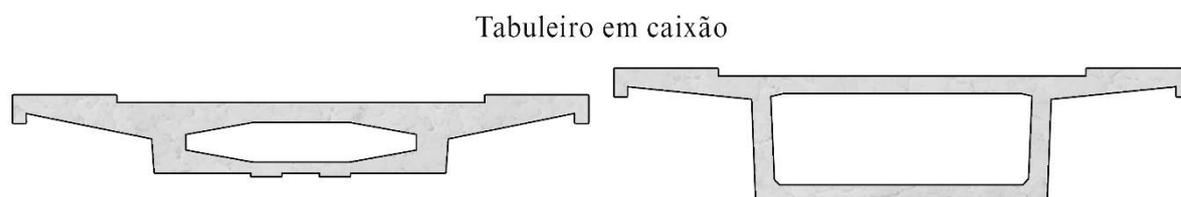


Figura 2.10 - Secções transversais típicas de tabuleiros em caixão

2.3.3. Soluções típicas para os pilares

Os pilares são elementos que irão sofrer esforços horizontais devido aos movimentos do tabuleiro. Dado que as ações devido à inércia deste poderão ser bastante superiores às provocadas pelo vento ou travagem, os pilares terão uma importância significativa no comportamento da ponte face à ação sísmica. O dimensionamento dos pilares deve garantir a verificação da segurança da estrutura sujeita a ações horizontais. Neste contexto, a esbelteza destes elementos é um aspeto condicionante, sendo também importante, para um adequado comportamento sísmico, que as tensões normais a que estão sujeitos sejam moderadas. Segundo Appleton (2013), na fase de pré-dimensionamento, a esbelteza do pilar terá de cumprir com as Equações 2.2 e 2.3.

$$\lambda = l_0/i < 140 \quad (2.2)$$

$$\lambda = l_0/i < 70 \quad (2.3)$$

em fase construtiva e em fase definitiva, respetivamente. Em que: λ é a esbelteza do pilar, l_0 é o comprimento de encurvadura do pilar e i é o raio de giração dado por $i = \sqrt{I/A}$, onde I é o momento de inércia e A representa a área da secção.

Segundo Appleton (2013), para assegurar que o nível de tensões normais nas secções seja moderado os pilares têm de obedecer á condição expressa na Equação 2.4.

$$v = \frac{N_{CP} + \psi_2 N_{SC}}{A_{\text{pilar}}} \ll 0,4f_{ck} \quad (2.4)$$

Em que: N_{CP} é o esforço axial provocado pelas cargas permanentes, N_{SC} é o esforço axial provocado pelas sobrecargas, A_{pilar} é a área da secção transversal do pilar, f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade e ψ_2 é coeficiente que define o valor representativo das ações variáveis para os valores quase-permanentes. Este critério é importante do ponto de vista da resistência face à ação sísmica pois é nos pilares que reside a capacidade de dissipação de energia por parte da estrutura.

A secção transversal dos pilares, na medida em que influência diretamente a rigidez destes elementos e por sua vez da estrutura, terá efeitos no comportamento sísmico de uma ponte. Por exemplo, os pilares em I irão conferir um comportamento transversal rígido à estrutura enquanto que os pilares retangulares ou circulares irão conferir um comportamento transversal mais flexível. Para garantir a ductilidade, os pilares de secção oca deverão apresentar espessura superior a 1/8 do comprimento do lado respetivo nas zonas de formação potencial de rótulas plásticas. Além da ação sísmica existem outras condicionantes para a escolha da geometria de um pilar, como por exemplo, a topografia do local, as ações transmitidas pelo tabuleiro, a ação do vento, a ação dos corpos flutuantes, ação hidrodinâmica, ações acidentais e as condições de

funcionamento do pilar em fase construtiva. Em pontes correntes utilizam-se habitualmente pilares com secções cheias ou ocas. No caso de pontes situadas em cursos de água, de grande altura ou sujeitas a ações hidrodinâmicas os pilares parede são os mais aconselhados devido a sua grande resistência às ações horizontais e transversais (Graça, 2017). Estas configurações encontram-se representadas na Figura 2.11.

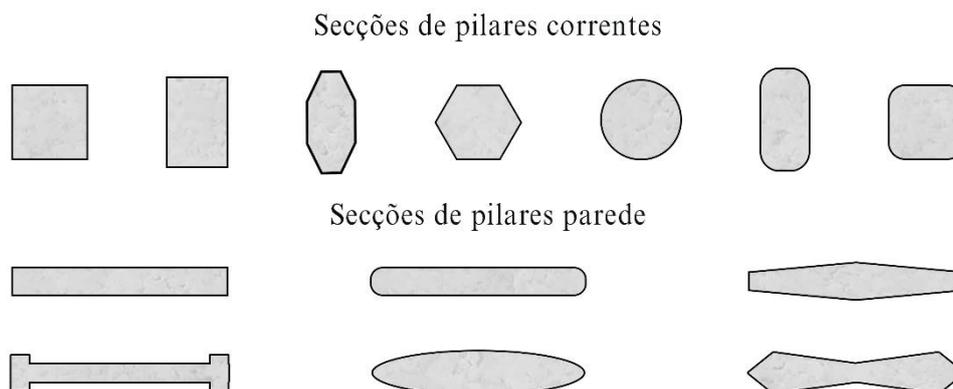


Figura 2.11 – Secções transversais típicas de um pilar de ponte rodoviária

Na execução de pontes em viga poderão ser utilizados desde pilares com pequena altura (entre 6 a 10 m) até pilares com várias dezenas de metros de altura. Como exemplos podem referir-se a ponte sobre a Ribeira da Laje na autoestrada A6 com pilares com altura máxima de 25 m e a ponte sobre o Rio Côa na autoestrada A25 apresentando pilares com altura máxima de 87 m (A2P, 2021).

Os aparelhos de apoio, permitindo a ligação entre os pilares e o tabuleiro terão como missão transmitir as cargas vindas do tabuleiro para os pilares sem bloquear as rotações resultantes da flexão e da torção originados pelos restantes elementos e do mesmo modo, sem bloquear os movimentos horizontais originados pela contração ou expansão do tabuleiro. Os apoios fixos sendo os mais simples permitem as rotações devido às sobrecargas no tabuleiro mas não permitem deslocamentos horizontais, logo irão transmitir forças verticais e horizontais aos pilares. Na categoria dos apoios móveis os mais utilizados são os de placas deslizantes, de rolo e de balanço. Enquanto o primeiro garante a liberdade de deslocamento horizontal através de uma placa que desliza sobre a outra, os apoios de rolo permitem este tipo de deslocamento através de um cilindro que roda entre uma placa situada no pilar e outra situada no tabuleiro. Os apoios de balanço usam o mesmo mecanismo que os de rolo mas são desaconselhados em pontes cujos deslocamentos horizontais são mais expressivos. Os apoios móveis irão permitir tanto as rotações do tabuleiro como os deslocamentos horizontais do mesmo. Na família dos apoios em material elastómero, os apoios em elastómero simples são constituídos por uma almofada de neopreno puro e são aconselhados no caso de pontes de pequeno vão. Os apoios

em neopreno laminado, aconselhados para maiores vãos, são constituídos por uma pilha de placas de neopreno laminado intercaladas com placas separadoras constituídas por fibra de vidro ou aço. Esta configuração irá permitir a estes apoios uma maior resistência face a ações verticais e maiores deslocamentos horizontais. Apesar de os apoios descritos anteriormente serem os mais utilizados na construção civil, também poderão ser observados outros tipos de apoio como os apoios em vaso, apoios em disco ou apoios ocultos (Cordeiro J., 2014).

2.4. Avaliação de custo e impacto ambiental

O projeto de estruturas é um processo iterativo em que o projetista procura, através da alteração de determinados parâmetros caracterizadores do sistema estrutural, uma solução que satisfaça um conjunto de critérios relacionados com a segurança, utilização e economia. Atualmente, a sustentabilidade do sector da construção assume especial relevância, pelo que, o projeto deverá incluir também critérios de sustentabilidade contribuindo, assim, para atingir os objetivos de desenvolvimento sustentável da Agenda 2030 das Nações Unidas.

O desenvolvimento sustentável poderá ser definido como “o desenvolvimento que permite satisfazer as necessidades do presente sem comprometer a capacidade de gerações futuras em satisfazer as suas próprias necessidades” (ONU, 1987). Este conceito deverá ser pensado desde as primeiras fases de um projeto, incluindo nas fases de planeamento, projeto, construção e exploração. Algumas práticas que ajudarão a alcançar a sustentabilidade de um projeto, será a sua boa integração no ambiente onde se situa, a redução do ruído associado a esta, uma boa gestão dos resíduos gerados e a monitorização da qualidade da água e do ar (Apambiente@, 2021).

De um modo geral, pode considerar-se que a sustentabilidade da construção engloba três componentes principais: económica, ambiental e social. Cada uma destas componentes pode ser avaliada através de vários indicadores (Fernández-Sánchez e Rodríguez-López, 2010; ISO 21929-1, 2011; Araújo, et al, 2013; Ferreira, 2016; Danso, 2018; Stanitsas, et al, 2021). Deste modo, para promover a construção sustentável é possível atuar em cada uma destas componentes quantificando os indicadores relevantes e avaliando o impacto, positivo ou negativo, das medidas adotadas sobre os indicadores e, conseqüentemente, na sustentabilidade da construção. Como exemplo de indicador da componente económica pode referir-se o custo ao longo do ciclo de vida da estrutura, envolvendo os custos de projeto, construção, manutenção e demolição. No que respeita à componente ambiental podem referir-se indicadores como a emissão de gases com efeito de estufa, a produção de resíduos, o consumo de água, de energia e de materiais.

Sabendo que sector da construção é um dos mais influentes a nível mundial e que este induz um grande impacto ambiental, sendo responsável por 30% a 50% da totalidade dos resíduos

gerados nos países cujo os rendimentos são mais elevados e de 40% das emissões de gases de efeito de estufa a nível mundial (Roque E., 2015). Tendo em conta estes números a otimização deste sector é de uma extrema importância para garantir as exigências do Protocolo de Kyoto e da normativa europeia 2010/31/EU – “Energy Performance in Buildings Directive” (EPBD) (2010). De modo a ir ao encontro destas metas e dado que a tendência neste sector é o aumento dos impactes, foi necessário aplicar legislações para inverter a tendência e, sendo assim é imprescindível a consideração dos aspetos relativos ao desempenho ambiental e energético desde o início da elaboração de um projeto de qualquer edifício.

Referido por Rodrigues A. (2012), o primeiro documento emitido de modo a limitar os Impactes Ambientais na construção surgiu nos Estados Unidos com a publicação da US National Environmental Policy Act – NEPA (1969), tendo o objetivo de “Estabelecer uma política nacional para promover um equilíbrio produtivo e saudável entre o homem e o ambiente, promover os esforços tendentes a evitar ou eliminar os danos ao ambiente e á biosfera e melhorar a saúde e bem-estar do homem”.

Posteriormente, a França, o Reino Unido, a Austrália e o Canada, adotaram legislações ou procedimentos que permitiam a Avaliação de Impactes Ambientais (AIA), e por sua vez, a Europa adota a AIA em 1985 (Diretiva 85/337/CEE) e definiu o modelo de AIA em 1997 (Diretiva 97/11/CE). De modo a fazer uma Análise de Impacto Ambiental (AIA), será necessário passar por cinco fases. A primeira fase consiste na determinação de aplicabilidade do regime jurídico de AIA (RJAIA, 2000), esta determinação poderá ser efetuada através da consulta dos anexos I e II do Decreto-Lei nº69/2000 de 3 de maio. O segundo passo é efetuado definindo o âmbito de realização opcional, este visa a determinar as questões relevantes que devem de constar no Estudo de Impacte Ambiental (EIA). No terceiro passo elabora-se o EIA apresentando as características do projeto a construir, a avaliação dos impactes prováveis positivos ou negativos e as medidas de gestão ambiental destinadas a mitigar os impactos negativos esperados. Na última fase, o EIA é entregue a autoridade de AIA que desenvolve uma apreciação técnica através de uma Comissão de avaliação (CA), após analisado o rigor científico da EIA e a não omissão de nenhuma informação relevante, na última fase será emitida a decisão no âmbito da AIA sobre a viabilidade da obra, chamada Declaração de Impacte Ambiental (DIA), poderá ser favorável ou desfavorável.

Em termos de valores, segundo (Röck M. e Passer A., 2019), as emissões de CO_2 médias associadas á construção de edifícios residenciais estão próximas de $35 \text{ kg}CO_2/\text{m}^2$ enquanto que no caso de escritórios, estas aproximam-se dos $100 \text{ kg}CO_2/\text{m}^2$, o valor da energia incorporada de um edifício comum determinada por (Roque E., 2015) aproxima-se dos $1500 \text{ MJ}/\text{m}^2$.

Por outro lado, a análise de custos é indispensável para a realização de qualquer obra. Sendo essencial para o desenvolvimento do planeamento e na avaliação de custos, permite prever os futuros desafios referentes à realização do projeto em causa como os custos relativos a cada etapa e a determinação das técnicas construtivas mais apropriadas para cada caso. De modo a conciliar os custos com os impactos ambientais, poderão ser feitas análises multidimensionais. (Rodrigues J., 2002; Construction21@, 2021).

No âmbito deste trabalho presta-se especial atenção às componentes económica e ambiental relacionadas com o projeto da estrutura de uma ponte rodoviária em viga executada em betão estrutural. Assim, no contexto do presente trabalho a avaliação de custo diz respeito ao custo de execução dos pilares da estrutura de uma ponte rodoviária. Este custo é formulado como o custo dos materiais utilizados incluindo o custo de construção. Do mesmo modo, associados aos materiais empregues na execução dos pilares consideram-se como indicadores de impacto ambiental, a emissão de dióxido de carbono e energia incorporada nos materiais. A avaliação de custo e a avaliação de impacto ambiental tendo em vista a minimização e/ou redução de ambos assumem especial relevância no sentido de contribuírem para a sustentabilidade da construção.

2.5. Comportamento sísmico de pontes

Os efeitos da ação sísmica numa ponte vão depender em grande medida da massa, da rigidez e grau de amortecimento da estrutura (DGC, 2019). De um modo geral, estas estruturas poderão ser dimensionadas partindo do pressuposto que os materiais que as constituem têm um comportamento elástico e linear. Esta abordagem poderá dar origem a valores relativamente altos das ações e por consequência, a projetos relativamente caros. De maneira a produzir projetos menos dispendiosos pode-se admitir que certas partes da estrutura plastifiquem, permitindo assim, dissipar uma parte da energia devido à ação do sismo. Esta energia poderá ser expressa em termos de amortecimento efetivo equivalente. Também se poderá proceder à obtenção de um comportamento dúctil por geometria sem dano (*rocking*), ao isolamento de base e à instalação de dissipadores de energia ou amortecedores. A escolha da melhor solução para cada ponte dependerá de vários fatores (DGC, 2019).

Um dos fatores mais importantes nos métodos de dimensionamento sísmico baseados na resistência é o coeficiente de comportamento sísmico da estrutura. Como referido na NP EN 1998-1 (2010) trata-se de um “coeficiente utilizado para efeitos de cálculo, que reduz as forças obtidas numa análise linear de modo a ter em conta a resposta não linear de uma estrutura e que está associado ao material, ao sistema estrutural e aos procedimentos de projeto”. Apresenta a vantagem de reduzir a um cálculo linear e elástico a avaliação da complexa do comportamento

fortemente não linear das estruturas sujeitas aos sismos. No entanto, nessa simplicidade reside também a principal desvantagem.

A conceção de uma ponte pressupondo um comportamento elástico permite que esta não apresente danos significativos após a atuação de um sismo, evitando a necessidade de reparação desta após um acontecimento deste tipo. Com este comportamento não será possível a dissipação de energia histerética além da dissipação de energia associada ao amortecimento viscoso inerente aos materiais que constituem a estrutura. Assim, a estrutura deverá permitir o armazenamento de energia de vibração elástica em maior quantidade do que se existisse plastificação. A maior capacidade de armazenar energia de vibração elástica consegue-se dotando a estrutura de maior resistência.

O projeto de uma ponte com comportamento limitadamente dúctil assemelha-se ao de uma ponte com comportamento elástico dado que a maior diferença é que no primeiro se permite que certas secções plastifiquem, mas não de maneira significativa. Este tipo de comportamento pressupõe de maneira geral um valor reduzido do coeficiente de comportamento, cerca de $q = 1,5$. Este valor é devido à sobre resistência dos materiais, fissurações e pequenas plastificações. Assim, o valor das forças sísmicas apresenta uma redução em relação ao valor que se tem quando se considera um comportamento perfeitamente elástico.

O dimensionamento de uma ponte admitindo um comportamento dúctil, implica a formação de rótulas plásticas devidas à ação sísmica. O comportamento histerético das rótulas plásticas permite um incremento no amortecimento equivalente da estrutura. Esta abordagem permite a utilização de um coeficiente de comportamento da ordem de $q = 3$, admitindo-se a ocorrência de dano na estrutura e implicando a reparação desta após a atuação de um sismo. Para se conseguir este comportamento as disposições construtivas assumem especial importância, nomeadamente o confinamento do betão que terá um grande impacto na resistência dos pilares.

Uma estratégia que tem vindo a ganhar em popularidade no dimensionamento face à ação sísmica é o isolamento sísmico (DGC, 2019). Existem diversas técnicas de isolamento com o objetivo comum de aumentar o valor do período fundamental da estrutura de modo a diminuir as forças sísmicas. O sistema de isolamento deverá reduzir de forma significativa a rigidez lateral da estrutura salvaguardando a sua resistência face a ações gravíticas e dissipar a energia sísmica de modo que os deslocamentos não sejam excessivos. Os apoios elastoméricos em neopreno (LDRB – *low damping rubber bearings*) são uma das soluções que permite fazer face a ambos os requisitos referidos, sendo bastante utilizados mesmo em países de elevada sismicidade. No entanto, não são a solução ideal pois implicam maiores custos de manutenção, maiores esforços de segunda ordem, maiores deslocamentos e, por conseguinte, a necessidade de assegurar que não há perda de apoio do tabuleiro na subestrutura. De modo a reduzir os

deslocamentos laterais poderão ser utilizados apoios elastoméricos de alto amortecimento (HDRB – *high damping rubber bearings*) que permitem obter um maior amortecimento da estrutura, permitindo menores esforços e deslocamentos devido a ação sísmica. Os elastómeros com núcleo em chumbo (LRB – *lead rubber bearings*) permitem uma redução ainda maior das forças sísmicas. Para ações moderadas estes apoios irão comportar-se do mesmo modo que um apoio de borracha convencional, um pouco mais rígido devido a presença do núcleo em chumbo. Para a ações de maior valor o apoio irá apresentar um comportamento bilinear, devido à plastificação do núcleo que permite a dissipação de energia e a limitação das forças transmitidas à estrutura. A utilização de dispositivos de fricção é outra estratégia para efetuar o isolamento sísmico em pilares, existindo dois tipos, os de superfície plana e os de superfície curva. Estes dispositivos baseiam-se no atrito entre duas superfícies para efetuar o isolamento sísmico e têm a capacidade de permanecer na mesma situação após a atuação do sismo. Em situações de elevada sismicidade e/ou para obras de grande importância, o desempenho do sistema de isolamento sísmico pode ser significativamente melhorado combinando os apoios elastoméricos com dissipadores de energia dependentes da velocidade.

2.6. Análise e dimensionamento sísmico de pilares de pontes

2.6.1. Análise dinâmica

A análise dinâmica, pode ser interpretada de uma forma simplista como sendo uma análise estrutural que acrescenta às equações de equilíbrio as forças geradas pela existência de aceleração da massa e velocidade do sistema (Martins, 2018). A resposta de um sistema estrutural na formulação de um problema de análise dinâmica é obtida através da resolução de um sistema de equações diferenciais de segunda ordem, dado por:

$$\underline{M} \cdot \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{C} \cdot \dot{\underline{u}}(t) + \underline{K} \cdot \underline{u}(t) = \underline{P}(t) \quad (2.5)$$

em que: \underline{M} é a matriz de massa do sistema; \underline{C} é a matriz de amortecimento; \underline{K} é a matriz de rigidez do sistema; $\ddot{\underline{u}}(t)$, $\dot{\underline{u}}(t)$ e $\underline{u}(t)$ representam os vetores de acelerações, velocidades e deslocamentos do sistema, respetivamente; $\underline{P}(t)$ é o vetor de forças dinâmicas aplicadas nos graus de liberdade.

De modo a adaptar a equação anterior para obter a equação de equilíbrio dinâmico no caso da ação sísmica, será necessário representar uma ação variável no tempo (neste caso aceleração em base rígida) no campo relativo a carga aplicada, obtendo a seguinte equação:

$$\underline{M} \cdot \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{C} \cdot \dot{\underline{u}}(t) + \underline{K} \cdot \underline{u}(t) = -\underline{M} \cdot \ddot{\underline{u}}_g(t) \quad (2.6)$$

Onde $\ddot{\underline{u}}_g(t)$ representa a aceleração do solo.

Dado o carácter aleatório da ação sísmica, da qual apenas se dispõe de informação estatística, é impossível definir rigorosamente uma futura ação sísmica a considerar no projeto de uma

estrutura. Por outro lado, em geral apenas se pretende determinar a resposta máxima da estrutura em função de determinados parâmetros, pelo que a abordagem habitual consiste em considerar espectros de resposta como forma de representar a ação sísmica de projeto (DGC, 2019). Para determinar as tensões e deformações causadas por uma ação sísmica poderão ser utilizados métodos de análise linear ou não linear. No caso de pontes munidas de sistemas de dispositivos de isolamento sísmico com comportamento não linear ou nas pontes irregulares será necessário utilizar métodos de análise não lineares.

No caso da análise linear, a EN 1998-2 (2011) indica os métodos MMF e MSM. O MMF, baseado num sistema de 1 grau de liberdade, permite fazer a estimativa do efeito da ação sísmica através das forças de inércia envolvidas de acordo com o período fundamental da estrutura. Este método poderá ser aplicado através dos modelos do tabuleiro rígido, do tabuleiro flexível ou do pilar individual. O MSM é aplicado considerando um modelo estrutural de vários graus de liberdade permitindo obter as respostas máximas da estrutura devido a cada um dos modos de vibração. A combinação dessas respostas máximas permite obter a resposta estrutural face à ação sísmica. Trata-se de uma abordagem relativamente simples e que apresenta resultados adequados para aplicação prática, sendo o método de referência para projecto de estruturas com comportamento linear. A análise temporal, também indicada na EN 1998-2 (2011), pode ser aplicada tanto para uma análise linear como não linear. Sendo relevante quando se dispõem de registos sísmicos da zona em estudo permite determinar o histórico dos deslocamentos, velocidade e acelerações da estrutura. A análise pushover, apropriada no caso de análises não lineares, consiste em determinar os esforços internos na estrutura aplicando um sistema de cargas horizontais incrementais, sendo assim possível relacionar o esforços observados com os deslocamentos resultantes na estrutura. Estes dados serão de seguida utilizados para efetuar a construção da curva de capacidade da estrutura em função da aceleração espectral (S_e) e do deslocamento espectral (S_{De}).

