

Terzildo Serafim da Conceição Alves de Carvalho

**ESTUDO COMPARATIVO DA
REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES
NACIONAL COM OS EUROCÓDIGOS
ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS
INTERNOS NUM VIADUTO**

Orientador: Professor Doutor Elói Figueiredo

**Universidade Lusófona de Humanidade e Tecnologias
Faculdade de Engenharia**

Lisboa

2016

Terzildo Serafim da Conceição Alves de Carvalho

**ESTUDO COMPARATIVO DA
REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES
NACIONAL COM OS EUROCÓDIGOS
ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS
INTERNOS NUM VIADUTO**

Dissertação defendida em provas públicas na Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias no dia 30 de Novembro de 2016, perante o júri, nomeado pelo Despacho de Nomeação n.º: 405/2016, de 4 de Novembro de 2016, com a seguinte composição:

- **Presidente:** Prof. Doutor António Manuel Gardete Mendes Cabaço (ULHT);
- **Arguente:** Prof. Doutor Eng.º Manuel José de Andrade Loureiro Pipa (LNEC);
- **Orientador:** Professor Doutor Elói João Faria Figueiredo (ULHT).

**Universidade Lusófona de Humanidade