2.6.2. Princípios gerais do Eurocódigo 8

Uma das áreas em que a Engenharia Civil notou mais progressos nos últimos 50 anos é a da compreensão e dimensionamento de estruturas face às ações dos sismos. Na primeira regulamentação portuguesa a contemplar a ação sísmica, o RSCCS (1958), a análise sísmica era feita pelo conceito de estrutura sísmo-resistente em que a estrutura era dimensionada de forma a resistir às forças equivalentes às forças inerciais produzidas pela vibração da estrutura.

No REBAP (1983), para evitar roturas frágeis e mecanismos de colapso locais foi introduzido o conceito de capacidade real da estrutura, disponibilizando métodos para garantir um comportamento dúctil destas. No entanto, dado que estas disposições eram opcionais, acabaram por ser ignoradas em grande parte das estruturas erguidas nesta época.

No Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1, 2010) foram introduzidos novos conceitos para determinar as ações sísmicas, a modelação das estruturas e a pormenorização de armaduras, assim como, os cálculos para a determinação das deformações da estrutura, sistemas de dissipação de energia e de isolamento da estrutura. Com a aplicação das regras de dimensionamento pretende-se garantir que, em caso de ocorrência de sismos as vidas humanas sejam protegidas, os danos sejam limitados e as estruturas importantes para a proteção civil permaneçam operacionais.

Na EN 1998-2 (2011), que constitui a parte do Eurocódigo 8 referente a pontes, são indicados dois níveis de dano que correspondem a dois requisitos fundamentais: o requisito de não colapso e o requisito de limitação dos danos (Soares I.,2008). No caso do requisito de não colapso, que corresponde ao Estado Limite último (ULS) em caso de ação sísmica, é permitida a plastificação por flexão em seções específicas (rótulas plásticas) situadas nos pilares da ponte desde que estejam em locais de fácil acesso. O tabuleiro por sua vez, terá de resistir às ações sísmicas permanecendo em regime elástico, e terá de ser elaborado de modo a evitar qualquer dano de elementos que não sejam secundários como as barreiras de proteção e aparelhos de apoio. De salientar que após a ocorrência do sismo, a ponte tem de assegurar as funcionalidades de urgência e a sua reparação terá de ser fácil. No caso do requisito de limitação de danos, que corresponde ao Estado Limite de serviço (SLS) os danos têm de ser minimizados para a ocorrência de eventos sísmicos de intensidade média. Ou seja, é permitido que ocorram danos mínimos em elementos secundários e em elementos projetados para dissipar energia, sendo de evitar os danos em elementos principais. A reparação das pontes após um evento sísmico deverá ser possível e sendo necessária apenas nos elementos secundários e nos dispositivos de dissipação de energia.

2.6.3. Definição da ação sísmica

Segundo o Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1, 2010) a ação sísmica é definida através do valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g . Este valor é obtido através do produto do coeficiente de importância, γ_I , pelo valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A, a_{gR} . O coeficiente de importância é definido dependendo dos fins a que se destinam as pontes e dos prejuízos ocorridos se estas colapsarem (económicos, sociais, perdas humanas). Na EN 1998-2 (2011) estabelecem-se as classes de importância I, II e III a que correspondem os valores do coeficiente de comportamento 0,85, 1,0 e 1,3, respetivamente.

O valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A é definido a partir do zonamento sísmico do território. O zonamento sísmico é definido em função da probabilidade de ocorrência sísmica numa dada zona considerando um período de retorno de 475 anos. O território português é dividido várias zonas considerando dois cenários: ação

sísmica tipo 1 que representa os sismos afastados (interplacas) com magnitudes superiores a 5,5 na escala de Richter e a ação sísmica tipo 2 que representa os sismos próximos (intraplaca) com magnitudes inferiores a 5,5 na escala de Richter. Conhecendo a zona sísmica em que se insere a estrutura, é possível determinar o valor da aceleração máxima de referência a_{gR} para um terreno do tipo A como se ilustra no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Aceleração máxima de referência relativo as zonas sísmicas (adaptado de: NP EN 1998-1, 2010)

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

Na NP EN 1998-1 (2010) a representação básica da ação sísmica é feita mediante espectros de resposta, sendo de salientar a existência de dois tipos, o espectro de resposta elástico e o espectro de resposta de cálculo. O primeiro é obtido a partir da resposta de sistemas de 1 grau de liberdade com comportamento linear e elástico tendo em conta uma determinada percentagem de amortecimento, o segundo consiste na redução do espectro anterior através do coeficiente de comportamento da estrutura.

Para a determinação do espectro de resposta elástica $S_e(T)$ das componentes horizontais da ação sísmica as equações a usar são as seguintes.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.9)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.10)$$

Sendo:

T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade

T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante

T_C – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante

T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante

S – Coeficiente de solo

a_g – Valor de calculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)

η – Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso ξ , dado por:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (2.11)$$

Os períodos T_B , T_C e T_D e o valor máximo do coeficiente de solo, S_{max} , dependem do terreno e resumem-se no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Parâmetros definidores do espectro elástico para a ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2 (adaptado de: NP EN 1998-1, 2010)

Ação sísmica	Tipo de terreno	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Tipo 1	A	1,00	0,10	0,60	2,00
	B	1,35	0,10	0,60	2,00
	C	1,60	0,10	0,60	2,00
	D	2,00	0,10	0,80	2,00
	E	1,80	0,10	0,60	2,00
Tipo 2	A	1,00	0,10	0,25	2,00
	B	1,35	0,10	0,25	2,00
	C	1,60	0,10	0,25	2,00
	D	2,00	0,10	0,30	2,00
	E	1,80	0,10	0,25	2,00

O espectro de resposta elástica vertical $S_{ve}(T)$ é determinado pelas seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (2.12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (2.13)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.14)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.15)$$

onde a_{vg} representa o valor de cálculo da aceleração vertical. Os valores de a_{vg} , T_B , T_C e T_D para a ação sísmica vertical resumem-se no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais (adaptado de NP EN 1998-1, 2010)

Ação Sísmica	a_{vg}/a_g	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,00
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,00

O espectro de cálculo para as componentes horizontais da ação sísmica, $S_d(T)$, é definido pelas seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (2.18)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (2.19)$$

Sendo β um coeficiente que corresponde ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, cujo valor recomendado é 0,2.

Segundo a NP EN 1998-1 (2010) na combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica, em geral deve considerar-se que as componentes horizontais atuam simultaneamente, sendo que para determinar as combinações sísmicas será necessário avaliar separadamente os efeitos da ação sísmica em cada direção e de seguida fazer a combinação destes. Assim, o valor máximo de cada efeito na estrutura poderá ser estimado através da raiz quadrada da soma dos quadrados dos efeitos considerando a atuação do sismo em cada uma das direções, longitudinal (E_x), transversal (E_y) e vertical (E_z):

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (2.20)$$

Ou, em alternativa, poderão utilizar-se as combinações seguintes:

$$E_x + 0,30E_y + 0,30E_z \quad (2.21)$$

$$0,30E_x + E_y + 0,30E_z \quad (2.22)$$

$$0,30E_x + 0,30E_y + E_z \quad (2.23)$$

Segundo a NP EN 1998-1 (2010), a componente vertical da ação sísmica só terá de ser considerada para estruturas em que a_{vg} for superior a $2,5 \text{ m/s}^2$, em elementos estruturais horizontais ou quase horizontais com vãos iguais ou superiores a 20 m, elementos horizontais ou quase horizontais em consola com mais de 5 m de comprimento, elementos pré-esforçados horizontais ou quase horizontais, vigas que suportam pilares ou estruturas com isolamento de base.

De modo a fazer a combinação da ação sísmica com outras ações, os efeitos de inércia envolvidos na ação sísmica de cálculo terão de ser obtidos considerando as massas gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações.

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.24)$$

sendo $\psi_{E,i}$ o coeficiente de combinação para a ação variável i , $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$. No caso de pontes, $\varphi = 1$.

2.6.4. Coeficiente de comportamento e níveis de ductilidade

Segundo a parte 2.3.2 da EN 1998-2 (2011), as pontes têm de ser dimensionadas de modo a que estas apresentem um comportamento dúctil ou limitadamente dúctil / elástica face à ação sísmica. A escolha da ductilidade da estrutura será essencialmente determinada em função da sismicidade da zona ou dos sistemas de isolamento sísmicos adotados. No Quadro 2.4 apresentam-se valores a adotar para o coeficiente de comportamento de uma ponte.

Quadro 2.4 - Valores do coeficiente de comportamento, q (adaptado de: NP EN 1998-2, 2011)

Tipos de membros dúcteis	Comportamento sísmico	
	Limitadamente dúctil	Dúctil
Pilares de betão armado		
Pilares verticais sob flexão	1,5	$3,5 \lambda(\alpha_s)$
Montantes inclinados sob flexão	1,2	$2,1 \lambda(\alpha_s)$
Pilares em aço		
Pilares verticais sob flexão	1,5	3,5
Montantes inclinados sob flexão	1,2	2,0
Pilares com contraventamentos normais	1,5	2,5
Pilares com contraventamentos excêntricos	-	3,5
Encontros rigidamente ligados ao tabuleiro		
Em geral	1,5	1,5
Estruturas Locked-in	1,0	1,0
Arcos		
Arcos	1,2	2,0
<p>*$\alpha_s = L_s/h$ é o rácio de extensão de cisalhamento do pilar, sendo L_s a distância entre a rotula plástica e o ponto de momento nulo, h é a altura da secção transversal na direção da flexão da rotula plástica.</p> <p>Se $\alpha_s \geq 3$; $\lambda(\alpha_s) = 1,0$</p> <p>Se $3 > \alpha_s \geq 1,0$; $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{(\alpha_s/3)}$</p>		

2.6.5. Modelação estrutural

Para uma adequada avaliação dos efeitos da ação sísmica é fundamental a correta modelação da estrutura em análise. Na utilização de modelos discretos de análise estrutural, a discretização da estrutura deverá permitir descrever adequadamente a distribuição de massa e de rigidez entre os diversos elementos estruturais. Este aspeto assume especial relevância para que o modelo de análise forneça uma representação adequada das frequências e modos de vibração da estrutura.

No enquadramento da análise estrutural na determinação da ação sísmica, o valor das massas permanentes e quase-permanentes terão de ser considerados e poderão ser concentradas nos

respetivos graus de liberdade. Nas ações permanentes terão de se utilizar os valores característicos e os valores quase permanentes das ações variáveis, estes terão o valor $\psi_{2,1} Q_{k,1}$, sendo que $Q_{k,1}$ é o valor das cargas relacionadas a estas ações e o coeficiente $\psi_{2,1}$, toma o valor 0 para pontes de tráfego normal e pedonais; 0,2 para pontes rodoviárias e 0,3 para pontes ferroviárias.

No caso de se usar espetros de resposta, o coeficiente de amortecimento viscoso ξ a utilizar nos elementos que irão dissipar a maior parte da energia (que geralmente são os pilares) é o seguinte: 0,02 para aço soldado; 0,04 para aço aparafusado; 0,05 para betão armado e 0,02 para betão armado pré-esforçado.

As forças de torção provocadas pela ação sísmica só terão de ser tidas em conta, se a ponte for em viés, com um angulo de viés superior a 20° ou se o rácio largura/comprimento da ponte for superior a 2.

Na parte 4.1.8. da EN 1998-2 (2011) define-se que uma ponte apresenta um comportamento dúctil regular na direção horizontal considerada se satisfazer a seguinte condição:

$$\rho = \frac{r_{\max}}{r_{\min}} \leq \rho_0 \quad (2.25)$$

Sendo:

r_{\min} – Valor mínimo de r_i

r_{\max} – Valor máximo de r_i considerando todos os membros dúcteis

ρ_0 – Valor limite para assegurar que a plastificação sequencial dos elementos dúcteis não cause uma ductilidade inaceitável em outros elementos. O valor recomendado pela norma, é $\rho_0 = 2.0$

O valor de r_i pode ser calculado pela seguinte fórmula:

$$r_i = q \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}} \quad (2.26)$$

Nota: Se, no caso de uma ponte regular, o valor r_{\max} for substancialmente menor que o valor de q , o projeto não irá aproveitar convenientemente os valores máximos de q .

As pontes que não respeitarem a Equação 2.25, serão consideradas com um comportamento sísmico irregular na direção horizontal considerada. Estas pontes terão de ser dimensionadas usando um valor de q , reduzido (q_r), ou baseando-se numa análise não linear.

$$q_r = q \frac{\rho_0}{\rho} \geq 1,0 \quad (2.27)$$

Os efeitos de segunda ordem em zonas críticas tomam forma de um incremento de momento fletor dado pela seguinte equação:

$$\Delta M = \frac{1 + q}{2} d_{Ed} N_{Ed} \quad (2.28)$$

onde: d_{Ed} é o deslocamento transversal de cálculo no topo do pilar e N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço axial atuante na situação sísmica. Este incremento será inserido no valor do momento fletor de dimensionamento M_{Ed} , e será aplicado, apenas nas secções em que a formação de rótulas plásticas seja possível, ou seja, quando se verifica a condição expressa pela seguinte equação:

$$M_{Rd} < 1,30M_{Ed} \quad (2.29)$$

2.6.6. Método de sobreposição modal com espectros de resposta

O procedimento de referência para determinação dos efeitos da ação sísmica segundo a EN 1998-2 (2011) é o método de sobreposição modal com espectro de resposta, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e um espectro de cálculo. Este método consiste no cálculo elástico do pico das respostas dinâmicas de todos os modos significativos da estrutura. A resposta sísmica obtida será a combinação estatística das contribuições modais máximas. Este método é aconselhado sempre que seja possível aplicar uma análise linear.

Os modos a ter em conta nesta análise, serão os que tiverem um efeito considerável na resposta da estrutura. Assim, a soma das massas modais efetivas dos modos considerados terá de ser superior a 90% da massa total da ponte. Se a condição anterior não for respeitada considerando todos os modos com um período $T \geq 0,033$ s será possível prosseguir com a análise desde que:

$$(\Sigma M_i)_c / M \geq 70\% \quad (2.30)$$

onde $(\Sigma M_i)_c$ é a soma das massas modais efetivas relativas aos modos considerados e M é a massa total da estrutura. Os valores finais dos efeitos sísmicos terão de ser multiplicados por $M/(\Sigma M_i)_c$.

Para determinar o valor máximo provável do efeito de uma ação sísmica (E) o primeiro passo será verificar se existem modos com períodos naturais demasiado próximos. Esses períodos (T_i e T_j) serão considerados demasiado próximos se verificarem a seguinte condição:

$$\frac{0,1}{0,1 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \leq \rho_{ij} = \frac{T_i}{T_j} \leq 1 + 10\sqrt{\xi_i \xi_j} \quad (2.31)$$

Sendo ξ_i e ξ_j os coeficientes de amortecimento viscoso dos modos i e j , respetivamente.

Se não existirem modos demasiado próximos pode usar-se a Regra da Raiz da Soma dos Quadrados (SRSS) para combinação das respostas obtidas para cada modo separadamente. Esta regra pode ser expressa através de:

$$E = \mp \sqrt{\Sigma E_i^2} \quad (2.32)$$

Caso existam modos demasiado próximos SRSS, irá fornecer valores não conservadores, logo, será necessário utilizar o método da Combinação Quadrática Completa (CQC) que fornece valores mais rigorosos:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i E_j r_{ij}} \quad (2.33)$$

sendo:

$$r_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \rho_{ij} \xi_j) \rho_{ij}^{2/3}}{(1 - \rho_{ij}^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \rho_{ij} (1 + \rho_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \rho_{ij}^2} \quad (2.34)$$

onde r_{ij} é um coeficiente de correlação.

2.6.7. Método do modo fundamental

Este método por ser visto como uma simplificação do MSM em que se considera apenas um modo de vibração em cada direção de atuação do sismo. Além disso, consideram-se simplificações na determinação do modo fundamental e do correspondente período de vibração. A maior parte das pontes poderá ser analisada face ao sismo, pelo menos, numa fase preliminar de dimensionamento utilizando este método simplificado. No MMF as forças sísmicas estáticas equivalentes são obtidas a partir das forças inerciais correspondentes ao modo fundamental e ao período natural da estrutura. Dependendo das características da ponte, este método pode ser usado de três formas: modelo do tabuleiro rígido; modelo do tabuleiro flexível (método de Rayleigh) e modelo do pilar individual.

Para aplicar o modelo do tabuleiro rígido as amplitudes dos deslocamentos horizontais do tabuleiro, sob ação sísmica, terão de ser desprezáveis em comparação com os deslocamentos observados no topo dos pilares. Na direção transversal o tabuleiro poderá ser considerado rígido se a razão entre o comprimento e a largura do mesmo for inferior a 0,2 ou se a seguinte condição se verificar:

$$\Delta_d / d_a \leq 0,2 \quad (2.35)$$

Em que Δ_d e d_a são respetivamente, a maior diferença e a média dos deslocamentos na direção transversal, observados no topo de todos os pilares após a aplicação de forças sísmicas transversais ou similares nestes.

A ação sísmica será representada pela força estática F:

$$F = M \cdot S_d(T) \quad (2.36)$$

Sendo:

M – massa efetiva da estrutura, obtida através da soma da massa do tabuleiro com a massa da metade superior dos pilares.

$S_d(T)$ – Aceleração espectral de cálculo correspondente ao período fundamental da ponte. O período fundamental da ponte poderá ser estimado através da seguinte equação:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (2.37)$$

onde K representa a rigidez do sistema dada pela soma das rigidezes dos elementos verticais resistentes na direção considerada.

O modelo do tabuleiro flexível (método de Rayleigh) deverá ser utilizado se o tabuleiro não puder ser considerado rígido na direção transversal ou se a condição dada pela Equação 2.35 não for verificada. Neste método o período fundamental é obtido através do quociente de Rayleigh dado pela seguinte equação:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum M_i d_i^2}{g \sum M_i d_i}} \quad (2.38)$$

Sendo M_i a massa aplicada no nó i e d_i o deslocamento observado na direção horizontal em estudo devido às forças gM_i aplicadas em cada nó.

As forças sísmicas serão representadas por uma força F_i aplicada em cada nó. Estas serão determinadas da seguinte forma:

$$F_i = \frac{4\pi}{gT^2} S_d(T) d_i M_i \quad (2.39)$$

O modelo do pilar individual pode ser aplicado se o sismo transversal for suportado maioritariamente pelos pilares e a interação entre estes for nula. A força estática aplicada ao pilar pode ser obtida através da seguinte equação:

$$F_i = M_i \cdot S_d(T_i) \quad (2.40)$$

Sendo M_i a massa efetiva atribuída ao pilar i e T_i o período fundamental do pilar i .

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}} \quad (2.41)$$

Para assegurar que estas expressões sejam representativas, este modelo apenas será válido se os períodos fundamentais de todos os pilares contíguos não diferirem mais de 10%, ou seja:

$$0,90 \leq T_i / T_{i+1} \leq 1,10 \quad (2.42)$$

Se esta condição não for cumprida deve fazer-se a redistribuição das massas efetivas atribuídas a cada pilar de modo a que esta exigência seja cumprida.

2.6.8. Critérios de dimensionamento e disposições construtivas

➤ Dimensionamento ao Momento Fletor

Para as estruturas com um comportamento limitadamente dúctil, segundo a NP EN 1992-1-1 (2010), a verificação ao estado limite último de flexão deve ser efetuada do seguinte modo:

$$E_d \leq R_d \quad (2.43)$$

Sendo E_d o efeito das ações de cálculo, incluindo efeitos de segunda ordem e R_d a resistência à flexão da secção.

Para determinar a resistência da secção de um pilar em betão armado pode-se começar por calcular a resistência à flexão composta segundo cada direção principal, ignorando a existência de flexão desviada. As imperfeições apenas são consideradas na direção em que produzem o efeito mais desfavorável. Se forem satisfeitas as seguintes condições não é necessário fazer verificações adicionais para a flexão desviada:

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \quad \text{e} \quad \lambda_z/\lambda_y \leq 2 \quad (2.44)$$

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \quad \text{ou} \quad \frac{e_z/h_{eq}}{e_y/b_{eq}} \leq 0,2 \quad (2.45)$$

Sendo:

$$b_{eq} = i_y * \sqrt{12} \quad \text{e} \quad h_{eq} = i_z * \sqrt{12}$$

λ_y e λ_z – Coeficientes de esbelteza em relação aos eixos y e z (transversais ao pilar)

i_y e i_z – raios de giração em relação aos eixos y e z (transversais ao pilar).

Se os requisitos das Equações 2.44 e 2.45 não forem cumpridos, poderá utilizar-se o seguinte critério simplificado para determinar a resistência da secção sujeita à flexão desviada:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1 \quad (2.46)$$

Sendo que os momentos M_{Edy} e M_{Edz} correspondem ao momento de cálculo em relação ao eixo considerado. O expoente “a” toma o valor de 2 para secções circulares e elípticas, para as secções retangulares toma os seguintes valores.

Quadro 2.5 - Flexão desviada - determinação do expoente "a" (adaptado de: NP EN 1992-1-1, 2010)

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
a	1,0	1,5	2,0

Segundo a EN 1998-2 (2011), nas estruturas com comportamento dúctil, para evitar a formação de rótulas em zonas não espectáveis, será necessário verificar o momento fletor na zona da

rótula plástica e na zona vizinha desta. Deste modo, tanto nas rótulas plásticas como fora desta zona, o momento atuante de cálculo M_{Ed} terá de ser igual ou menor que o momento resistente de cálculo M_{Rd} . O momento fletor atuante de cálculo fora da rótula plástica, resultante da análise sísmica M_C também terá de ser igual ou menor que M_{Rd} .

➤ Dimensionamento ao Esforço Transverso

Nas estruturas de ductilidade limitada, o dimensionamento sísmico ao esforço transverso é feito seguindo as disposições do Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010), tendo como diferença a divisão dos valores $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ e $V_{Rd,max}$ pelo coeficiente $\gamma_{Bd} = 1,25$ de modo a evitar uma rotura frágil.

Nas estruturas de comportamento dúctil a verificação ao esforço transverso também se baseia nas disposições referidas, contudo, esta verificação depende se a seção em análise se localize numa rótula plástica, ou fora desta. Nas zonas fora das rótulas plásticas também é utilizado o coeficiente γ_{Bd} sendo que há duas formas de obter o valor deste:

$$\gamma_{Bd} = 1,25 + 1 - \frac{q \cdot V_{Ed}}{V_{C,0}} ; 1 \leq \gamma_{Bd} \leq 1,25 \quad (2.47)$$

$$\gamma_{Bd} = 1,25 \quad (2.48)$$

Sendo $V_{C,0}$ o esforço transverso resistente de cálculo resultante da análise sísmica. A Equação 2.48 fornece um resultado mais conservador.

Nas seções circulares de betão armado, em que as armaduras longitudinais estão distribuídas de forma circular com um raio r_s , o valor de d a utilizar será:

$$d_c = r + \frac{2r_s}{\pi} \quad (2.49)$$

Nas rotulas plásticas o cálculo da resistência ao esforço transverso, é modificado da seguinte forma:

- O valor do angulo θ a utilizar, será de 45°
- O valor de b_w e d , terá de ser substituído pelas dimensões da área do betão confinado, definidos pela linha média da seção transversal.
- O valor de γ_{Bd} , poderá ser obtido da mesma forma que nas zonas fora de rotula plástica.
- O valor d_c , poderá ser obtido através da Equação 2.49, utilizando as dimensões do betão confinado.

➤ Disposições construtivas

As disposições construtivas indicadas na EN 1998-2 (2011) têm principalmente em conta as seções críticas, as zonas das potenciais rótulas plásticas e as zonas adjacentes a estas. Sendo assim, desde que dimensionadas de forma correta, as zonas restantes não terão de ter disposições construtivas particulares. No caso de pilares de pontes com um comportamento limitadamente dúctil, se as seguintes condições forem verificadas não será necessário adotar disposições construtivas relativas às ações sísmicas.

$$\eta_k > 0,08 \text{ e } M_{Rd} < 1,30M_{Ed} \quad (2.50)$$

$$\mu_\phi > 7 \text{ e } \varepsilon_{cu} < 3,5\text{‰} \quad (2.51)$$

Sendo que para secções ocas o valor máximo para ε_{cu} passa a 2‰.

Se $\eta_k \leq 0,08$ e $M_{Rd} < 1,30M_{Ed}$ apenas as disposições construtivas de confinamento poderão ser desprezadas, e se $\mu_\phi > 7$ a totalidade das disposições construtivas relativas a ações sísmicas terão de ser tidas em conta. O valor η_k será definido da seguinte forma.

$$\eta_k = N_{Ed} / A_c f_{ck} \quad (2.52)$$

O valor de μ_ϕ pode ser obtido da seguinte forma.

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y \quad (2.53)$$

Sendo ϕ_u a curvatura última e ϕ_y a curvatura de cedência. A curvatura última poderá ser obtida da seguinte maneira.

$$\phi_u = \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_c)}{d} \quad (2.54)$$

Sendo, respetivamente ε_s e ε_c o valor da extensão do aço e do betão no momento da rotura. O valor da curvatura de cedência poderá ser obtido da seguinte maneira.

$$\phi_y = \frac{(\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{cy})}{d_s} \quad (2.55)$$

Sendo d_s a altura útil da seção medida ao centro da armadura longitudinal de tração. Em alternativa, o valor da curvatura de cedência pode ser obtido usando a equação $\phi_y = 2,1 \varepsilon_{sy} / d$ para as secções retangulares e $\phi_y = 2,4 \varepsilon_{sy} / d$ para as secções circulares.

➤ Confinamento

A quantidade de armadura de confinamento necessária é a seguinte:

$$\omega_{wd} = \frac{\rho_w f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.56)$$

em que ρ_w representa o rácio volúmico das armaduras transversais

Em seções retangulares:

$$\rho_w = A_{sw}/s_L \cdot b \quad (2.57)$$

Em seções circulares:

$$\rho_w = 4A_{sp}/D_{sp} \cdot s_L \quad (2.58)$$

onde A_{sw} é a área da seção transversal total das armaduras transversais; s_L é o espaçamento longitudinal das cintas; A_{sp} é a área da cinta circular e D_{sp} é o diâmetro da cinta circular.

A armadura mínima de confinamento, terá de ser calculada para as duas direções horizontais. Assim, em cintas retangulares:

$$\omega_{wd,r} > \max \left[\omega_{w,req}; \frac{2}{3} \omega_{w,min} \right] \quad (2.59)$$

em cintas circulares:

$$\omega_{wd,r} > \max [1,4\omega_{w,req}; \omega_{w,min}] \quad (2.60)$$

sendo:

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \cdot \eta_k + 0,13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) \quad (2.61)$$

A_{cc} – Área confinada da seção (medida da linha média da armadura transversal)

ρ_L – Taxa de armadura longitudinal da seção.

$$\rho_L = A_s/A_c \quad (2.62)$$

Os valores $\omega_{w,min}$ e λ estão definidos no quadro seguinte.

Quadro 2.6 - Valores de $\omega_{w,min}$ e λ (adaptado de EN 1998-2, 2011)

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

É de salientar que no caso de pilares ocos com $\eta_k < 0,20$ as disposições construtivas relativas ao confinamento não terão de ser cumpridas.

➤ Encurvadura dos varões longitudinais

Segundo a EN 1998-2 (2011), a armadura mínima a utilizar para evitar o fenómeno de encurvadura nos varões longitudinais é aplicável tanto para pontes com comportamento dúctil como para pontes com comportamento limitadamente dúctil. Essa armadura é dada por:

$$\frac{A_T}{s_T} \geq \frac{\sum A_S f_{ys}}{1,6 f_{yt}} \quad (2.63)$$

Em que A_T é a área de um ramo de estribo transversal [mm]; s_T é o espaçamento transversal entre ramos [m]; $\sum A_S$ é a soma das áreas dos varões longitudinais amarados a um estribo

[mm²]; f_{ys} e f_{yt} representam a tensão de cedência da armadura transversal e longitudinal, respetivamente.

Também é requerido que, em zonas de rótula plástica ou zonas críticas sob momento fletor, o espaçamento longitudinal seja menor que:

$$s_L \leq \delta d_{bl} \quad (2.64)$$

Em que d_{bl} representa o diâmetro das armaduras longitudinais e o parâmetro δ é dado por:

$$5 \leq \delta = 2,5 \left(\frac{f_{tk}}{f_{yk}} \right) + 2,25 \leq 6 \quad (2.65)$$

f_{tk} – Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras longitudinais.

O espaçamento transversal s_T deverá ser inferior a 200mm.

No caso de pontes com comportamento dúctil, se as seguintes condições forem verificadas não será necessário aplicar medidas de disposições construtivas.

$$\eta_k > 0,08 \quad (2.66)$$

$$\mu_\phi > 13 \text{ e } \varepsilon_{cu} < 3,5\% \quad (2.67)$$

Sendo que para secções ocas o valor máximo para ε_{cu} passa a 2‰. Se $\eta_k \leq 0,08$ apenas as disposições construtivas de confinamento poderão ser desprezadas, e se $\mu_\phi > 13$ a totalidade das disposições construtivas relativas a ações sísmicas terão de ser tidas em conta.

As disposições construtivas relativas a pontes que apresentem este comportamento não se limitam às disposições relativas ao confinamento e encurvadura dos varões longitudinais apresentadas anteriormente, pois também englobam a verificação dos nós adjacentes a rótulas plásticas presentes na parte 5.6.3.5. da norma (EN 1998-2, 2011), e as verificações relativas ao corte presentes na parte 5.5.3.4. da norma (NP EN 1998-1, 2010).

3. Exemplos de aplicação

3.1. Considerações gerais

No Capítulo 2 foram abordados os aspetos mais importantes da análise e dimensionamento sísmico de pilares de pontes segundo as disposições do Eurocódigo 8 – Parte 1 (NP EN 1998-1, 2010) e Eurocódigo 8 – Parte 2 (EN 1998-2, 2011). Neste capítulo, e tendo por base os aspetos referidos, apresentam-se os resultados de exemplos de aplicação relativos ao dimensionamento dos pilares de uma ponte em viga de vãos múltiplos executada em betão estrutural. Começa-se por descrever detalhadamente os dados e apresentar os resultados de um exemplo base com pilares de secção transversal retangular cheia, a partir do qual se procede à análise de soluções alternativas considerando secções transversais retangular oca e circular cheia. As soluções obtidas para o dimensionamento dos pilares com diferentes secções transversais são avaliadas em termos de custo e impacto ambiental (expresso em termos de emissões de dióxido de carbono e de energia incorporada nos materiais). Posteriormente, estuda-se a influência de diversos parâmetros no custo e impacto ambiental das diferentes soluções para a secção transversal dos pilares (retangular cheia, retangular oca e circular). Assim, considera-se a alteração dos seguintes parâmetros:

- tipo de ligação tabuleiro-pilares;
- altura dos pilares;
- comprimento dos vãos do tabuleiro;
- intensidade da ação sísmica;
- arranjo transversal dos pilares.

No final do presente capítulo apresenta-se um resumo dos resultados obtidos.

3.2. Dados gerais dos exemplos de aplicação

O exemplo base diz respeito a uma ponte de uma autoestrada constituída por dois tabuleiros idênticos que servem cada um dos sentidos de tráfego. O estudo que se apresenta de seguida diz respeito apenas à análise e dimensionamento dos pilares que suportam um dos tabuleiros. Relativamente ao tabuleiro, considerou-se uma solução em laje vigada constituída por duas longarinas e carlingas apenas nas secções dos apoios, como se ilustra na Figura 3.1. Como o foco do presente trabalho é o dimensionamento dos pilares não se procedeu ao dimensionamento do tabuleiro. Assim, as dimensões da secção transversal do tabuleiro foram estabelecidas tendo por base regras de pré-dimensionamento e valores habituais para este tipo de solução (Appleton, 2013). Para a execução dos pilares considerou-se um betão de classe C50/60, aço das armaduras ordinárias de classe A500NR, uma classe de exposição XC2, classe

estrutural S5 e um tempo de vida útil de 100 anos (NP EN 1990, 2008; NP EN 1991-1-1, 2009). As propriedades dos materiais considerados apresentam-se no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Valores da resistência e módulo de elasticidade dos materiais considerados.

Betão				Aço			
Classe de resistência	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	E_{cm} [GPa]	Classe de resistência	f_{syk} [MPa]	f_{syd} [MPa]	E_s [GPa]
C50/60	50	33,3	37	A500	500	434,8	200

Em termos geométricos, a ponte tem um comprimento total de 100 m, sendo constituída por 5 vãos com 20 m de comprimento cada e pilares de altura constante igual a 10 m. As restantes características geométricas ilustram-se nas Figuras 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4.

De acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 2 (EN 1998-2, 2011) a distância máxima para que os movimentos do solo sejam considerados não correlacionados varia entre 200 m a 333 m para terrenos do tipo A a E, respetivamente. Neste trabalho considerou-se uma ponte com um comprimento total de 100 m no exemplo base, 175 m e 350 m nos exemplos em que se estuda a influência do comprimento dos vãos do tabuleiro. Deste modo, a variabilidade espacial da ação sísmica não foi considerada.

No que respeita às condições de apoio considerou-se o tabuleiro simplesmente apoiado nos encontros (translação segundo X livre; rotações em torno dos eixos Y e Z livres; restantes translações e rotações impedidas). Por simplicidade, a interação solo-estrutura não foi considerada, pelo que se adotaram pilares encastrados na base. Em termos de ligação tabuleiro-pilares adotou-se uma ligação rotulada (rotações em torno dos eixos locais Y e Z livres; restantes translações e rotações impedidas). Os eixos X, Y e Z correspondentes ao referencial global encontram-se ilustrados na Figura 3.4. Na Figura 3.5 apresenta-se o modelo efetuado através de elementos de viga e casca utilizado na análise através do MSM. Na Figura 3.6 representam-se os eixos locais de cada elemento linear.

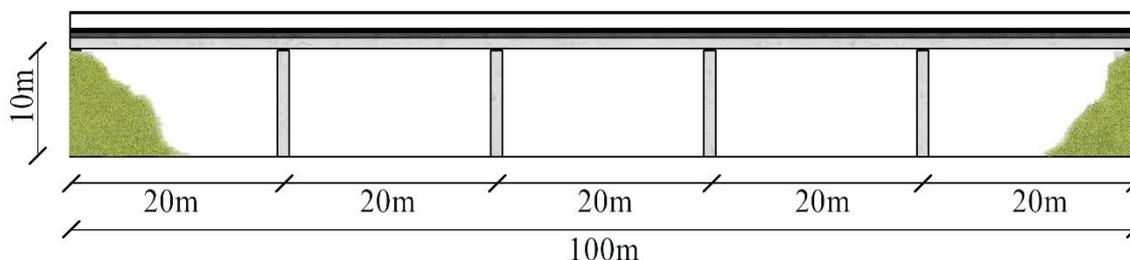


Figura 3.1 – Perfil longitudinal da ponte do exemplo base

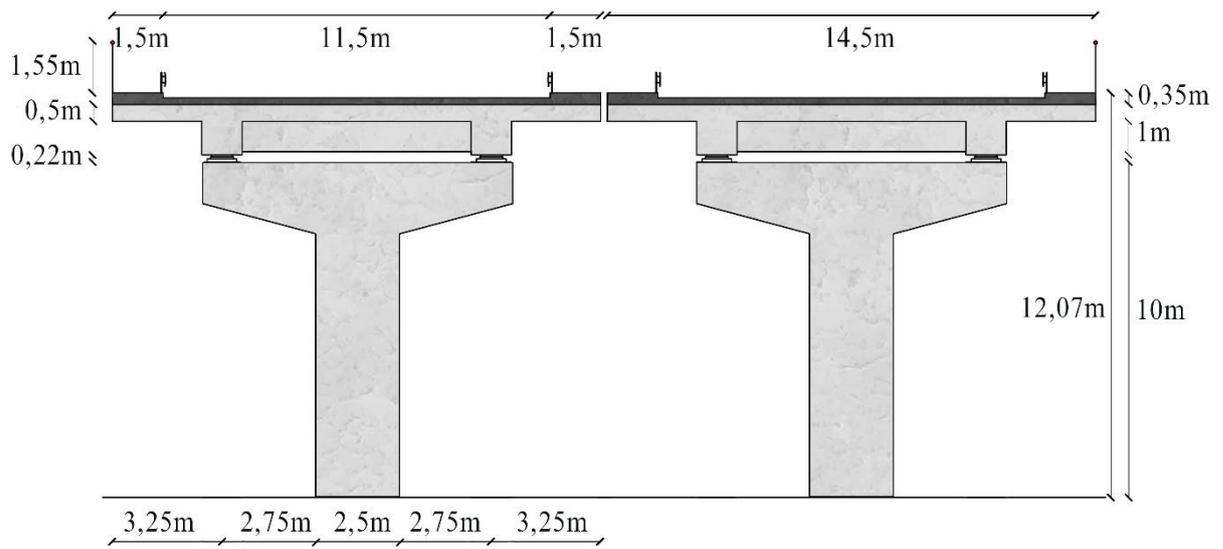


Figura 3.2 – Secção transversal da ponte do exemplo base

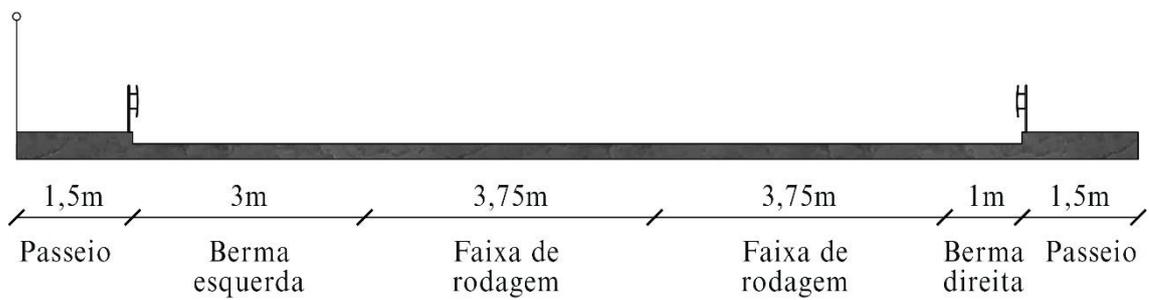


Figura 3.3 – Pormenor da secção transversal da ponte do exemplo base

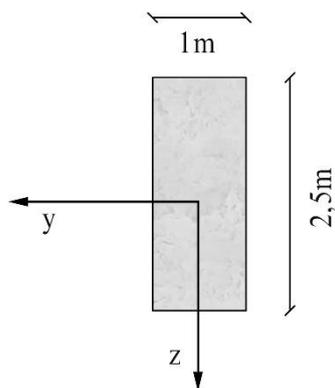


Figura 3.4 – Secção transversal dos pilares da ponte do exemplo base

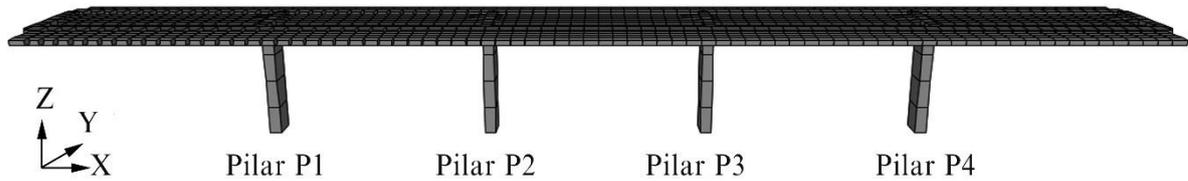


Figura 3.5 – Dimensões globais da ponte do exemplo base

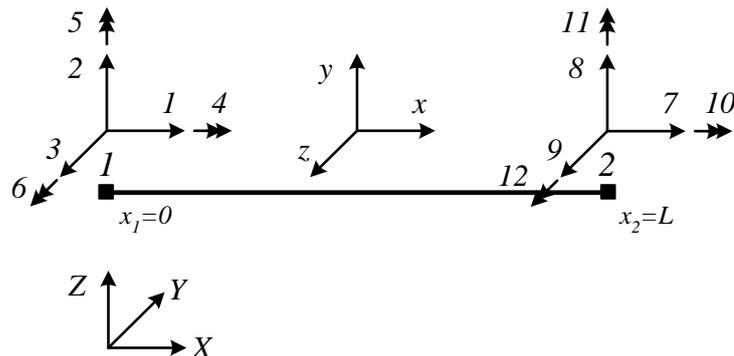


Figura 3.6 – Identificação dos referenciais global e local para o elemento finito de viga

Em termos de ação sísmica considerou-se uma ponte de classe de importância II ($\gamma_I = 1,0$), implantada num terreno de tipo A e em zona 3 para a ação sísmica Tipo 1 e ação sísmica Tipo 2 (localização em Lisboa).

3.3. Exemplo base

3.3.1. Valores das ações

Relativamente às ações estáticas consideraram-se as ações permanentes e a ação variável correspondente à sobrecarga de utilização relativa ao tráfego rodoviário. Como simplificação, a ação do vento não foi considerada. Para determinar o valor das ações permanentes consideraram-se 24 kN/m^3 e 25 kN/m^3 para os valores dos pesos volúnicos do tapete betuminoso e do betão armado, respetivamente NP EN 1991-1-1, (2009). No Quadro 3.2 apresentam-se os valores das ações permanentes para a ponte do exemplo base.

Quadro 3.2 – Valores das ações permanentes na ponte do exemplo base

	Tapete Betuminoso	Passeios	Tabuleiro	Longarinas	Carlingas	Elem. Proteção
G	$4,8 \text{ kN/m}^2$	$8,75 \text{ kN/m}^2$	$12,50 \text{ kN/m}^2$	$27,5 \text{ kN/m}$	$24,75 \text{ kN/m}$	$6,23 \text{ kN/m}$

Para determinar o valor da sobrecarga rodoviária foi utilizado o Load Model 1 (LM1) do Eurocódigo 1 – Parte 2 (EN 1991-2, 2003) por ser o mais indicado para verificações gerais, utilizando um valor de 1 para o coeficiente de ajustamento, α_Q , correspondente a um tráfego

industrial elevado. Os valores utilizados para o Tandem System (TS) e para o Uniform Distributed Load (UDL) são os que se apresentam no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Ações variáveis devido ao transito, segundo o modelo LM1.

UDL		TS		Forças Horizontais	
$q_{1,k}$ [kN/m ²]	$q_{2,k}$ [kN/m ²]	$Q_{1,k}$ [kN]	$Q_{2,k}$ [kN]	$Q_{h1,k}$ [kN]	$Q_{h2,k}$ [kN]
9	2,5	300	200	697,5	263,75

Os espectros de resposta referentes à ação sísmica foram definidos admitindo um comportamento com ductilidade limitada, a que corresponde um coeficiente de comportamento, q , de valor igual a 1,5. Considerou-se um valor de 5% para o coeficiente de amortecimento correspondendo a pilares de betão armado (EN 1998-2, 2011). Utilizou-se o valor recomendado de 0,2 para o limite inferior do espetro de cálculo horizontal (β) (NP EN 1998-1, 2010). No Quadro 3.4 apresentam-se os valores dos restantes parâmetros utilizados na definição dos espectros de resposta.

Quadro 3.4 – Valores dos parâmetros que descrevem os espectros de resposta

	S	$a_{g,r}$ [m/s ²]	a_g [m/s ²]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Ação sísmica Tipo 1	1	1,5	1,5	0,10	0,60	2,0
Ação sísmica Tipo 2	1	1,7	1,7	0,10	0,25	2,0

A partir destes valores, foram construídos os espectros de resposta elástica, S_e , e de cálculo, S_d , que se representam nas Figuras 3.7 e 3.8 para a ação sísmica Tipo 1 e ação sísmica Tipo 2, respetivamente.

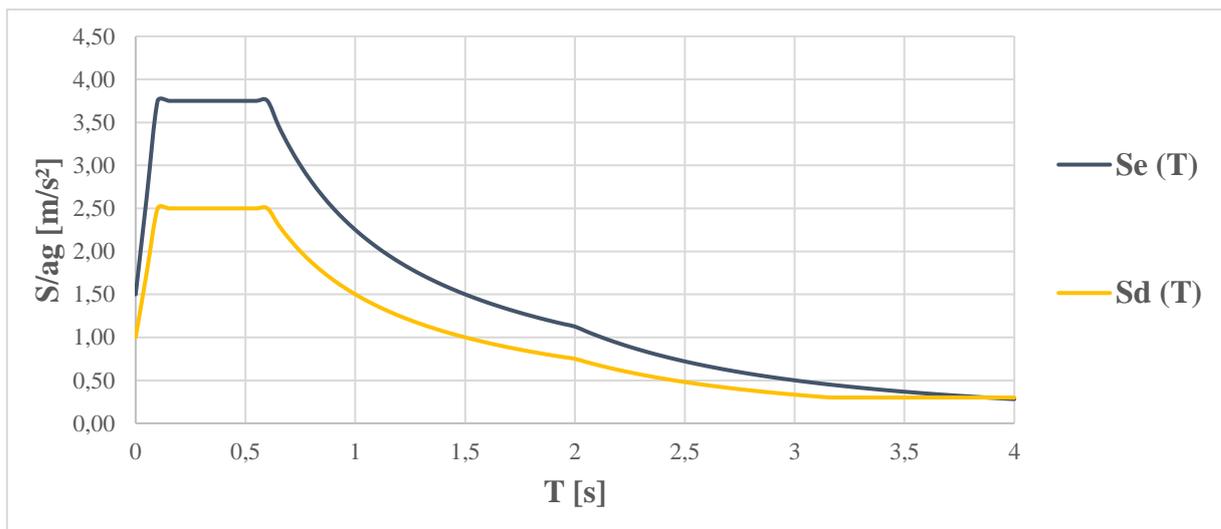


Figura 3.7 – Espectro de resposta horizontal – Ação sísmica Tipo 1.

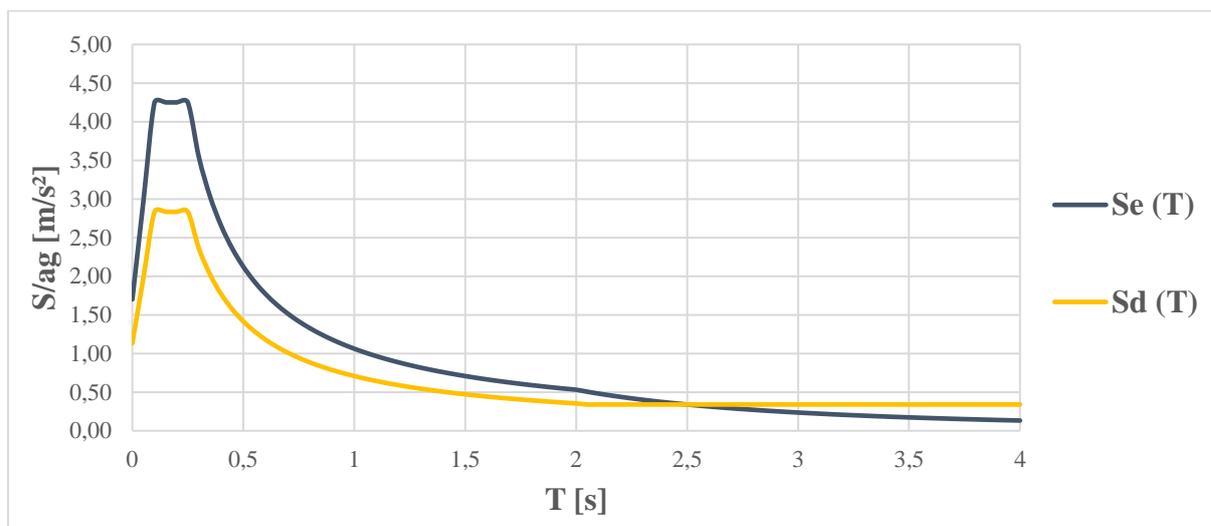


Figura 3.8 – Espectro de resposta horizontal – Ação sísmica Tipo 2.

O valor da massa envolvida na ação sísmica foi obtido a partir dos valores característicos nas ações permanentes e os valores quase permanentes $\psi_{2,1} Q_{k,1}$, com $\psi_{2,1} = 0,2$, das ações variáveis. Dado que não se trata de uma ponte em viés e que o rácio largura/comprimento é de $14,5/100 = 0,145 < 2$, as forças de torção provocadas pela ação sísmica puderam ser desprezadas. Devido à localização da ponte numa zona de sismicidade média e aos esforços de flexão relativamente baixos provocados pelas ações permanentes, não foi tida em conta a componente vertical da ação sísmica.

Independentemente do tipo de análise efetuada, todas as pontes foram analisadas utilizando 8 tipos de combinação cada. Deste modo, considerou-se a combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (ULS – Fundamental) e as combinações relativas aos Estados Limites de Utilização (SLS), Característica (CC), Freqüente (Freq.) e Quase permanente (CQP). A ação sísmica foi representada através de quatro combinações distintas, sendo estas relativas a ações sísmicas de tipo 1 e tipo 2 e à direção predominante na combinação em causa. Assim, consideraram-se as combinações: Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal, Sísmica Tipo 1 Direção Transversal, Sísmica Tipo 2 Direção Longitudinal e Sísmica Tipo 2 Direção Transversal.

3.3.2. Análise dinâmica – método do modo fundamental

Este método é aplicado nas direções longitudinal e transversal separadamente. Na direção longitudinal do tabuleiro, as ações sísmicas serão suportadas maioritariamente pelos pilares e a interação destes é nula, o método do modo fundamental será aplicado através do modelo do tabuleiro rígido. Para determinar o valor do período fundamental, foi calculado o valor da rigidez de cada pilar nesta direção que no caso de pilares encastrados numa extremidade e

rotulados na outra pode ser calculado da seguinte forma, $k = \sum_{i=1}^i 3E_i I_i / l_i^3$ e, dado que todos os pilares apresentam o mesmo módulo de elasticidade e inércia $I = bh^3/12 = 1 * \frac{2,5^3}{12} = 0,2075 m^4$, o coeficiente de rigidez foi obtido, $k = 4 * (3 * 33 * 10^6 * 0,2075/10^3) = 82170 \frac{kN}{m}$. A massa efetiva a ser suportada pelos elementos verticais foi calculada considerando a totalidade do tabuleiro e um terço da massa dos pilares, chegando assim a uma massa de 2797 ton a ser suportada pela totalidade dos elementos verticais. Utilizando a Equação 2.37 foi obtido uma estimativa para o período fundamental na direção longitudinal de $T = 2\pi\sqrt{2797/82170} = 1,159$ s. O valor obtido encontra-se dentro da gama de valores habituais (0,6 a 3 s) para este tipo de estrutura (Appleton, 2013). A partir do espectro de resposta apresentado na Figura 3.7 obtém-se um valor de $S_d(T) = 1,364 m/s^2$ para a ação sísmica de tipo 1. Assim, a força equivalente à ação sísmica é dada por $F = 2797 * 1,364 = 3814,2kN$. Considerando uma distribuição de força igual para os quatro pilares tem-se, um esforço transversal de $V_y = 3814,2/4 = 953,6 kN$ e um momento fletor de $M_y = 953,6 * 10 = 9536 kNm$.

Na direção transversal, dado que a ponte não cumpre o requisito apresentado na secção 2.6.7. deste trabalho, $L/B = 100/14,5 = 6,9 < 4,0$ nem a condição referida na Equação 2.35, a análise da ponte sob ação sísmica nesta direção foi efetuada através do modelo do tabuleiro flexível (método de Rayleigh). Considerou-se uma massa associada a cada pilar de $M_i = 2797/4 = 699,3 ton$ e aplicando as correspondentes forças gM_i em cada pilar obtiveram-se deslocamentos de 0,019 m e de 0,030 m para os pilares exteriores e interiores, respetivamente. A estimativa obtida através da Equação 2.38) para o período fundamental nesta direção foi

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{2 * (699,3 * 0,019^2) + 2 * (699,3 * 0,030^2)}{9,8 * (2 * 699,3 * 0,019 + 2 * 699,3 * 0,030)}} = 0,323s \quad (3.1)$$

A partir do espectro de resposta representado na Figura 3.7 obteve-se um valor de aceleração espectral $S_d(T) = 2,5$ para uma ação sísmica. A partir deste valor é possível calcular a força aplicada aos pilares P1 e P4 através da Equação 3.2.

$$F_1 = \frac{4\pi^2}{9,8 * 0,323^2} 2,5 * 0,019 * 699,3 = 1279,7kN \quad (3.2)$$

Aplicando esta força no pilar P1 obteve-se o deslocamento $d_1 = 0,0048m$ no mesmo, sendo assim possível calcular o esforço transversal induzido pela ação sísmica $V_z = d_1 * 3 * EI/l_1^3 = 0,0048 * 3 * 33 * 10^6 * 1,3/10^3 = 617,7kN$ e o momento fletor $M_y = d_1 * 3 * EI/l_1^2 = 6176,9kNm$. Usando a mesma abordagem para os restantes pilares e para a ação sísmica de tipo 2, foram obtidos os resultados que se apresentam no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Esforços internos resultantes da ação sísmica obtidos através do MMF para a ponte do exemplo base

Pilares	Ação sísmica tipo 1				Ação sísmica tipo 2			
	V_y [kN]	V_z [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
P1 e P4	954	618	6177	9536	450	583	5834	4503
P2 e P3	954	851	8243	9536	450	944	9435	4503

Onde V_y e V_z representam o esforço transversal na direção y e z , respetivamente e M_y e M_z representam o momento fletor na direção y e z , respetivamente.

Dado que para a totalidade das pontes estudadas neste trabalho não se obteve um valor de a_{vg} superior a $2,5m/s^2$, segundo o ponto 4.3.3.5.2 da NP EN 1998-1 (2010) não foi necessário ter em consideração a componente vertical da ação sísmica vertical em nenhuma das pontes.

3.3.3. Análise dinâmica – método de sobreposição modal com espectros de resposta

Para aplicação deste método utilizou-se o programa comercial de análise estrutural, através do método dos elementos finitos, SAP2000 Ultimate 64-bit, versão 21.2.0, Build 1565 (CSI, 2017). Assim, procedeu-se à modelação tridimensional da ponte utilizando elementos de viga de Euler-Bernoulli com 2 nós e 12 graus de liberdade (*Frame object*) para modelar os pilares, as longarinas e as carlingas. A modelação da laje do tabuleiro foi efetuada com elementos de casca quadrangulares de 4 nós (*Shell object*). O modelo de elementos finitos da ponte tem um total de 127 nós e 79 elementos finitos.

Na resolução do problema de análise modal referente à determinação das frequências próprias e modos de vibração da estrutura a matriz de rigidez foi determinada considerando a rigidez elástica dos diferentes elementos estruturais. Para a matriz de massa adoptou-se uma formulação de massa concentrada associada aos graus de liberdade de translação em cada uma das 3 direcções globais.

Nesta análise, utilizando o programa SAP2000 e assegurando que o número de modos a ter em conta na análise respeitem as condições impostas na secção 2.6.6. os períodos fundamentais e os respetivos modos de vibração obtidos estão indicados no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 - Descrição dos modos de vibração obtidos através do MSM na ponte do exemplo base.

Modo	Período [s]	Massa modal [%]		
		Direção X	Direção Y	Direção Z
1	1,108	0,970	0	0
2	0,934	0	0	0
3	0,462	0	0	0

4	0,313	0	0	0,030
5	0,302	0	0	0
6	0,294	0	0,781	0
7	0,292	0	0	0
8	0,254	0	0	0,094
9	0,227	0	0	0
10	0,221	0	0	0

É de realçar que no caso da análise dinâmica efetuada com o MSM a combinação modal foi efetuada utilizando a Combinação Quadrática Completa (CQC) por fornecer valores mais rigorosos. No que respeita à combinação direcional, foram utilizadas as Equações 2.21, 2.22 e 2.23 descritas na parte 2.6.3. deste trabalho.

3.3.4. Esforços de dimensionamento

➤ Esforços de segunda ordem

Os efeitos de segunda ordem foram tidos em conta como indicado na Equação 2.28. Na análise com o MSM para a ação sísmica de tipo 1 na direção transversal, tem-se no caso do pilar P1 um incremento de momento fletor devido aos efeitos de segunda ordem dado por:

$$\Delta M = \frac{1+1,5}{2} * 0,168 * 7899 = 166,15 kNm \quad (3.3)$$

O valor de d_{Ed} foi obtido aplicando as indicações da secção 2.3.6.3 da EN 1998-2 (2010).

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T = 0,0123 + 0,00458 = 0,168m \quad (3.4)$$

Em que o valor $d_G = 0,0046 m$ que representa o valor obtido para o deslocamento devido á fluência (0,247 cm) e a retração do betão por secagem (0,212 cm) e o valor d_E foi obtido da seguinte forma.

$$d_E = \pm \eta \mu_d d_{Ee} = \pm 1 * 1,850 * 0,00662 = 0,0123 \quad (3.5)$$

$$\mu_d = \begin{cases} se T \geq T_0 = 1,25T_C ; \mu_d = q \\ se T < T_0 = 1,25T_C ; \mu_d = (q - 1) \frac{T_0}{T} + 1 \leq 5q - 4 \end{cases} \quad (3.6)$$

$$T_0 = 1,25 * 0,4 = 0,5 > 0,294$$

$$\mu_d = (1,5 - 1) * \frac{0,5}{0,294} + 1 = 1,850 \leq 5 * 1,5 - 4 = 3,5$$

Em que o coeficiente de correção do amortecimento toma o valor $\eta = 1$ para estruturas com 5% de amortecimento viscoso e o deslocamento d_E foi obtido através da análise estrutural. No Quadro 3.7 resumem-se os valores dos esforços dimensionamento obtidos com o MMF e o MSM para os pilares da ponte do exemplo base. Estes valores referem-se à combinação mais

condicionante, neste caso, referente à ação sísmica tipo 1 atuando predominantemente na direção longitudinal.

Quadro 3.7 - Esforços de dimensionamento obtidos após análise da ponte exemplo base na combinação Sísmica de tipo 1 na direção longitudinal

Pilar	Análise	Esforços	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]
P1	MMF	Análise estática	8044	72	0	0	721
		Ação sísmica	0	954	255	2473	9536
		Imperfeições	0	42	46	464	424
		2ºOrdem	0	0	0	449	1008
		Σ	8044	1068	302	3386	11689
	MSM	Análise estática	7899	72	3	29	724
		Ação sísmica	0	1002	182	1782	9929
		Imperfeições	0	42	46	456	416
		2ºOrdem	0	0	0	430	1114
		Σ	7899	1116	230	2698	12183
P2	MMF	Análise estática	7211	72	0	0	722
		Ação sísmica	0	954	255	2473	9536
		Imperfeições	0	38	42	416	380
		2ºOrdem	0	0	0	390	892
		Σ	7211	1064	297	3279	11530
	MSM	Análise estática	7148	72	3	34	721
		Ação sísmica	0	1001	294	2881	9927
		Imperfeições	0	38	41	413	377
		2ºOrdem	0	0	0	395	1013
		Σ	7148	1111	338	3722	12038
P3	MMF	Análise estática	7211	72	0	0	720
		Ação sísmica	0	954	255	2473	9536
		Imperfeições	0	38	42	416	380
		2ºOrdem	0	0	0	390	892
		Σ	7211	1064	297	3279	11528
	MSM	Análise estática	7148	72	3	26	720
		Ação sísmica	0	1001	294	2881	9927
		Imperfeições	0	38	41	413	377
		2ºOrdem	0	0	0	394	1013
		Σ	7148	1111	337	3714	12036
P4	MMF	Análise estática	8044	72	0	0	720
		Ação sísmica	0	954	255	2473	9536
		Imperfeições	0	42	46	464	424
		2ºOrdem	0	0	0	449	1008
		Σ	8044	1068	302	3386	11687
	MSM	Análise estática	7899	72	1	13	719
		Ação sísmica	0	1002	182	1782	9929
		Imperfeições	0	42	46	456	416
		2ºOrdem	0	0	0	430	1114
		Σ	7899	1115	229	2682	12178

Sendo:

N_{Ed} – Esforço axial de dimensionamento;

$V_{Ed,y}$ e $V_{Ed,z}$ – Esforço transverso de dimensionamento nas direções y e z, respetivamente;

$M_{Ed,y}$ e $M_{Ed,z}$ – Momento fletor de dimensionamento nas direções y e z, respetivamente.

3.3.5. Dimensionamento à flexão composta

De modo a avaliar a necessidade de fazer o dimensionamento à flexão desviada foram utilizadas as Equações 2.44 e 2.45. Para o caso do pilar P1, tem-se:

$$0,438/0,469 = 0,93 \leq 2 \text{ e } 0,469/0,438 = 1,07 \leq 2 \quad (3.7)$$

$$\frac{0,097/0,998}{\frac{0,276}{2,495}} = 0,879 \leq 2 \text{ e } \frac{0,276/0,998}{0,097/2,495} = 7,11 > 2 \quad (3.8)$$

Dado que na Equação 3.8 a segunda parcela apresenta um valor superior a 2, é necessário efetuar o dimensionamento à flexão desviada. Para aplicar a Equação 2.46 é necessário determinar o valor do coeficiente α para a combinação de esforços fundamental. A partir dos valores do Quadro 2.5, fazendo uma interpolação linear e dado que $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{12046}{108510} = 0,11$, chegou-se ao valor $\alpha = 1,02$. Assim, tendo o valor dos momentos fletores resistentes e de calculo incluindo os esforços devido às imperfeições geométricas e esforços de segunda ordem, a utilização da Equação (2.46) tornou possível efetuar o dimensionamento da seguinte forma.

$$\left(\frac{6942}{15841}\right)^{1,02} + \left(\frac{1723}{21072}\right)^{1,02} = 0,43 + 0,08 = 0,510 \leq 1 \quad (3.9)$$

Os momentos fletores de dimensionamento incluem as imperfeições geométricas e os efeitos de segunda ordem. As armaduras longitudinais (A_{sl}) consideradas para a determinação dos valores N_{Rd} , $M_{Rd,y}$ e $M_{Rd,z}$ (Barros H. e Figueiras J., 2010; Lopes S., 2018). foram as que se apresentam no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Armaduras longitudinais selecionadas para o dimensionamento da ponte do exemplo base.

Direção	nº	ϕ [mm]	$A_{s,prov}$ [cm ²]	ρ [%]
Y	72	32	579,06	3,02%
Z	22	32	176,93	

Sendo:

nº - Número de armaduras selecionadas para cada direção, incluindo as armaduras de ambos os lados do pilar.

ϕ – Diâmetro das armaduras selecionadas.

$A_{s,prov}$ – Área de secção da armadura longitudinal selecionada

ρ [%] – Percentagem de armadura longitudinal presente na secção transversal do pilar.

De salientar que as armaduras apresentadas no Quadro 3.8 foram obtidas após várias iterações, sendo as que verificam os critérios de dimensionamento de todos os pilares e combinações utilizadas na ponte do exemplo base.

3.3.6. Dimensionamento ao esforço transversal

De acordo com a NP EN 1992-1-1 (2010) um elemento necessita de armadura de esforço transversal se o valor de cálculo do esforço transversal de, V_{Ed} , é superior ao valor de $V_{Rd,c}$. No caso do pilar P1 na combinação fundamental e na direção y tem-se

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \\ &= \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) * 1,286 * (100 * 0,02 * 50 * 10^3)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 4852,56 \right] * 1 * 2,44 \\ &\geq \left(0,035 * 1,286^{\frac{3}{2}} * 50^{\frac{1}{2}} + 0,15 * 4852,56 \right) * 1 * 2,44 \\ &= 1753,1kN \geq 1735,8kN \end{aligned} \quad (3.10)$$

Neste caso $V_{Rd,c}$ é superior a $V_{Ed} = 362,2kN$ logo as armaduras mínimas de esforço transversal seriam suficientes. No entanto, dado que em algumas das situações analisadas esta condição não se verificou, apresenta-se o procedimento de cálculo para determinar as armaduras necessárias para verificar a resistência ao esforço transversal.

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} \\ &= \min\left\{ \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta; \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \right\} \\ &= \min\left\{ \frac{A_{sw}}{s} * 0,9 * 0,94 * 434,8 * 10^3 * \cot(45^\circ); 1 * 2,5 * 0,9 * 0,94 * 0,480 \right. \\ &\quad \left. * 33,3 * \frac{10^3}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)} \right\} \\ &= \min\left\{ \frac{A_{sw}}{s} * 367840,8; 16881,4 \right\} \end{aligned} \quad (3.11)$$

Logo para $V_{Ed} = 362,2kN$, o valor mínimo para $\frac{A_{sw}}{s}$ será.

$$A_{sw}/s = 362,2 / 367840,8 = 9,85 \frac{cm^2}{m} \quad (3.12)$$

O dimensionamento sísmico face ao esforço transversal nas zonas fora de rótulas plásticas foi feito utilizando $\theta = 21,8^\circ$ e dividindo os valores de $V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ e $V_{Rd,max}$ pelo coeficiente $\gamma_{Bd} = 1,25$ de modo a evitar uma rotura frágil. Para determinar o comprimento das zonas de rótula plástica (Lh) segundo a secção 6.2.1.5 da EN 1998-2 (2011), dado que $\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} = \frac{12046}{2,5} * 50 * 10^3 = 0,096 \leq 0,3$, o comprimento da rótula plástica foi considerado como sendo o maior dos seguintes valores: o comprimento da secção transversal do pilar que se encontra perpendicular ao eixo de rotação da rótula em estudo ou a distância entre o momento fletor máximo e a zona em que o momento fletor corresponde a 80% do momento fletor máximo. Como simplificação e dado que seria necessário estudar as rótulas plásticas em ambas as direções, utilizou-se como primeiro valor o correspondente ao maior comprimento da secção transversal do pilar, ou seja 2,5 m. Como segundo valor foi considerado, de uma forma simplificada e do lado da segurança, 20% da altura do pilar ou seja $0,2 * 10 = 2$ m. Assim a estimativa do comprimento da rótula plástica é de 2,5 m. Aplicando estes princípios à totalidade dos pilares e combinações e cumprindo as disposições construtivas referidas na secção 3.3.7 deste trabalho, as armaduras transversais (A_{sw}) obtidas apresentam-se no Quadro 3.9.

Quadro 3.9 – Armaduras transversais calculadas para os pilares da ponte do exemplo base

Secção	Direção	nº Ramos	ϕ [mm]	S [m]	S* [m]
Retangular cheia	Y	16	10	0,15	0,3
	Z	7	10	0,15	0,3

Sendo:

S – Espaçamento longitudinal entre ramos.

S* - Espaçamento longitudinal entre ramos na zona de rótula plástica.

Partindo do facto que a totalidade das pontes cumprem os requisitos apresentados no ponto 4.1.5(1)P da EN 1998-2 (2011) e dado que os esforços de torção nos pilares são praticamente nulos, os requisitos relativos à verificação da resistência à torção são cumpridos. Segundo a parte 6.3 da EN NP 1992-2-1 (2010), o valor de cálculo do momento torsor resistente, $T_{Rd,max}$, obtido para a secção considerada é de 1391 kN.

Na Figura 3.9 apresenta-se um esquema referente à pormenorização de armaduras dos pilares da ponte do exemplo base.

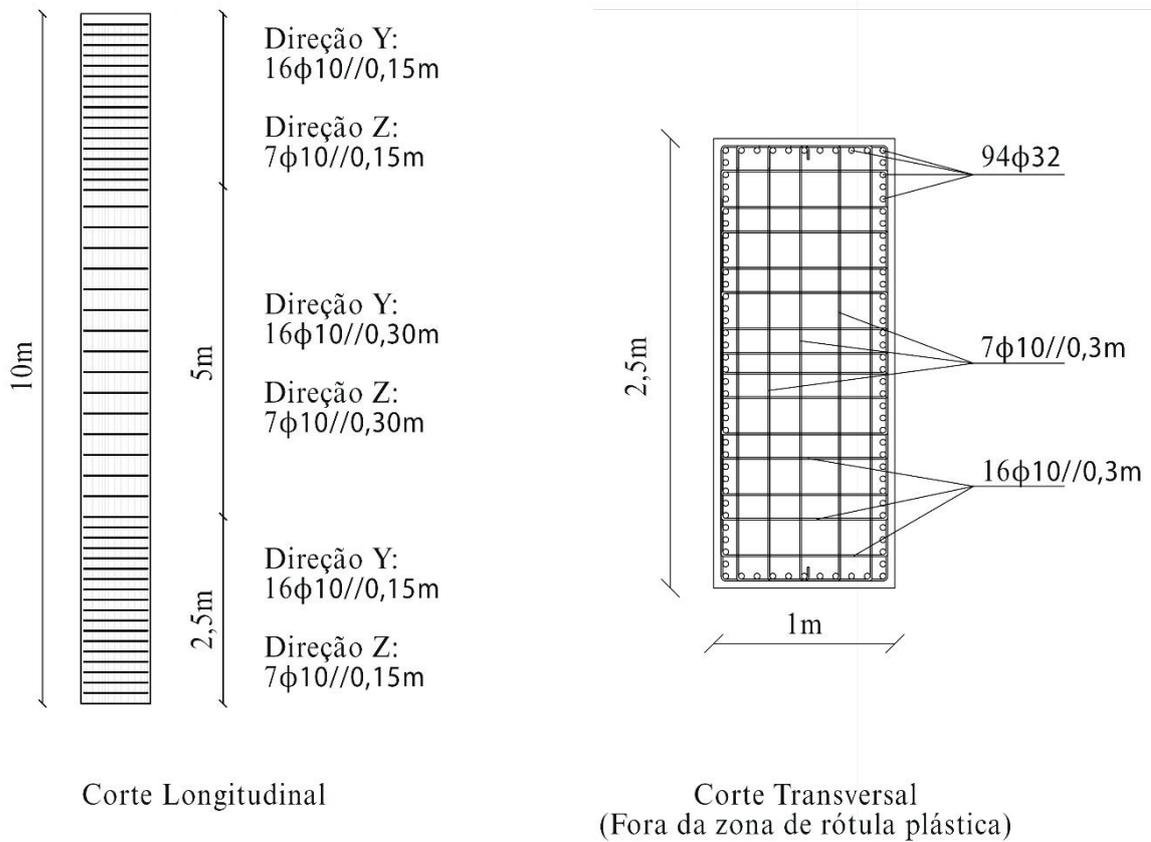


Figura 3.9 – Disposição das armaduras nos pilares da ponte exemplo base

3.3.7. Verificação de dimensionamento e disposições construtivas

No Quadro 3.10 apresentam-se os resultados referentes aos requisitos de limitação de tensões para o pilar P1 que é o mais condicionante para o efeito.

Quadro 3.10 - Limitação de tensões (Combinação quase permanente) na ponte base.

Pilar	σ_N [MPa]	σ_{M_y} [Mpa]	σ_{M_z} [Mpa]	σ_{total} [Mpa]	σ_{lim} [Mpa]
1	3,16	0,01	0,29	3,46	22,5

Sendo:

σ_N , σ_{M_y} e σ_{M_z} – Tensões normais provocadas pelo esforço axial e pelos esforços de flexão M_y e M_z , respetivamente;

σ_{total} – Valor total das tensões normais verificadas na secção;

σ_{lim} – Valor limite das tensões normais total.

Também foram verificadas as disposições construtivas relativas a armadura mínima de tração, armadura longitudinal máxima e mínima, espaçamento entre armaduras longitudinais e transversais. Seguindo as disposições da NP EN 1992-1 (2010) obtiveram-se os valores apresentados no Quadro 3.11 para o comprimento de amarração e de sobreposição.

Quadro 3.11 - Determinação do comprimento de amarração e de sobreposição na ponte base

$l_{b,rqd}$ [m]	$l_{b,d}$ [m]	$l_{b,prov}$ [m]	l_0 [m]	$l_{0,prov}$ [m]
0,24	0,32	0,35	0,48	0,50

Sendo:

$l_{b,rqd}$ – Comprimento de amarração de referência necessário para amarrar a força $A_S\sigma_{sd}$;

$l_{b,d}$ – Comprimento de amarração de cálculo;

$l_{b,prov}$ – Comprimento de amarração adotado;

l_0 – Comprimento de sobreposição;

$l_{0,prov}$ – Comprimento de sobreposição adotado.

Tendo em conta o referido na secção 2.6.8. deste trabalho, dado que $\eta_k = 0,063 < 0,08$ não foi necessário aplicar disposições relativas ao confinamento. Para a verificação relativa à encurvadura dos varões longitudinais, tem-se $\frac{A_T}{s_T} = 521,3 \geq \frac{\sum A_S f_{ys}}{1,6 f_{yt}} = 502,7$, logo, a armadura verifica esta disposição normativa. Aplicando a Equação 2.64 o espaçamento longitudinal máximo obtido para zonas de rótula plástica foi $s_L = 0,16$ m. De modo a simplificar os cálculos considerou-se um espaçamento longitudinal de 0,15 m nesta zona. Tendo-se obtido um espaçamento transversal de 150,7 mm, o pilar também se cumpre a disposição do espaçamento transversal ser inferior a 200 mm. Dado que o comportamento da ponte é considerado como sendo limitadamente dúctil, não foi necessário verificar as disposições relativas ao corte e aos nós adjacentes as rótulas plásticas.

3.3.8. Valores de volumes, custos e impacto ambiental dos pilares

Para determinar o custo e o impacto ambiental relativo à execução dos pilares definiram-se os valores unitários do custo, emissões de CO₂ e energia incorporada referentes aos materiais utilizados consultando diversas referências (Orçamentos@, 2021; FEDEREC, 2017; Lafarge360Design@, 2021; Torgal e Jalali, 2011; Geradordeprecos@, 2021). Considerou-se a utilização de aço reutilizado para execução das armaduras. O valor unitário da emissão de CO₂ relativo às cofragens é aproximado e calculado em função do volume do betão utilizado. Não foi possível determinar o valor de energia incorporada associada às cofragens, mas observando o valor das emissões de CO₂ é de esperar que seja desprezável. Os valores considerados no presente trabalho são os que se apresentam nos Quadros 3.12 e 3.13.

Quadro 3.12 – Valores unitários utilizados para cálculo de custos

Aço A500NR [€/kg]						Betão [€/m ³]	Cofragens [€/m ²]
φ 8mm	φ 10mm	φ 12mm	φ 20mm	φ 25mm	φ 32mm	C 50/60	-
0,755	0,720	0,700	0,695	0,705	0,735	114,900	4,150

Quadro 3.13 – Valores unitários utilizados para cálculo do impacto ambiental

	Aço	Betão	Cofragens
Emissão de CO ₂ [kg CO ₂ /ton]	938 CO ₂ /ton	200 kg CO ₂ /m ³	0,626 kg CO ₂ /m ³ (betão)
Energia incorporada [MJ/Kg]	8,80	0,99	-

Utilizando os valores presentes nos Quadros 3.13 e 3.14, obtiveram-se os valores totais e parciais para o volume, custos, emissões de CO₂ e energia incorporada que se apresentam no Quadro 3.15.

Quadro 3.14 – Custo e impacto ambiental dos pilares da ponte do exemplo base.

	A _{sl}	A _{sw}	Betão	Cofragens	Total
Volume [m ³]	1,35	0,74	98,87	-	-
Emissão de CO ₂ [ton]	9,97	3,64	19,77	0,062	33,38
Energia incorporada [MJ]	93508	34134	205549	-	313191
Custo	7 385 €	4 189 €	11 360 €	1 162 €	24 092 €

Onde A_{sl} e A_{sw} representam as armaduras longitudinais e transversais, respetivamente.

3.4. Análise de soluções alternativas para os pilares

3.4.1. Influência da secção transversal dos pilares

Para analisar a influência da secção transversal dos pilares foram consideradas duas secções transversais diferentes além da utilizada no exemplo base. Utilizou-se o mesmo procedimento de análise e dimensionamento que para o exemplo base e que já foi descrito anteriormente. As dimensões das secções transversais consideradas apresentam-se no Quadro 3.15.

Quadro 3.15 - Secções transversais dos pilares nas pontes em que as secções transversais dos pilares foram alteradas em relação á ponte do exemplo base.

Secção	b [m]	h [m]	e [m]	d [m]
Retangular cheia	1,0	2,5	-	-
Retangular oca	1,2	2,4	0,4	-
Circular cheia	-	-	-	2,2

Onde: b – largura da secção retangular; h – altura da secção retangular; e – espessura da parede da secção retangular oca e d – diâmetro da secção circular cheia.

No Quadro 3.16 apresentam-se as características dos modos de vibração obtidos com o MSM para as pontes com diferentes secções transversais dos pilares.

Quadro 3.16 - Descrição dos modos de vibração obtidos através do MSM nas pontes com diferentes secções transversais dos pilares

Secção	Modo	Período [s]	Massa modal [%]		
			Direção X	Direção Y	Direção Z
Retangular cheia	1	1,108	0,970	0,000	0,000
	6	0,294	0,000	0,781	0,000
Retangular oca	2	0,870	0,973	0,000	0,000
	6	0,297	0,000	0,783	0,000
Circular cheia	2	0,475	0,956	0,000	0,000
	5	0,305	0,000	0,774	0,000

Efetuada as análises do mesmo modo que no exemplo base, os esforços obtidos através do MSM estão apresentados no Quadro 3.17.

Quadro 3.17 - Esforços de dimensionamento obtidos através do MSM nas pontes com diferentes secções transversais dos pilares

Secção	Combinação	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]
Retangular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7148	1111	338	3722	12038
Retangular oca	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7149	1381	330	4059	14562
Circular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7147	1990	331	3625	20278

A partir dos esforços de dimensionamento obtidos procedeu-se ao dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais de modo a garantir as disposições regulamentares. As soluções obtidas para estas armaduras apresentam-se no Quadro 3.18.

Quadro 3.18 - Armaduras seleccionadas no dimensionamento das pontes com diferentes secções transversais dos pilares

Secção	Direção	Armaduras Longitudinais				Armaduras Transversais				
		nº	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	ρ [%]	nº ramos	ϕ [mm]	S [m]	S* [m]	Lh [m]
Retangular cheia	Y	74	32	595,14	3,09%	16	10	0,300	0,150	2,5
	Z	22	32	176,93		7	10	0,300	0,150	
Retangular oca	Y	85	32	683,61	3,77%	20	10	0,300	0,150	2,0
	Z	20	32	160,85		8	10	0,300	0,150	
Circular cheia	-	96	64	772,08	2,03%	1	16	0,200	0,075	2,0

As verificações aos estados limites de serviço e das disposições construtivas foram feitas do mesmo modo que no exemplo base, chegando a conclusão, de que ambas as secções em estudo cumprem os requisitos referidos na secção 2.6.8 deste documento.

Para efetuar o cálculo de custos para ambas as secções foram utilizados os valores unitários presentes nos Quadros 3.12 e 3.13. A única exceção foi o custo das cofragens para a secção circular cheia foi estimada a 7,41 €/m². No Quadro 3.19 apresentam-se os valores obtidos para o volume de materiais, o custo, as emissões de CO₂ e a energia incorporada dos pilares com secção retangular oca e circular cheia.

Quadro 3.19 – Custos envolvidos na construção dos pilares das pontes com diferentes secções transversais dos pilares

Secção	-	A _{sl}	A _{sw}	Betão	Cofragens	Total
Retangular cheia	Volume [m ³]	1,38	0,74	98,84	-	-
	Emissão CO ₂ [ton]	10,19	3,64	19,77	0,06	33,60
	Energia incorporada [MJ]	95586,23	34134,09	205496,46	-	335216,77
	Custo	7549 €	4189 €	11357 €	1 162 €	24257 €
Retangular oca	Volume [m ³]	1,23	0,71	98,97	-	-
	Emissão de CO ₂ [ton]	11,70	2,90	17,67	0,06	32,26
	Energia incorporada [MJ]	109766,80	27162,48	183639,73	-	320569,00
	Custo	8669 €	3093 €	10149 €	1 859 €	23770 €
Circular Cheia	Volume [m ³]	1,43	0,21	150,90	-	-
	Emissão de CO ₂ [ton]	10,53	0,98	30,18	0,09	41,69
	Energia incorporada [MJ]	98785,77	9225,36	313714,82	-	421725,96
	Custo	7801 €	1138 €	17338 €	2 049 €	28326 €

3.4.2. Influência do tipo de ligação tabuleiro-pilares

Procedeu-se também ao estudo da influência do tipo de ligação tabuleiro-pilares. Assim, além da ligação rotulada considerada no exemplo base estudou-se também a ligação através de apoios elásticos constituídos por apoios de borracha de baixo amortecimento (LDRB). De modo a efetuar esta comparação, além dos pilares retangulares cheios presentes no exemplo base, foi também estudada a utilização de pilares de secção retangular oca e circular cheia. Utilizando o catálogo Neoarm Bearings B03 da Fip Industriale (2015), adotou-se o apoio elástico circular em neopreno com a referência Neoarm 800×85. Este apoio é caracterizado com um coeficiente de rigidez $k_0 = 6,96$ kN/m, uma carga vertical máxima de 13490 kN e um custo de 973 € a

unidade, tendo assim um custo total de 3896 € por ponte. De modo a otimizar o desempenho de cada ponte, após várias iterações, as secções mais adequadas estão indicadas no Quadro 3.20.

Quadro 3.20 - Secções dos pilares das pontes cujo a ligação tabuleiro-pilares é efetuada através de apoios elásticos.

Ligação	Secção	b [m]	h [m]	e [m]	d [m]
Apoios Elásticos	Retangular cheia	1,0	1,6	-	-
	Retangular oca	1,2	1,4	0,4	-
	Circular cheia	-	-	-	1,4

A utilização das características geométricas apresentadas no quadro anterior levou aos modos de vibração com as características indicadas no Quadro 3.21.

Quadro 3.21- Descrição dos modos de vibração obtidos nas pontes cujo a ligação tabuleiro-pilares é efetuada através de apoios elásticos.

Secção	Modo	Período [s]	Massa modal [%]		
			Direção X	Direção Y	Direção Z
Retangular cheia	1	2,385	0,964	0,000	0,000
	4	0,420	0,000	0,774	0,000
Retangular oca	1	2,256	0,965	0,000	0,000
	4	0,421	0,000	0,779	0,000
Circular cheia	1	2,270	0,963	0,000	0,000
	4	0,421	0,000	0,779	0,000

Os esforços de dimensionamento bem como as combinações que levaram a estes esforços estão indicados no Quadro 3.22.

Quadro 3.22 - Esforços de dimensionamento nas pontes cujo a ligação tabuleiro-pilares é efetuada através de apoios elásticos.

Secção	Combinação	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]
Retangular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7158	481	70	1096	6457
Retangular oca	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7158	529	68	1195	7044
Circular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7158	524	68	1138	6948

A partir dos esforços de dimensionamento obtidos procedeu-se à determinação das armaduras longitudinais e transversais de modo a garantir as disposições regulamentares. No Quadro 3.23 resumem-se as armaduras obtidas para as situações de ligação tabuleiro-pilares efetuada com apoios elásticos.

Quadro 3.23 - Armaduras longitudinais selecionadas para o dimensionamento das pontes cujo a ligação tabuleiro-pilares é efetuada através de apoios elásticos.

Secção	Direção	Armaduras Longitudinais				Armaduras Transversais				
		nº	ϕ [mm]	As [cm ²]	ρ [%]	nº ramos	ϕ [mm]	S [m]	S* [m]	Lh [m]
Retangular cheia	Y	30	32	241,27	2,41%	11	10	0,300	0,150	2,0
	Z	18	32	144,76		7	10	0,300	0,150	
Retangular oca	Y	26	32	209,10	2,01%	20	10	0,300	0,150	2,0
	Z	10	32	80,42		8	10	0,300	0,150	
Circular cheia	-	40	64	321,70	2,09%	1	10	0,300	0,150	2,0

Utilizando os valores presentes nos Quadros 3.12 e 3.13 obtiveram-se os valores de custo e impacto ambiental indicados no Quadro 3.24.

Quadro 3.24 - Custos envolvidos na construção dos pilares das pontes cujo a ligação tabuleiro-pilares é efetuada através de apoios elásticos.

Secção	-	A _{sl}	A _{sw}	Betão	Cofragens	Total
Retangular cheia	Volume [m ³]	0,69	0,54	63,45	-	-
	Emissão de CO ₂ [ton]	5,12	2,27	12,69	0,04	20,07
	Energia incorporada [MJ]	48010	21255	131906	-	201172
	Custo	3 792 €	3 043 €	7 290 €	863 €	18 884 €
Retangular oca	Volume [m ³]	1,23	0,71	98,97	-	-
	Emissão de CO ₂ [ton]	3,71	2,90	11,44	0,04	18,04
	Energia incorporada [MJ]	34778	27162	118914	-	180854
	Custo	2 747 €	3 093 €	6 572 €	1 195 €	17 503 €
Circular cheia	Volume [m ³]	0,73	0,46	63,42	-	-
	Emissão de CO ₂ [ton]	4,12	0,31	12,22	0,04	16,66
	Energia incorporada [MJ]	38655	2935	127074	-	168665
	Custo	3 053 €	414 €	7 023 €	1 304 €	15 690 €

De salientar que o custo relativo aos apoios elásticos está incluído apenas no valor de custo total. Dado que não foi possível determinar o valor das emissões de CO₂ e a energia incorporada relativas aos apoios elásticos procedeu-se a um cálculo aproximado. Considerando que a energia incorporada do Policloropreno, principal elemento do apoio é de 120 GJ/t, obtém-se um valor de energia incorporada de, aproximadamente, $Energia\ Incorporada * V_{apoio} * \gamma_{Policloropreno} \approx 120 * 10^3 * 0,042 * 1,24 * 10^{-3} = 6,25MJ$ por apoio. Assim, é de esperar que os valores da energia incorporada total e da emissão de CO₂ de cada apoio sejam

desprezáveis em relação aos dos outros materiais constituintes dos pilares. Deste modo, esta componente não foi contabilizada nos cálculos relativos aos impactes ambientais.

3.4.3. Influência da intensidade da ação sísmica

A influência da intensidade da ação sísmica foi estudada considerando diferentes localizações da ponte em estudo. Além do exemplo base em que se considerou a ponte numa zona 1.3 e 2.3, analisou-se também a ponte numa zona 1.2 e 2.3 (localização em Faro) e numa zona 1.1 e 2.3 (localização em Vila do Bispo). Assim, os valores considerados para a aceleração sísmica foram $a_g = 2 \text{ m/s}^2$ e 2.5 m/s^2 para as zonas 1.3 e 1.1, respetivamente. Para a ação sísmica Tipo 2 considerou-se a mesma zona em todos os casos, correspondendo-lhe um valor $a_g = 1,7 \text{ m/s}^2$.

Em virtude da maior intensidade da ação sísmica houve a necessidade de aumentar as dimensões das secções transversais dos pilares para garantir a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência. No Quadro 3.25 resumem-se os resultados obtidos para as dimensões das secções transversais nos exemplos em questão.

Quadro 3.25 - Secções dos pilares da ponte situada em Faro (Ação sísmica de tipo 1.2 e tipo 2.3) e em Vila do Bispo (Ação sísmica de tipo 1.1 e tipo 2.3).

Ação sísmica	Secção	b [m]	h [m]	e [m]	d [m]
Tipo 1.2 e Tipo 2.3	Retangular cheia	1,4	4,4	-	-
	Retangular oca	1,2	4	0,4	-
	Circular cheia	-	-	-	2,5
Tipo 1.1 e Tipo 2.3	Retangular cheia	1,6	5	-	-
	Retangular oca	1,2	4,6	0,4	-
	Circular cheia	-	-	-	2,8

No Quadro 3.26 resumem-se os resultados obtidos para os modos de vibração considerando as dimensões das secções transversais dos pilares apresentadas no Quadro 3.25.

Quadro 3.26 – Descrição dos modos de vibração obtidos na ponte situada em Faro (Ação sísmica de tipo 1.2 e tipo 2.3) e em Vila do Bispo (Ação sísmica de tipo 1.1 e tipo 2.3).

Ação sísmica	Secção	Modo	Período [s]	Massa modal [%]		
				Direção X	Direção Y	Direção Z
Tipo 1.2 e Tipo 2.3	Retangular cheia	2	0,513	0,933	0,000	0,000
		12	0,141	0,000	0,760	0,000
	Retangular oca	2	0,680	0,959	0,000	0,000
		11	0,182	0,000	0,775	0,000
	Circular cheia	3	0,371	0,945	0,000	0,000
		7	0,265	0,000	0,767	0,000
Tipo 1.1 e Tipo 2.3	Retangular cheia	3	0,398	0,917	0,000	0,000

	Retangular oca	13	0,114	0,000	0,750	0,000
		2	0,636	0,954	0,000	0,000
		12	0,154	0,000	0,772	0,000
	Circular cheia	5	0,298	0,933	0,000	0,000
		8	0,229	0,000	0,761	0,000

Utilizando o procedimento já descrito anteriormente obtiveram-se os esforços de dimensionamento (incluindo os efeitos de segunda ordem e imperfeições) que se apresentam no Quadro 3.27.

Quadro 3.27 – Esforços de dimensionamento na ponte situada em Faro (ação sísmica de tipo 1.2 e tipo 2.3) e em Vila do Bispo (ação sísmica de tipo 1.1 e tipo 2.3).

Ação sísmica	Secção	Combinação	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]
Tipo 1.2 e Tipo 2.3	Retangular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7146	2721	739	7507	27307
	Retangular oca	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7147	2365	651	6620	23646
	Circular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7146	2664	528	5511	26804
Tipo 1.1 e Tipo 2.3	Retangular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7145	3474	980	9784	34441
	Retangular oca	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7146	3119	854	8618	31068
	Circular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7146	3368	756	7692	33581

A partir dos valores dos esforços apresentados no Quadro 3.27 procedeu-se ao dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais que garantem a verificação da resistência à flexão desviada e ao corte e que se resumem no Quadro 3.28.

Quadro 3.28 - Armaduras seleccionadas no dimensionamento da ponte situada em Faro (Ação sísmica de tipo 1.2 e tipo 2.3) e em Vila do Bispo (Ação sísmica de tipo 1.1 e tipo 2.3).

Ação sísmica	Secção	Direção	Armaduras Longitudinais				Armaduras Transversais				
			n°	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	ρ [%]	n° ramos	ϕ [mm]	S [m]	S* [m]	Lh [m]
Tipo 1.2 e Tipo 2.3	Retangular cheia	Y	129	32	1037,48	2,10%	22	12	0,300	0,150	4,4
		Z	32	32	257,36		8	12	0,300	0,150	
	Retangular oca	Y	124	32	997,27	3,38%	26	10	0,300	0,150	2,0
		Z	24	32	193,02		8	10	0,300	0,150	
	Circular cheia	-	104	64	836,42	1,70%	1	16	0,150	0,050	2,0
		Y	144	32	1158,12	1,80%	25	12	0,300	0,150	5,0

Tipo 1.1 e Tipo 2.3	Retangular cheia	Z	35	32	281,49		9	12	0,300	0,150	
	Retangular oca	Y	174	32	1399,39	3,94%	28	10	0,300	0,150	4,6
		Z	22	32	176,93		8	10	0,300	0,150	
	Circular cheia	-	124	64	997,27	1,62%	1	16	0,125	0,050	2,0

No Quadro 3.29 apresenta-se o resumo dos valores obtidos para o custo e impacto ambiental das diferentes soluções para os pilares.

Quadro 3.29 - Custos envolvidos na construção dos pilares da ponte situada em Faro (Ação sísmica de tipo 1.2 e tipo 2.3) e em Vila do Bispo (Ação sísmica de tipo 1.1 e tipo 2.3).

Ação sísmica	Secção	-	A _{SI}	A _{SW}	Betão	Cofragens	Total
Tipo 1.2 e Tipo 2.3	Retangular cheia	Volume [m ³]	2,36	2,40	244,43	-	-
		Emissão CO2 [ton]	17,39	16,53	48,89	0,15	82,80
		Energia Inc. [MJ]	163120	155046	508164	-	826330
		Custo	12 883 €	13 174 €	28 085 €	1 926 €	56 067 €
	Retangular oca	Volume [m3]	1,23	0,71	98,97	-	-
		Emissão CO2 [ton]	16,68	3,56	27,80	0,09	48,04
		Energia Inc. [MJ]	156499	33417	288961	-	478878
		Custo	12 360 €	3 818 €	15 970 €	2 922 €	35 070 €
	Circular cheia	Volume [m3]	2,36	2,40	244,43	-	-
		Emissão CO2 [ton]	11,45	1,68	39,02	0,12	52,14
		Energia Inc. [MJ]	107376	15725	405598	-	528699
		Custo	8 480 €	1 863 €	22 416 €	2 328 €	35 087 €
Tipo 1.1 e Tipo 2.3	Retangular cheia	Volume [m3]	2,63	3,21	317,80	-	-
		Emissão CO2 [ton]	19,38	23,62	63,56	0,20	106,56
		Energia Inc. [MJ]	181822	221616	660708	-	1064146
		Custo	14 360 €	17 629 €	36 515 €	2 191 €	70 695 €
	Retangular oca	Volume [m3]	1,23	0,71	98,97	-	-
		Emissão CO2 [ton]	22,24	8,70	31,52	0,10	62,46
		Energia Inc. [MJ]	208666	81655	327624	-	617945
		Custo	16 480 €	6 835 €	18 107 €	3 320 €	44 742 €
	Circular cheia	Volume [m3]	1,87	0,41	244,79	-	247,07
		Emissão CO2 [ton]	13,73	1,88	48,96	0,15	64,57
		Energia Inc. [MJ]	128851	17612	508924	-	655388
		Custo	10 176 €	2 226 €	28 127 €	2 607 €	43 136 €

3.4.4. Influência da altura dos pilares

O estudo da influência da altura dos pilares foi efetuado considerando além dos 10 m de altura do exemplo base, pilares com 15 m e 20 m de altura. Visto que o aumento da altura dos pilares induziu maiores esforços, as suas secções transversais tiveram de ser alteradas de modo a verificar a segurança nos estados limites últimos. As dimensões obtidas resumem-se no Quadro 3.30.

Quadro 3.30 - Secções dos pilares das pontes com altura de 15m e 20m.

Altura dos pilares	Secção	b [m]	h [m]	e [m]	d [m]
15 m	Retangular cheia	1,0	2,5	-	-
	Retangular oca	1,2	2,4	0,4	-
	Circular cheia	-	-	-	2,2
20 m	Retangular cheia	1,2	3,0	-	-
	Retangular oca	1,2	2,8	0,4	-
	Circular cheia	-	-	-	2,2

Aplicando estas características geométricas no modelo construído no programa SAP2000 obtiveram-se os modos de vibração com as características que se apresentam no Quadro 3.31.

Quadro 3.31 - Descrição dos modos de vibração obtidos nas pontes cujo a altura dos pilares é de 15 e 20m.

Altura dos pilares	Secção	Modo	Período [s]	Massa modal [%]		
				Direção X	Direção Y	Direção Z
15 m	Retangular cheia	1	2,007	0,950	0,000	0,000
		4	0,371	0,000	0,769	0,000
	Retangular oca	1	1,605	0,956	0,000	0,000
		4	0,378	0,000	0,773	0,000
	Circular cheia	1	0,934	0,949	0,000	0,000
		4	0,385	0,000	0,758	0,000
20 m	Retangular cheia	1	2,218	0,912	0,000	0,000
		4	0,389	0,000	0,747	0,000
	Retangular oca	1	2,306	0,934	0,000	0,000
		4	0,399	0,000	0,759	0,000
	Circular cheia	1	1,362	0,909	0,000	0,000
		4	0,419	0,000	0,746	0,000

Utilizando o mesmo modelo obtiveram-se os esforços de dimensionamento (incluindo os efeitos de segunda ordem e imperfeições) que se apresentam no Quadro 3.32.

Quadro 3.32 - Esforços de dimensionamento nas pontes cujo a altura dos pilares é de 15 e 20 m.

Altura dos pilares	Secção	Combinação	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]
--------------------	--------	------------	---------------	-----------------	-----------------	------------------	------------------

15 m	Retangular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7150	675	209	3565	11723
	Retangular oca	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7151	812	188	3796	14052
	Circular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7148	1452	194	3179	21873
20 m	Retangular cheia	ULS - Combinação fundamental	12041	361	46	4722	17749
	Retangular oca	ULS - Combinação fundamental	12036	361	44	5178	19208
	Circular cheia	ULS - Combinação fundamental	12042	362	43	6044	12530

De modo a garantir as disposições dos vários Eurocódigos procedeu-se ao cálculo das armaduras longitudinais e transversais necessárias. As soluções obtidas encontram-se resumidas no Quadro 3.33.

Quadro 3.33 - Armaduras selecionadas para o dimensionamento das pontes, pontes cujo a altura dos pilares é de 15 e 20 m.

Altura dos Pilares	Secção	Direção	Armaduras Longitudinais				Armaduras Transversais				
			n°	ϕ [mm]	As [cm ²]	ρ [%]	n° ramos	ϕ [mm]	S [m]	S* [m]	Lh [m]
15 m	Retangular cheia	Y	71	32	571,02	2,99%	13	12	0,300	0,150	3,0
		Z	22	32	176,93		6	12	0,300	0,150	
	Retangular oca	Y	78	32	627,31	3,55%	20	10	0,300	0,150	3,0
		Z	21	32	168,89		8	10	0,300	0,150	
	Circular cheia	-	96	32	772,08	2,03%	1	16	0,300	0,100	2,0
20 m	Retangular cheia	Y	85	32	683,61	2,52%	15	12	0,300	0,150	4,0
		Z	28	32	225,19		7	12	0,300	0,150	
	Retangular oca	Y	100	32	804,25	3,90%	20	10	0,300	0,150	4,0
		Z	24	32	193,02		8	10	0,300	0,150	
	Circular cheia	-	60	32	482,55	1,27%	1	16	0,300	0,150	2,0

No Quadro 3.34 apresentam-se os valores obtidos em termos de custos e impacto ambiental para as diferentes secções transversais dos pilares com altura de 15 m e de 20 m.

Quadro 3.34 - Custos envolvidos na construção das pontes cujo pilares tem 15 e 20m de altura.

Altura dos Pilares	Secção	-	A _{sl}	A _{sw}	Betão	Cofragens	Total
15 m	Retangular cheia	Volume [m ³]	1,90	1,23	148,32	-	-
		Emissão CO ₂ [ton]	13,98	5,18	29,66	0,09	48,82
		Energia Inc. [MJ]	131159	48574	308362	-	488096

20 m	Retangular oca	Custo	10 359 €	6 762 €	17 042 €	1 743 €	35 906 €	
		Volume [m3]	1,23	0,71	98,97	-	-	
		Emissão CO ₂ [ton]	15,41	4,34	26,52	0,08	46,27	
		Energia Inc. [MJ]	144544	40744	275695	-	460983	
	Circular cheia	Custo	11 416 €	4 640 €	15 237 €	2 789 €	34 081 €	
		Volume [m3]	2,01	0,19	226,35	-	-	
		Emissão CO ₂ [ton]	14,79	0,74	45,27	0,14	60,80	
		Energia Inc. [MJ]	138780	6919	470572	-	616271	
	20 m	Retangular cheia	Custo	10 960 €	1 047 €	26 007 €	3 073 €	41 088 €
			Volume [m3]	3,01	2,19	285,26	-	-
			Emissão CO ₂ [ton]	22,17	9,23	57,05	0,18	88,46
			Energia Inc. [MJ]	208018	86604	593057	-	887679
Retangular oca		Custo	16 429 €	12 056 €	32 776 €	2 789 €	64 050 €	
		Volume [m3]	1,23	0,71	98,97	-	-	
		Emissão CO ₂ [ton]	25,02	5,79	40,36	0,13	71,17	
		Energia Inc. [MJ]	234749	54325	419509	-	708583	
Circular cheia		Custo	18 540 €	6 186 €	23 185 €	4 250 €	52 161 €	
		Volume [m3]	1,58	0,20	302,70	-	-	
		Emissão CO ₂ [ton]	11,60	0,49	60,54	0,19	72,63	
		Energia Inc. [MJ]	108819	4613	629311	-	742742	
Circular cheia	Custo	8 594 €	1 093 €	34 780 €	4 097 €	48 564 €		

3.4.5. Influência do comprimento dos vãos do tabuleiro

Para determinar a influência do comprimento dos vãos do tabuleiro no dimensionamento dos pilares das pontes alterou-se o comprimento destes de 20 m para 35 m e para 50 m. Devido aos maiores esforços provocados pelo aumento dos vãos das pontes e para garantir a verificação de segurança aos estados limites últimos de resistência procedeu-se à alteração das dimensões das secções transversais dos pilares. No Quadro 3.35 indicam-se os resultados obtidos.

Quadro 3.35 - Secções dos pilares das pontes cujo o vão do tabuleiro é de 35 e 50m.

Vãos da ponte	Secção	b [m]	h [m]	e [m]	d [m]
35 m	Retangular cheia	1,5	5,0	-	-
	Retangular oca	1,2	3,5	0,4	-
	Circular cheia	-	-	-	2,7
50 m	Retangular cheia	1,8	5,4	-	-
	Retangular oca	1,2	3,9	0,4	-
	Circular cheia	-	-	-	3,1

A utilização das características geométricas apresentadas no quadro anterior levou aos modos de vibração com as características indicadas no Quadro 3.36.

Quadro 3.36 - Descrição dos modos de vibração obtidos nas pontes cujo o vão do tabuleiro é de 35 e 50m.

Vão do tabuleiro	Secção	Modo	Período [s]	Massa modal [%]		
				Direção X	Direção Y	Direção Z
35 m	Retangular cheia	7	0,566	0,950	0,000	0,000
		21	0,157	0,000	0,776	0,000
	Retangular oca	1	1,645	0,978	0,000	0,000
		12	0,305	0,000	0,793	0,000
	Circular cheia	9	0,415	0,960	0,000	0,000
		11	0,357	0,000	0,784	0,000
50 m	Retangular cheia	10	0,494	0,953	0,000	0,000
		30	0,162	0,000	0,778	0,000
	Retangular oca	7	1,065	0,982	0,000	0,000
		19	0,321	0,000	0,799	0,000
	Circular cheia	16	0,377	0,962	0,000	0,000
		18	0,337	0,000	0,788	0,000

Os esforços de dimensionamento bem como as combinações que levaram a estes esforços estão indicados no Quadro 3.37.

Quadro 3.37 - Esforços de dimensionamento nas pontes cujo o vão do tabuleiro é de 35 e 50 m

Vão do tabuleiro	Secção	Combinação	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]
35 m	Retangular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	12025	3394	1010	10464	34477
	Retangular oca	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	12026	2145	930	9596	22553
	Circular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	12025	3332	939	9960	33951
50 m	Retangular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	16925	4740	1311	13672	48042
	Retangular oca	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	16925	2633	1355	14007	28082
	Circular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	16925	4656	1400	14809	47410

No Quadro 3.38 apresentam-se as soluções obtidas para as armaduras longitudinais e transversais dos pilares das pontes com vão do tabuleiro igual a 35 m e 50 m.

Quadro 3.38 - Armaduras selecionadas no dimensionamento das pontes cujo o vão do tabuleiro é de 35 e 50 m

Vão do tabuleiro	Secção	Direção	Armaduras Longitudinais				Armaduras Transversais				
			n°	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	ρ [%]	n° ramos	ϕ [mm]	S [m]	S* [m]	Lh [m]
35 m		Y	143	32	1150,07	1,88%	25	12	0,300	0,150	5,0

	Retangular cheia	Z	32	32	257,36		8	12	0,300	0,150	
	Retangular oca	Y	105	32	844,46	3,74%	22	10	0,300	0,150	2,0
		Z	40	32	321,70		8	10	0,300	0,150	
	Circular cheia	-	110	64	884,67	1,55%	2	16	0,200	0,050	2,0
50 m	Retangular cheia	Y	150	32	1206,37	1,51%	27	12	0,300	0,150	5,4
		Z	32	32	257,36		10	12	0,300	0,150	
	Retangular oca	Y	142	32	1142,03	3,90%	24	10	0,300	0,150	2,0
		Z	25	32	201,06		8	10	0,300	0,150	
	Circular cheia	-	130	64	1045,52	1,39%	2	16	0,150	0,050	2,0

No Quadro 3.39 indicam-se os custos e impacto ambiental obtidos para os pilares das pontes com vão do tabuleiro igual a 35 m e 50 m.

Quadro 3.39 - Custos envolvidos na construção dos pilares de pontes com tabuleiro com vão de 35 e 50 m.

Vão do tabuleiro	Secção	-	A _{sl}	A _{sw}	Betão	Cofragens	Total
35 m	Retangular cheia	Volume [m3]	2,57	2,96	297,85	-	-
		Emissão CO2 [ton]	18,94	21,80	59,57	0,19	100,31
		Energia Inc. [MJ]	177666	204529	619233	-	1001427
		Custo	14 032 €	16 269 €	34 223 €	2 158 €	66 682 €
	Retangular oca	Volume [m3]	1,23	0,71	98,97	-	-
		Emissão CO2 [ton]	16,33	3,12	24,61	0,08	44,06
		Energia Inc. [MJ]	153239	29247	255776	-	438262
		Custo	12 102 €	3 335 €	14 136 €	2 590 €	32 163 €
	Circular cheia	Volume [m3]	1,65	0,50	227,69	-	-
		Emissão CO2 [ton]	12,13	2,66	45,54	0,14	60,33
		Energia Inc. [MJ]	113818	24992	473368	-	612178
		Custo	8 989 €	2 734 €	26 162 €	2 514 €	40 399 €
50 m	Retangular cheia	Volume [m3]	2,68	3,80	386,56	-	-
		Emissão CO2 [ton]	19,71	28,00	77,31	0,24	125,02
		Energia Inc. [MJ]	184939	262668	803665	-	1251271
		Custo	14 606 €	20 894 €	44 416 €	2 390 €	82 307 €
	Retangular oca	Volume [m3]	1,23	0,71	98,97	-	-
		Emissão CO2 [ton]	18,88	3,34	27,11	0,08	49,33
		Energia Inc. [MJ]	177148	31332	281812	-	490293
		Custo	13 991 €	3 576 €	15 575 €	2 855 €	35 997 €
	Circular cheia	Volume [m3]	1,96	0,62	300,32	-	-
		Emissão CO2 [ton]	14,42	3,03	60,06	0,19	77,51

	Energia Inc. [MJ]	135294	28398	624373	-	788064
	Custo	10 685 €	3 391 €	34 507 €	2 887 €	51 469 €

3.4.6. Influência do arranjo transversal dos pilares

Para determinar a influência do arranjo transversal dos pilares, foram analisadas duas configurações, ou seja, um arranjo em dois pilares e a utilização de pilares parede, em complemento com o arranjo de um pilar único, presente no exemplo base. No caso do arranjo com dois pilares consideraram-se os mesmos três tipos de secção transversal que para o caso de pilar único. No Quadro 3.40 resumem-se os valores das dimensões das secções transversais dos pilares para as soluções de dois pilares e de pilar parede.

Quadro 3.40 - Secção dos pilares da ponte cujo arranjo transversal é constituído por dois pilares e por um pilar parede

Arranjo transversal	Secção	b [m]	h [m]	e [m]	d [m]
Dois pilares	Retangular cheia	1,0	2,0	-	-
	Retangular oca	1,2	1,2	0,4	-
	Circular cheia	-	-	-	1,7
Pilar parede	Retangular cheia	0,6	8,0	-	-

No Quadro 3.41 resumem-se os resultados obtidos para os modos de vibração nos casos em que se consideraram pilares com diferentes arranjos transversais. Os esforços de dimensionamento obtidos para os casos de pilares com diferentes arranjos transversais apresentam-se no Quadro 3.42.

Quadro 3.41 - Descrição dos modos de vibração obtidos nas pontes cujo o arranjo transversal é efetuado através de dois pilares e de pilar parede

Arranjo transversal	Secção	Modo	Período [s]	Massa modal [%]		
				Direção X	Direção Y	Direção Z
Dois pilares	Retangular cheia	1	0,676	0,964	0,000	0,000
		2	0,393	0,000	0,778	0,000
	Retangular oca	1	0,866	0,969	0,000	0,000
		2	0,380	0,000	0,781	0,000
	Circular cheia	1	0,564	0,949	0,000	0,000
		2	0,331	0,000	0,769	0,000
Pilar parede	Retangular cheia	1	1,346	0,946	0,000	0,000
		18	0,093	0,000	0,765	0,000

Quadro 3.42 - Esforços de dimensionamento nas pontes cujo o arranjo transversal é efetuado através de dois pilares e de pilar parede

Arranjo transversal	Secção	Combinação	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]
Dois pilares	Retangular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	3556	902	75	886	9163
	Retangular oca	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	3556	700	88	1110	7440
	Circular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	3555	1012	145	1594	10222
Pilar parede	Retangular cheia	Sísmica Tipo 1 Direção Longitudinal	7146	969	558	5806	10615

No Quadro 3.43 resumem-se as soluções adotadas para as armaduras longitudinais e transversais necessárias para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência nos casos de arranjo transversal com dois pilares ou com pilar parede.

Quadro 3.43 - Armaduras longitudinais e transversais selecionadas para o dimensionamento da ponte com arranjo transversal constituído por dois pilares e por pilar parede.

Arranjo transversal	Secção	Direção	Armaduras Longitudinais				Armaduras Transversais				
			n°	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	ρ [%]	n° ramos	ϕ [mm]	S [m]	S* [m]	Lh [m]
Dois pilares	Retangular cheia	Y	58	32	466,46	3,02%	13	12	0,300	0,150	2,0
		Z	17	32	136,72		6	12	0,300	0,150	
	Retangular oca	Y	42	32	337,78	3,58%	20	10	0,300	0,150	2,0
		Z	15	32	120,64		8	10	0,300	0,150	
	Circular cheia	-	70	64	562,97	2,48%	1	12	0,200	0,100	2,0
Pilar parede	Retangular cheia	Y	131	32	1053,56	2,30%	39	12	0,300	0,150	8,0
		Z	6	32	48,25		4	12	0,300	0,150	

O Quadro 3.44 resume os valores obtidos para os custos e impacto ambiental das soluções com dois pilares e com pilar parede.

Quadro 3.44 - Custos envolvidos na construção dos pilares de pontes cujo arranjo transversal é constituído por dois pilares e por pilar parede.

Arranjo transversal	Secção	-	A_{sl}	A_{sw}	Betão	Cofragens	Total
Dois pilares	Retangular cheia	Volume [m3]	2,14	1,51	158,22	-	-
		Emissão CO2 [ton]	15,73	6,37	31,64	0,05	53,74
		Energia Inc. [MJ]	147535	59765	328930	-	536230
		Custo	11 652 €	8 319 €	18 179 €	1 992 €	40 142 €
		Volume [m3]	1,67	1,09	101,07	-	-

	Retangular oca	Emissão CO2 [ton]	12,28	5,79	20,21	0,03	38,28	
		Energia Inc. [MJ]	115201	54325	210120	-	379646	
		Custo	9 098 €	6 186 €	11 613 €	2 125 €	29 022 €	
	Circular cheia	Volume [m3]	2,05	0,27	179,93	-	-	
		Emissão CO2 [ton]	7,55	0,57	17,99	0,06	26,12	
		Energia Inc. [MJ]	141736	10693	374065	-	526494	
		Custo	11 194 €	1 489 €	20 673 €	3 166 €	36 522 €	
	Pilar parede	Retangular cheia	Volume [m3]	2,00	2,51	190,33	-	-
			Emissão CO2 [ton]	14,73	18,45	38,07	0,12	71,24
			Energia Inc. [MJ]	138184	173063	395693	-	706941
			Custo	10 913 €	13 766 €	21 869 €	2 855 €	49 404 €

3.5. Resumo dos resultados obtidos

Após a conclusão da análise de 28 pontes através do MMF e MSM foi possível comparar os valores obtidos com os dois métodos de análise. Tendo em conta todas as combinações de estado limite último, sísmicas e estado limite de utilização, o Quadro 3.45, mostra os desvios de esforços observados no MSM em comparação com a análise MMF. Foram utilizados a totalidade dos esforços obtidos nesta comparação (N_{Ed} , $V_{Ed,y}$, $V_{Ed,z}$, $M_{Ed,y}$, $M_{Ed,z}$ e T_{Ed}). Os valores negativos indicam que os esforços obtidos no MSM, apresentaram, em média, valores inferiores ao MMF enquanto que valores positivos indicam que estes esforços foram superiores em média.

Quadro 3.45 – Desvios de esforços observados no MSM em comparação com o MMF.

Ponte em Analise	Desvio
Exemplo Base - Retangular cheia	2,27%
Exemplo Base - Retangular oca	0,18%
Exemplo Base - Circular cheia	-7,56%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Retangular cheia	5,73%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Retangular oca	8,60%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Circular cheia	4,76%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Retangular cheia	1,73%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Retangular oca	3,80%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Circular cheia	2,05%
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Retangular cheia	3,41%
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Retangular oca	6,60%
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Circular cheia	2,54%
Altura dos Pilares - 15m - Retangular cheia	7,34%
Altura dos Pilares - 15m - Retangular oca	8,04%
Altura dos Pilares - 15m - Circular cheia	9,08%
Altura dos Pilares - 20m - Retangular cheia	6,72%
Altura dos Pilares - 20m - Retangular oca	9,78%

Altura dos Pilares - 20m - Circular cheia	7,80%
Vão do Tabuleiro - 35m - Retangular cheia	-1,92%
Vão do Tabuleiro - 35m - Retangular oca	0,81%
Vão do Tabuleiro - 35m - Circular cheia	3,43%
Vão do Tabuleiro - 50m - Retangular cheia	-4,01%
Vão do Tabuleiro - 50m - Retangular oca	-1,28%
Vão do Tabuleiro - 50m - Circular cheia	-1,45%
Arranjo transversal - 2 Pilares - Retangular cheia	-1,26%
Arranjo transversal - 2 Pilares - Retangular oca	0,61%
Arranjo transversal - 2 Pilares - Circular cheia	-0,65%
Arranjo transversal - Pilar Parede - Retangular cheia	-3,67%

A partir do Quadro 3.45, pode observar-se que tanto no caso das pontes com ligação tabuleiro-pilar por meio de aparelhos elásticos como nas pontes de 15 e 20 m de altura, o MMF forneceu esforços ligeiramente inferiores do que os obtidos pelo MSM. Estas pontes são as que têm maiores períodos fundamentais (como será apresentado mais a frente). Também se pode observar que, de maneira geral o MMF fornecerá esforços menores que o MSM quanto menor for o período fundamental da estrutura. Considerando todas as combinações utilizadas neste trabalho e os mesmos esforços que os utilizados nos resultados do Quadro 3.45, os esforços obtidos pelo MSM foram em média 2,63% superiores aos obtidos pelo MMF. Os maiores desvios foram observados no caso da ponte exemplo base com pilares de secção circular cheia cujo o MSM apresentou resultados 7,56% inferiores ao MMF e no caso da ponte com pilares de 20m e secção retangular oca em que o MSM apresentou resultados 9,78% superiores ao MMF. Conclui-se que o método da sobreposição modal com espectros de resposta fornece, em média, valores mais conservadores.

Além dos esforços internos é possível comparar também os valores dos períodos fundamentais obtidos com cada um dos métodos de análise. No Quadro 3.46 estão indicados todos os períodos fundamentais obtidos para as direções longitudinal e transversal.

Quadro 3.46 - Comparação dos períodos fundamentais [s] obtidos através do MMF e MSM nas direções longitudinal e transversal.

Ponte em Analise	Direção Longitudinal		Direção Transversal	
	MMF	MSM	MMF	MSM
Exemplo Base - Retangular cheia	1,159	1,108	0,323	0,294
Exemplo Base - Retangular oca	0,902	0,870	0,324	0,297
Exemplo Base - Circular cheia	0,554	0,475	0,363	0,305
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Retangular cheia	2,454	2,385	0,472	0,420
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Retangular oca	2,296	2,256	0,469	0,421
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Circular cheia	2,325	2,270	0,473	0,421
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Retangular cheia	0,535	0,513	0,161	0,141
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Retangular oca	0,717	0,680	0,208	0,182
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Circular cheia	0,431	0,371	0,291	0,265

Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Retangular cheia	0,414	0,398	0,130	0,114
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Retangular oca	0,654	0,636	0,175	0,154
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Circular cheia	0,345	0,298	0,252	0,229
Altura dos Pilares - 15m - Retangular cheia	2,141	2,007	0,407	0,371
Altura dos Pilares - 15m - Retangular oca	1,695	1,605	0,419	0,378
Altura dos Pilares - 15m - Circular cheia	1,026	0,934	0,423	0,385
Altura dos Pilares - 20m - Retangular cheia	2,320	2,218	0,428	0,389
Altura dos Pilares - 20m - Retangular oca	2,419	2,306	0,441	0,399
Altura dos Pilares - 20m - Circular cheia	1,591	1,362	0,461	0,419
Vão do Tabuleiro - 35m - Retangular cheia	0,588	0,566	0,177	0,157
Vão do Tabuleiro - 35m - Retangular oca	1,468	1,645	0,366	0,305
Vão do Tabuleiro - 35m - Circular cheia	0,480	0,415	0,384	0,357
Vão do Tabuleiro - 50m - Retangular cheia	0,511	0,494	0,176	0,162
Vão do Tabuleiro - 50m - Retangular oca	1,103	1,065	0,237	0,321
Vão do Tabuleiro - 50m - Circular cheia	0,433	0,377	0,369	0,337
Arranjo transversal - 2 Pilares - Retangular cheia	0,703	0,676	0,365	0,393
Arranjo transversal - 2 Pilares - Retangular oca	1,002	0,866	0,300	0,380
Arranjo transversal - 2 Pilares - Circular cheia	0,658	0,564	0,419	0,331
Arranjo transversal - Pilar Parede	1,407	1,346	0,116	0,093

Como era de esperar, as pontes com menores períodos fundamentais são as que apresentam maior rigidez dos pilares. No Quadro 3.46 também se pode observar que, tal como nos esforços, os valores dos períodos fundamentais obtidos em cada análise foram próximos. Também podemos observar, que mesmo usando secções ou soluções de pilares que conferem uma baixa rigidez à estrutura, os valores dos períodos fundamentais na direção transversal, não superaram os 0,472 s, que é um valor relativamente baixo. Este aspeto deve-se à rigidez do tabuleiro conferida à estrutura nesta direção. Sendo assim as soluções de pilares que ofereceram uma maior rigidez na direção transversal da estrutura foram os que influenciaram de um modo mais significativo a rigidez da estrutura geral nesta direção. Dada a relativamente baixa influência que o tabuleiro trouxe á rigidez da estrutura na direção longitudinal, os períodos fundamentais obtidos nesta direção foram mais variados e refletem de um modo mais significativo o impacte das soluções escolhidas para os pilares.

Em comparação com a análise efetuada através do MMF, os períodos fundamentais obtidos através do MSM foram em média 6,25% inferiores na direção longitudinal e 9,90% inferiores na direção transversal. Apesar do valor dos desvios ser superior no caso da comparação dos períodos fundamentais do que no caso dos esforços obtidos, estes permanecem aceitavelmente próximos.

Na Figura 3.10 apresenta-se um gráfico que resume o valor do custo total dos pilares para cada um dos casos analisados.

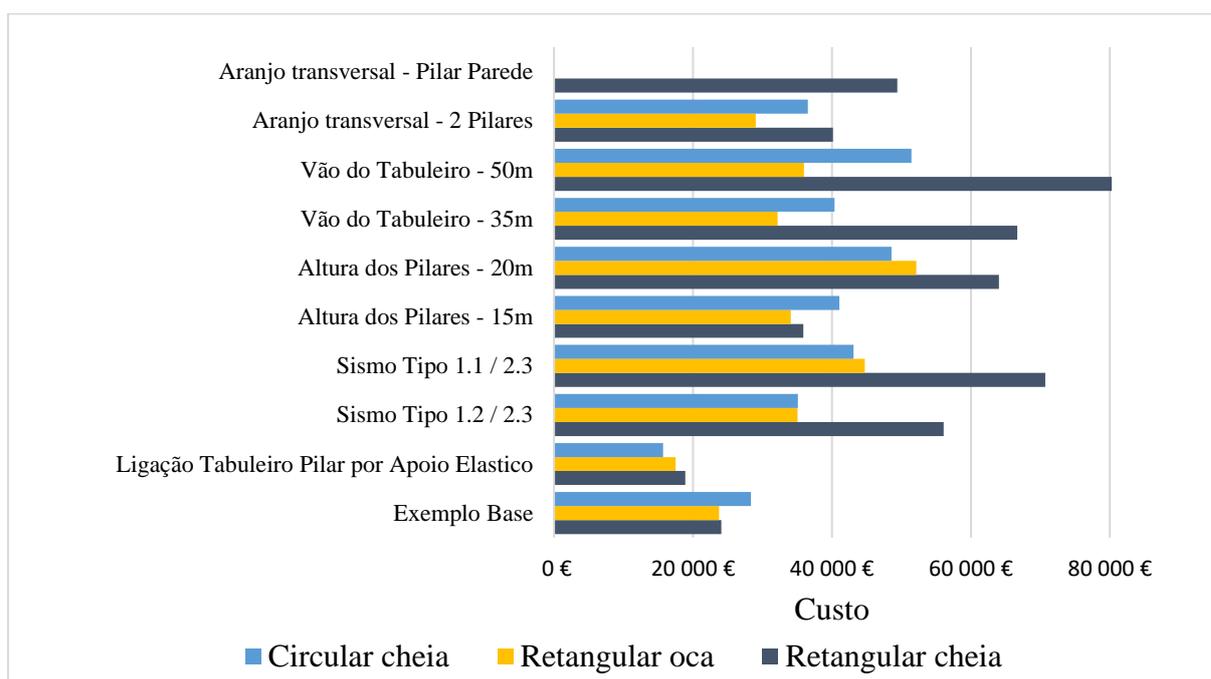


Figura 3.10 - Comparação geral dos custos obtidos com as diferentes seções.

A partir dos resultados apresentados na Figura 3.10 várias conclusões podem ser tiradas. Em primeiro lugar, os pilares de secção retangular cheia são os que apresentam os valores mais elevados, sendo que em nenhum dos casos consegue ser a secção mais económica. No entanto, como se pode observar na comparação da ponte base com as pontes de 15 e 20 m de altura, bem como com as de vãos de 35 e 50 m a diferença de custos entre a secção retangular cheia e as restantes aumenta à medida que aumenta o vão ou a altura dos pilares. Logo é de prever que para pontes com altura inferior a 10 m ou com vãos inferiores a 20 m, os pilares de secção retangular cheia se tornem competitivos face às outras soluções.

Para avaliar a influência que cada alteração implicou nos custos, calculou-se o custo por metro linear da ponte para cada solução. Para analisar de modo equiparável as pontes com pilares de 15 e 20 m de altura os seus custos foram divididos por 1,5 e 2, respetivamente. Os resultados obtidos encontram-se no Quadro 3.47.

Quadro 3.47 – Custos por metro linear observados nas diferentes pontes analisadas.

Ponte em Análise	Retangular cheia	Retangular oca	Circular cheia
Exemplo Base	241 €	238 €	283 €
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico	189 €	175 €	157 €
Sismo Tipo 1.2 / 2.3	561 €	351 €	351 €
Sismo Tipo 1.1 / 2.3	707 €	447 €	431 €
Altura dos Pilares – 15 m	239 €	227 €	274 €
Altura dos Pilares – 20 m	320 €	261 €	243 €
Vão do Tabuleiro – 35 m	381 €	184 €	231 €

Vão do Tabuleiro – 50 m	329 €	144 €	206 €
Arranjo transversal - 2 Pilares	401 €	290 €	365 €
Arranjo transversal - Pilar Parede	494 €	-	-

Pode-se observar que a solução que apresentou um menor custo por metro linear é a ponte com vãos do tabuleiro de 50 m e com pilares de secção retangular oca. As pontes em que a ligação tabuleiro-pilares é efetuada através de apoios elásticos também apresentaram valores relativamente baixos. A alteração que trouxe um maior impacto no custo da ponte foi a modificação da zona sísmica da ponte. Assim, a ponte situada numa zona sísmica tipo 1.1 e tipo 2.3 e com pilares de secção retangular cheia sofreu um aumento de 193% nos custos em relação ao exemplo base. A alteração da altura dos pilares foi a que implicou menor aumento nos custos sendo que o maior aumento se verificou na ponte com pilares de 20 m de altura e secção retangular cheia com um aumento de 32%. As pontes em que o arranjo transversal é efetuado através de dois pilares ou pilar parede implicaram num aumento entre 21% e 103% no custo das soluções.

Para avaliar a influência que cada material teve na determinação dos custos de cada ponte apresentam-se no Quadro 3.48 os custos parciais observados nas diferentes pontes analisadas.

Quadro 3.48 – Custos parciais observados nas diferentes pontes analisadas.

Ponte em Analise	A_{sl}	A_{sw}	Betão	Cofragens
Exemplo Base - Retangular cheia	30,6%	17,4%	47,1%	4,8%
Exemplo Base - Retangular oca	36,5%	13,0%	42,7%	7,8%
Exemplo Base - Circular cheia	27,5%	4,0%	61,2%	7,2%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Retangular cheia	20,1%	16,1%	38,6%	4,6%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Retangular oca	15,7%	17,7%	37,5%	6,8%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Circular cheia	19,5%	2,6%	44,8%	8,3%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Retangular cheia	23,0%	23,5%	50,1%	3,4%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Retangular oca	35,2%	10,9%	45,5%	8,3%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Circular cheia	24,2%	5,3%	63,9%	6,6%
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Retangular cheia	20,3%	24,9%	51,7%	3,1%
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Retangular oca	36,8%	15,3%	40,5%	7,4%
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Circular cheia	23,6%	5,2%	65,2%	6,0%
Altura dos Pilares - 15m - Retangular cheia	28,8%	18,8%	47,5%	4,9%
Altura dos Pilares - 15m - Retangular oca	33,5%	13,6%	44,7%	8,2%
Altura dos Pilares - 15m - Circular cheia	26,7%	2,5%	63,3%	7,5%
Altura dos Pilares - 20m - Retangular cheia	25,6%	18,8%	51,2%	4,4%
Altura dos Pilares - 20m - Retangular oca	35,5%	11,9%	44,4%	8,1%
Altura dos Pilares - 20m - Circular cheia	17,7%	2,3%	71,6%	8,4%
Vão do Tabuleiro - 35m - Retangular cheia	21,0%	24,4%	51,3%	3,2%
Vão do Tabuleiro - 35m - Retangular oca	37,6%	10,4%	44,0%	8,1%
Vão do Tabuleiro - 35m - Circular cheia	22,3%	6,8%	64,8%	6,2%
Vão do Tabuleiro - 50m - Retangular cheia	17,7%	25,4%	54,0%	2,9%
Vão do Tabuleiro - 50m - Retangular oca	38,9%	9,9%	43,3%	7,9%
Vão do Tabuleiro - 50m - Circular cheia	20,8%	6,6%	67,0%	5,6%

Arranjo transversal - 2 Pilares - Retangular cheia	29,0%	20,7%	45,3%	5,0%
Arranjo transversal - 2 Pilares - Retangular oca	31,3%	21,3%	40,0%	7,3%
Arranjo transversal - 2 Pilares - Circular cheia	30,6%	4,1%	56,6%	8,7%
Arranjo transversal - Pilar Parede	22,1%	27,9%	44,3%	5,8%

Pode-se notar que o impacto de cada material nas soluções estudadas é principalmente influenciado pela secção dos pilares utilizados. Nas pontes com pilares de secção retangular cheia, o impacto do betão nos custos totais dos pilares apresenta sistematicamente valores próximos de 50%. Nas pontes que se utilizou esta secção também se pode observar que as armaduras transversais contribuem para os custos com uma percentagem similar à das armaduras longitudinais ($\approx 25\%$). Isto deve-se às disposições construtivas que influenciam bastante as armaduras transversais neste tipo de secção. Nas pontes com pilares retangulares ocos o betão continua a representar uma grande parte do custo ($\approx 45\%$), mas a contribuição das armaduras longitudinais e transversais passa a $\approx 40\%$ e $\approx 10\%$, respetivamente. No caso das pontes com pilares de secção circular cheia, observa-se uma maior diferença nas repartições sendo que neste caso o betão contribui com $\approx 65\%$, sendo significativamente superior ao observado para as outras secções.

Para comparar o desempenho de cada tipo de secção dos pilares em termos de impacto ambiental apresentam-se nas Figuras 3.11 e 3.12 os valores das emissões de CO₂ e de emissões de CO₂ por euro gasto na construção de cada secção.

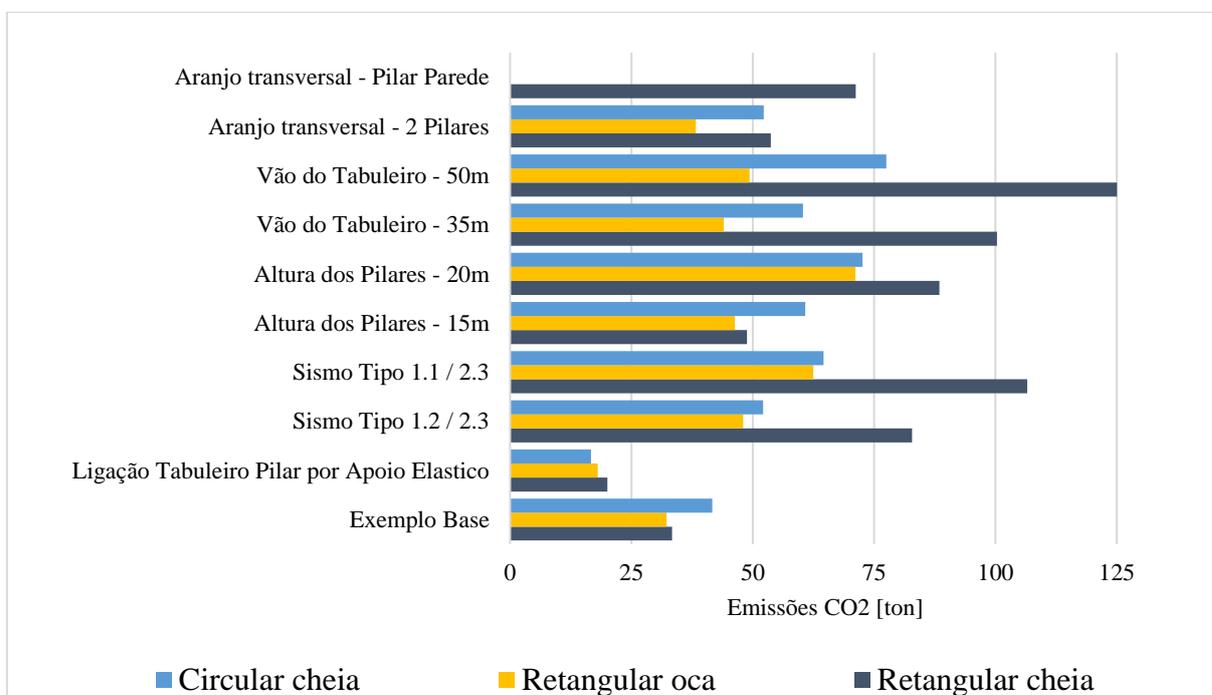


Figura 3.11 - Comparação geral das emissões de CO₂ [ton] obtidas através das diferentes secções.

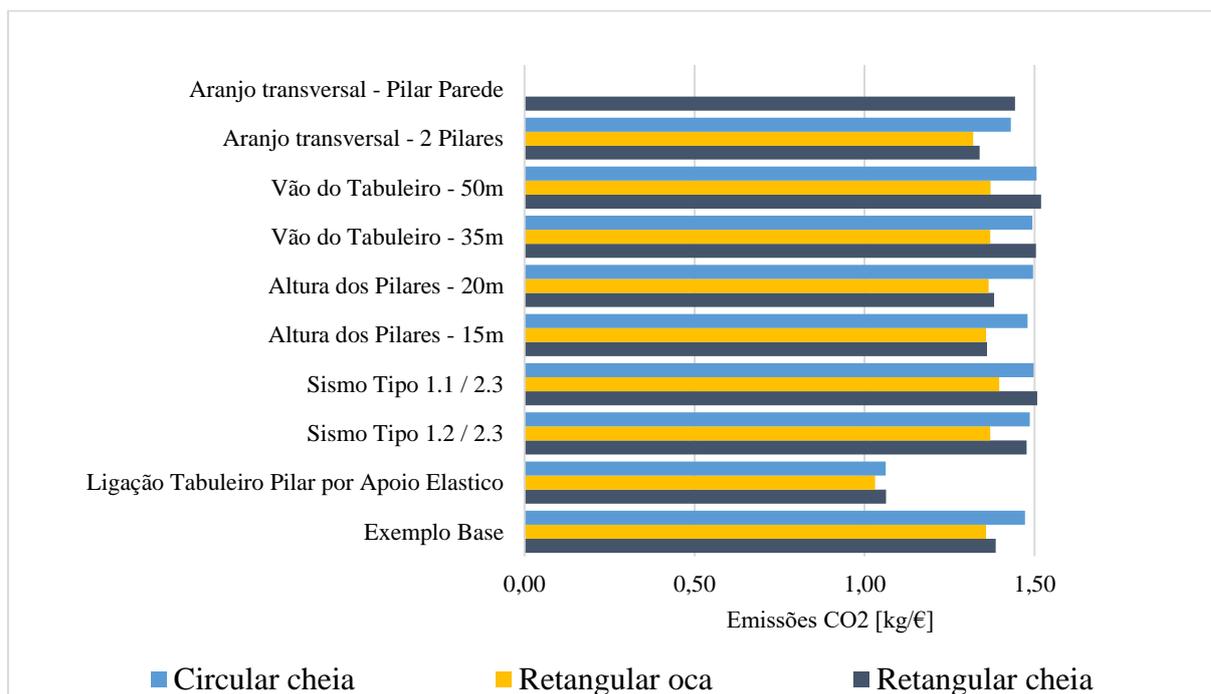


Figura 3.12 - Comparação geral das emissões de CO₂ [kg/€] obtidas através das diferentes secções.

Com a observação da Figura 3.12 conclui-se que, de maneira geral, a quantidade de CO₂ emitido no processo de construção das diversas soluções para a ponte aproxima-se de 1,40kgCO₂/€, não oscilando muito entre as soluções estudadas. A Figura 3.11 que representa as emissões de CO₂ assemelha-se bastante à Figura 3.10. Apesar da diferença não ser significativa, para os pilares de secção circular cheia obtiveram-se, de maneira geral, valores mais elevados de emissões de CO₂ por euro de custo de execução. Isto deve-se à maior contribuição do betão relativamente às armaduras em termos de emissões de CO₂. As pontes em que a ligação pilar tabuleiro-pilares foi efetuada através de apoios elásticos foram as únicas que apresentaram um resultado significativamente diferente em relação às outras soluções. Isto deve-se à diminuição de material utilizado devido à utilização dos apoios elásticos. No Quadro 3.49 estão representados o impacto que cada material teve nas emissões de CO₂ de cada solução.

Quadro 3.49 – Valores parciais das emissões de CO₂ observadas nas diferentes pontes analisadas.

Ponte em Analise	A _{sl}	A _{sw}	Betão	Cofragens
Exemplo Base - Retangular cheia	29,8%	10,9%	59,1%	0,19%
Exemplo Base - Retangular oca	36,2%	9,0%	54,7%	0,17%
Exemplo Base - Circular cheia	25,2%	2,4%	72,2%	0,23%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Retangular cheia	25,4%	11,3%	63,1%	0,20%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Retangular oca	20,5%	16,0%	63,3%	0,20%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Circular cheia	24,7%	1,9%	73,2%	0,23%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Retangular cheia	21,0%	19,9%	58,9%	0,18%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Retangular oca	34,7%	7,4%	57,8%	0,18%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Circular cheia	21,9%	3,2%	74,7%	0,23%

Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Retangular cheia	18,2%	22,1%	59,5%	0,19%
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Retangular oca	35,6%	13,9%	50,4%	0,16%
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Circular cheia	21,2%	2,9%	75,6%	0,24%
Altura dos Pilares - 15m - Retangular cheia	28,6%	10,6%	60,6%	0,19%
Altura dos Pilares - 15m - Retangular oca	33,2%	9,4%	57,2%	0,18%
Altura dos Pilares - 15m - Circular cheia	24,3%	1,2%	74,3%	0,23%
Altura dos Pilares - 20m - Retangular cheia	25,0%	10,4%	64,4%	0,20%
Altura dos Pilares - 20m - Retangular oca	35,1%	8,1%	56,6%	0,18%
Altura dos Pilares - 20m - Circular cheia	15,9%	0,7%	83,1%	0,26%
Vão do Tabuleiro - 35m - Retangular cheia	18,8%	21,7%	59,3%	0,19%
Vão do Tabuleiro - 35m - Retangular oca	37,0%	7,1%	55,8%	0,17%
Vão do Tabuleiro - 35m - Circular cheia	20,1%	4,4%	75,3%	0,24%
Vão do Tabuleiro - 50m - Retangular cheia	15,7%	22,4%	61,7%	0,19%
Vão do Tabuleiro - 50m - Retangular oca	38,2%	6,8%	54,9%	0,17%
Vão do Tabuleiro - 50m - Circular cheia	18,6%	3,9%	77,3%	0,24%
Arranjo transversal - 2 Pilares - Retangular cheia	29,2%	11,8%	58,8%	0,18%
Arranjo transversal - 2 Pilares - Retangular oca	32,0%	15,1%	52,7%	0,17%
Arranjo transversal - 2 Pilares - Circular cheia	28,9%	2,2%	68,7%	0,22%
Arranjo transversal - Pilar Parede	20,6%	25,9%	53,3%	0,17%

Pode-se assim observar que, como na análise dos custos, o aspeto que tem maior impacto nas repartições das emissões de CO₂ é a secção dos pilares. No entanto, comparando o Quadro 3.49 com o Quadro 3.48 podemos observar que o betão implica em percentagem uma maior contribuição em termos de emissões de CO₂ do que no caso do custo.

Nas Figuras 3.13 e 3.14 apresentam-se, respetivamente, os valores de energia incorporada e energia incorporada por euro gasto na construção de cada solução.

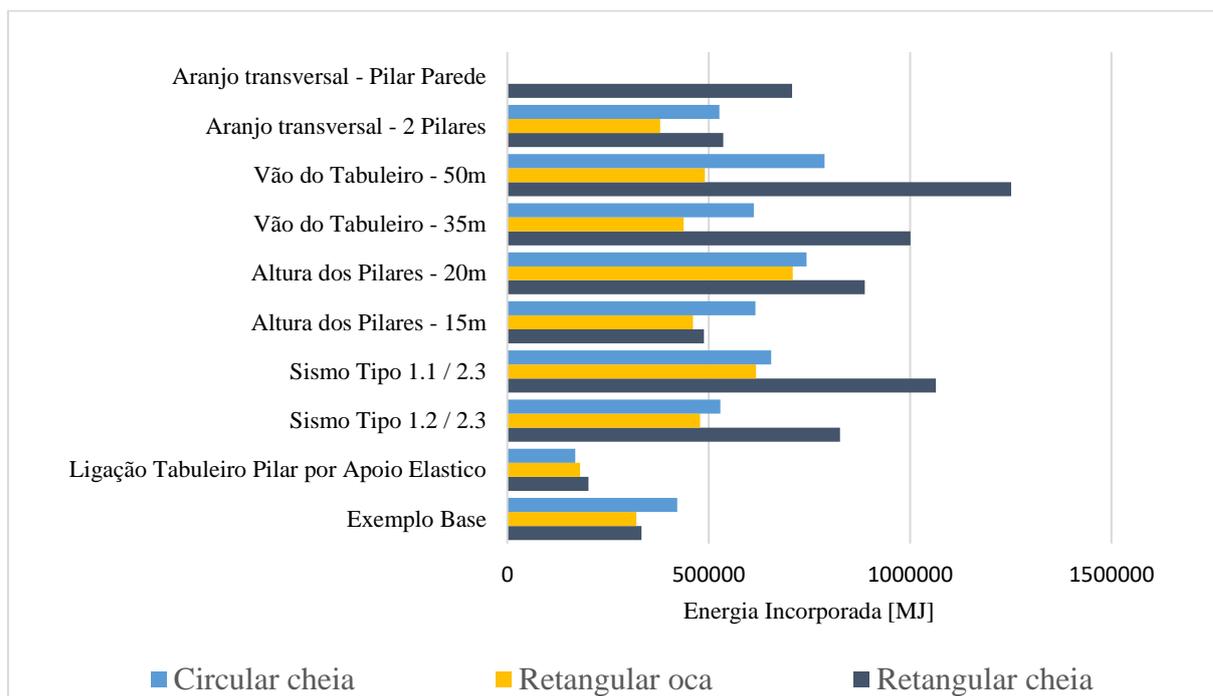


Figura 3.13 - Comparação geral da Energia Incorporada [MJ] obtida através das diferentes secções.

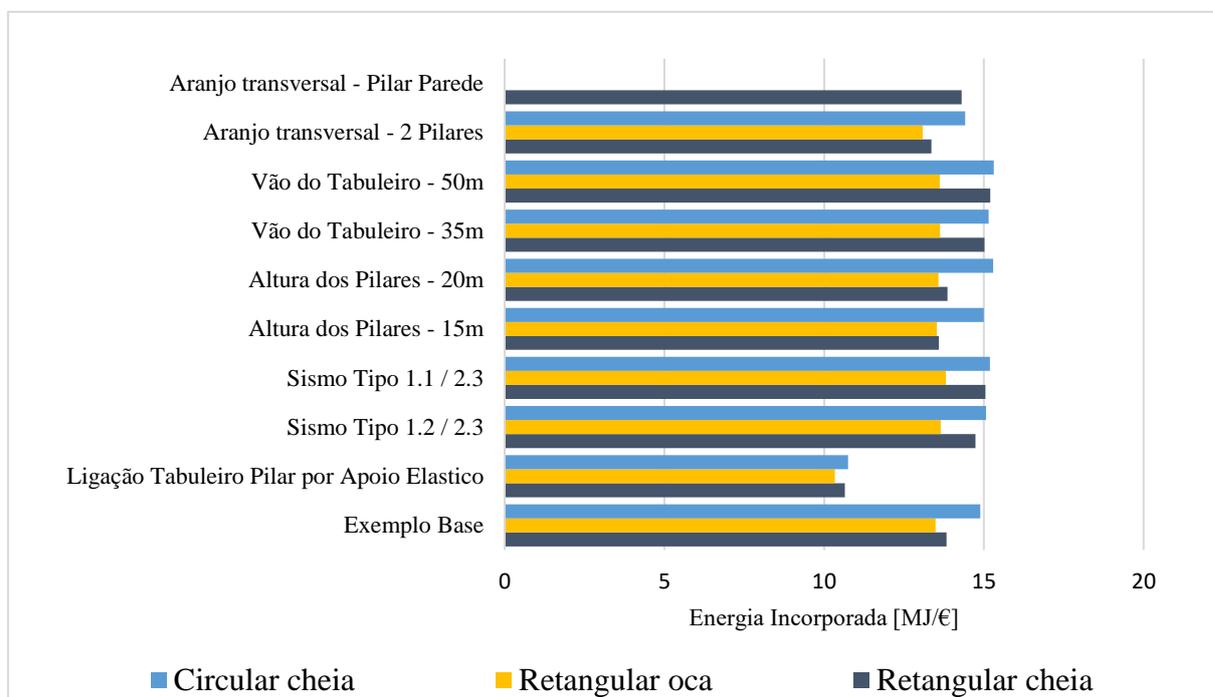


Figura 3.14 - Comparação geral da Energia Incorporada [MJ/€] obtida através das diferentes secções.

Tal como observado na Figura 3.12 o valor obtido para a energia incorporada por euro de custo de execução não varia muito entre as soluções analisadas: Assim o valor da energia incorporada

das diferentes secções avizinha-se de 14 MJ/€ à exceção das pontes com a ligação tabuleiro-pilares efetuada através de apoios elásticos.

No Quadro 3.50 apresentam-se as contribuições de cada material em termos de energia incorporada para a construção de cada solução.

Quadro 3.50 – Valores parciais da energia incorporada observados nas diferentes pontes analisadas.

Ponte em Analise	A _{sl}	A _{sw}	Betão
Exemplo Base - Retangular cheia	28,1%	10,2%	61,7%
Exemplo Base - Retangular oca	34,2%	8,5%	57,3%
Exemplo Base - Circular cheia	23,4%	2,2%	74,4%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Retangular cheia	23,9%	10,6%	65,6%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Retangular oca	19,2%	15,0%	65,8%
Ligação Tabuleiro Pilar por Apoio Elástico - Circular cheia	22,9%	1,7%	75,3%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Retangular cheia	19,7%	18,8%	61,5%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Retangular oca	32,7%	7,0%	60,3%
Sismo Tipo 1.2 / 2.3 - Circular cheia	20,3%	3,0%	76,7%
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Retangular cheia	17,1%	20,8%	62,1%
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Retangular oca	33,8%	13,2%	53,0%
Sismo Tipo 1.1 / 2.3 - Circular cheia	19,7%	2,7%	77,7%
Altura dos Pilares - 15m - Retangular cheia	26,9%	10,0%	63,2%
Altura dos Pilares - 15m - Retangular oca	31,4%	8,8%	59,8%
Altura dos Pilares - 15m - Circular cheia	22,5%	1,1%	76,4%
Altura dos Pilares - 20m - Retangular cheia	23,4%	9,8%	66,8%
Altura dos Pilares - 20m - Retangular oca	33,1%	7,7%	59,2%
Altura dos Pilares - 20m - Circular cheia	14,7%	0,6%	84,7%
Vão do Tabuleiro - 35m - Retangular cheia	17,7%	20,4%	61,8%
Vão do Tabuleiro - 35m - Retangular oca	35,0%	6,7%	58,4%
Vão do Tabuleiro - 35m - Circular cheia	18,6%	4,1%	77,3%
Vão do Tabuleiro - 50m - Retangular cheia	14,8%	21,0%	64,2%
Vão do Tabuleiro - 50m - Retangular oca	36,1%	6,4%	57,5%
Vão do Tabuleiro - 50m - Circular cheia	17,2%	3,6%	79,2%
Arranjo transversal - 2 Pilares - Retangular cheia	27,5%	11,1%	61,3%
Arranjo transversal - 2 Pilares - Retangular oca	30,3%	14,3%	55,3%
Arranjo transversal - 2 Pilares - Circular cheia	26,9%	2,0%	71,0%
Arranjo transversal - Pilar Parede	19,5%	24,5%	56,0%

Pode-se observar que as proporções permanecem semelhantes às obtidas nas emissões de CO₂. Logo, o aspeto que maior importância tem nas proporções de energia incorporada é a secção escolhida para o pilar. e o material que apresenta uma maior contribuição na construção das pontes é o betão.

4. Conclusões e recomendações para estudos futuros

4.1. Conclusões

Nesta dissertação abordou-se a análise e dimensionamento de pilares de pontes em viga executadas em betão estrutural. Analisou-se a influência de vários parâmetros nos valores do custo e impacto ambiental em diferentes soluções para a secção transversal dos pilares. Os resultados obtidos com os exemplos de aplicação apresentados anteriormente permitiram estabelecer as seguintes conclusões:

- Em relação aos métodos de análise utilizados, conclui-se que o MMF forneceu valores bastante próximos dos obtidos pelo MSM. Verificou-se que o MMF apresentou, em termos de esforços, os valores mais conservadores no caso das pontes com maior rigidez e que o inverso foi observado nas pontes cujos pilares eram mais flexíveis. Embora os bons resultados obtidos através deste método e da sua maior simplicidade, o MSM constitui o método de referência e deve ser utilizado para verificação dos esforços obtidos pelo método do modo fundamental.
- Podemos afirmar que em termos de modos de vibração, os desvios obtidos entre o MMF e o MSM foram de -3,11% e -6,69% nas direções longitudinal e transversal, respetivamente. Estes desvios foram superiores ao desvio observado nos valores dos esforços (2,63%). Apesar de, em média, o MSM apresentar esforços superiores, este apresentou modos de vibração com períodos menores.
- As soluções com pilares de secção retangular cheia foram as que conduziram a maiores custos. A sua impossibilidade de resistir aos esforços mantendo uma rigidez contida, levou à utilização de secções de dimensões relativamente grandes e pouco aproveitadas, implicando por sua vez, a utilização de quantidades de armadura de esforço transversal mais significativas. No entanto, e apesar de não se ter efetuado análises neste campo, é provável que este tipo de secção seja vantajoso no caso de pontes de baixa altura ou de pequenos vãos, uma vez que é a secção cuja conceção é mais simples e para secções de menores dimensões, os benefícios oferecidos pelas restantes secções não são tão significativos.
- Os pilares de secção retangular oca são os que, de maneira geral, permitiram atingir os menores custos verificando-se isso especialmente nas pontes com vãos superiores. No entanto, em pilares sujeitos a momentos fletores, segundo as direções y e z, de valor

semelhante a secção circular cheia constitui a solução mais adequada em termos de custos.

- Os pilares com secção circular cheia apresentaram os seus melhores resultados no caso de ligação tabuleiro-pilares efetuada por meio de apoios elásticos e nas pontes situadas em zonas sísmicas mais exigentes. A primeira solução foi a que apresentou o comportamento mais flexível enquanto que a última foi uma das soluções mais rígidas analisadas. Logo pode-se considerar que esta secção poderá ser eficaz tanto em pontes com grande rigidez como em pontes mais flexíveis. A proporção entre os momentos $M_{Ed,y}$ e $M_{Ed,z}$ influenciou na diferença de custos entre as secções, sendo que a secção circular cheia foi beneficiada nos casos em que estes momentos estiveram mais próximos um do outro. Outro ponto positivo deste tipo de secções, é que a disposição das armaduras transversais é simplificada. Dado que não é aplicada a verificação de espaçamento máximo entre ramos de estribos foi possível apresentar custos competitivos face aos restantes pilares analisados.
- Tendo em conta os resultados obtidos pode-se afirmar que à exceção das pontes em que a ligação tabuleiro-pilares é efetuada através de apoios elásticos a relação entre as emissões de CO₂, a energia incorporada e o custo permanecem aproximadamente lineares. Apesar de a diferença ser relativamente baixa, os pilares de secção retangular oca foram os que conduziram a um menor impacto ambiental.
- A utilização de apoios elásticos, diminuindo os esforços induzidos pela ação sísmica permitiu a utilização de pilares com secções menores. Além disso, dado que o impacto ambiental associado à utilização deste tipo de ligação foi considerado desprezável, esta solução desmarcou-se perante as outras, sendo a única que permitiu reduzir eficazmente tanto as emissões de CO₂ como a energia incorporada e os custos monetários associados.

4.2. Recomendações para estudos futuros

Apresentam-se, de seguida, algumas sugestões para estudos futuros com o intuito de complementar e melhorar alguns aspetos que se consideram relevantes no âmbito da temática abordada na presente dissertação:

- Alargar o estudo efetuado a pontes dimensionados considerando comportamento dúctil e a pontes com pilares de alturas diferentes.
- Incluir no estudo o dimensionamento do tabuleiro procurando minimizar a massa deste e, deste modo, minimizar os valores das forças sísmicas a que os pilares estarão sujeitos.

- Avaliação do comportamento sísmico das soluções obtidas para os pilares recorrendo a análise estática não-linear (análise *pushover*) e a análise dinâmica não linear. A utilização de um modelo de análise dinâmica não linear possibilitará a consideração de dispositivos de dissipação de energia para melhorar o comportamento dinâmico da ponte.
- Estudar a influência de diferentes tipos de solo de fundação e incluir a interação solo-estrutura.
- Alargar o estudo a pontes com comprimento total de maior dimensão e, conseqüentemente, considerar a variabilidade espacial da ação-sísmica.
- Desenvolver um modelo de análise e otimização de pilares de pontes em viga sujeitas à ação sísmica com o objetivo de obter soluções de custo e impacto ambiental mínimos.

Referências bibliográficas

A2P@ (2021). <https://www.a2p.pt/portfolio.html>. A2P – Estudos e projectos.

Aleixo, A. (2009). “Este livro que vos deixo”. Casa das Letras, Lisboa.

Amaro, C. (2002). “As pontes de Lisboa num percurso milenar”. Pedra & Cal, Revista do Grémio das Empresas de Conservação e Restauração do Património Arquitetónico, Pontes que fazem história Ano IV – Nº14.

Apambiente@ (2021). <https://www.apambiente.pt>. Agência Portuguesa do Ambiente.

Appleton, J. (2013). “Estruturas de betão”. Edições Orion, Lisboa.

Appleton, J. (2014). “Slides da disciplina de betão armado”. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Araújo, C., Bragança, L., Almeida, M. Guedes de (2013). "Sustainable construction key indicators". Proceedings of the International Conference Portugal SB13: Contribution of sustainable building to meet EU 20-20-20 targets.

Barros, H. e Figueiras, J. (2010). “Tabelas e ábacos de dimensionamento de secções de betão solicitadas à flexão e a esforços axiais segundo o Eurocódigo 2”. Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto, Porto.

Basófilas@ (2021). <https://www.basofias.pt/>

Cóias e Silva, V. (2002). “Pontes que vencem o tempo”. Pedra & Cal, Revista do Grémio das Empresas de Conservação e Restauração do Património Arquitetónico, Pontes que fazem história Ano IV – Nº14.

CSI (2017). “CSI Analysis reference manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge”. Computers & Structures, Inc. Berkeley, California: USA.

Construction21@ (2021). <https://www.construction21.org>. Construction 21 International, Ciridd Centre International de Ressources et d'Innovation pour le Développement Durable.

Cordeiro, J. (2014). “Aparelhos de apoio em pontes, Vida útil e procedimentos de substituição”. Dissertação de Mestrado, Área Departamental de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.

Couto, M. (2009). “Edifício ponte: história e tipologias. Proposta para intervenção na ponte Maria pia”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura da Universidade da Beira Interior, Covilhã.

Danso, H. (2018). “Identification of key indicators for sustainable construction materials”. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2018, 1–7.

DGC (2109). “Guía para el proyecto sísmico de puentes de carretera – Serie guías Eurocódigos”. Ministério de Fomento – Dirección General de Carreteras. Secretaria General Técnica – Centro de Publicaciones, Madrid.

EN 1991-2 (2003). “EN 1991-2 Eurocode 1: Actions on structures – Part 2 : Traffic loads on bridges”. CEN – Comité Européen de Normalisation.

EN 1992-2 (2005). “EN 1992-2 Eurocode 2 – Design of concrete structures – Concrete bridges – Design and detailing rules”. CEN - Comité Européen de Normalisation.

EN 1998-2 (2011). “EN 1998-2 Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges”. CEN – Comité Européen de Normalisation.

FEDEREC (2017). “Évaluation environnementale du recyclage en France selon la méthodologie de l’analyse de cycle de vie“. FEDEREC e Agence de l’Environnement et de la maitrise de l’Energie, Montrouge.

Fernandes, A. e Correia, V (2017). “Uma Introdução ao estudo de pontes em viga”. Cadernos de Graduação, Ciências exatas e tecnológicas, Sergipe.

Fernández-Sánchez, G., & Rodríguez-López, F. (2010). “A methodology to identify sustainability indicators in construction project management-Application to infrastructure projects in Spain”. *Ecological Indicators*, 10(6), 1193–1201.

Fip Industriale (2015). “Neoarm bearings B03”. Fip Industriale S.A., Pádua.

Fotocomunity@ (2021). <http://fotocomunity.com/>

Geradordeprecos@ (2021). <http://www.geradordeprecos.info>. Gerador de preços, Portugal. Cype Ingenieros, S.A.

Graça J. (2017). “Inspeção de um conjunto de pontes, contribuição para o sistema de gestão municipal”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

ISO 21929-1 (2011). "ISO 21929-1:2011. Sustainability in building construction - Sustainability indicators - Part 1: Framework for the development of indicators and a core set of indicators for buildings". International Organization for Standardization, Switzerland.

Lafarge360Design@ (2021). <https://www.lafarge360design.fr/>. Simulateur d’empreinte carbone.

Lopes S. (2018). “Slides da disciplina de Betão Armado II”. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Loureiro, L. (2008). “Isolamento de base em pontes”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Martins, A. (2015). “Análise e optimização de pontes atirantadas de betão”. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Martins, A. (2018). “Slides da disciplina de Teoria das Estruturas II”. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

NP EN 1990 (2008). “NP EN 1990 Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas”. IPQ – Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1991-1-1 (2009). “NP EN 1991-1-1 Eurocódigo 1 – Ações em estruturas Parte 1-1: Ações gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”. IPQ – Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1992-1-1 (2010). “NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. IPQ – Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1998-1 (2010). “NP EN 1998-1 Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. IPQ – Instituto Português da Qualidade.

ONU (1987). “Report of the World Commission on environment and development: Our common future”. Organização das Nações Unidas.

Orçamentos@ (2021). <https://orcamentos.eu> . Orçamentos e Orçamentação na Construção Civil.

Pages.Techno@ (2021). <http://pages.techno.free.fr/>

REBAP (1983). “REBAP - Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado”. Decreto-Lei n.º 349-C/83. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes.

Reis, A. (1999). "Folhas da disciplina de pontes". Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Rito, A. (2004). “A engenharia portuguesa de pontes nos últimos 25 anos”. III Congresso Rodoviário Português, Lisboa.

RJAIA (2000). “Regime jurídico da avaliação de impacte ambiental”. Decreto-Lei n.º 69/2000. Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território.

Röck M. e Passer A. (2019). “Embodied GHG emissions of buildings – The hidden challenge for effective climate change mitigation “. Elsevier Ltd.

Rodrigues, A. (2012). “Processo de elaboração do estudo de impacte ambiental da Leicarcoop”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geociências, Ambiente e Ordenamento de Território da Universidade do Porto, Porto.

Rodrigues, J. (2002). “Gestão de empreendimentos, avaliação e gestão em projetos de engenharia “. Gráfica Ebiliber, Coimbra.

Roque, E. (2015). “Avaliação da energia operacional e impactes ambientais em edifícios”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

RSA (1983). “RSA – Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes”. Decreto-Lei n.º 235/83. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes.

RSCCS (1958). “RSCCS, Regulamento de segurança das construções contra os sismos”. Decreto n.º 41658 de 1958. Ministério das Obras Públicas – Gabinete do Ministro.

Sétra (2012) "Ponts en zone sismique, conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8. Guide méthodologique". Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements. Bagnaux.

Soares, I. (2008). "Dimensionamento sísmico de pilares de pontes segundo o Eurocódigo 8 e avaliação do seu comportamento". Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto.

Sousa, G. (2012). "Estudo do comportamento estrutural de uma ponte em arco". Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto.

Stanitsas, M., Kirytopoulos, K., & Leopoulos, V. (2021). Integrating sustainability indicators into project management: The case of construction industry. *Journal of Cleaner Production*, 279, 123774.

Torgal, F. e Jalali, S. (2011). "Energia incorporada em materiais de construção versus energia operacional", *Revista Internacional Construlink*, nº27.

Transports Québec, Direction des Structures (2005). "Manuel d'inspection des structures, instructions techniques". Québec.

Wikimedia Commons@ (2021). <https://commons.wikimedia.org> .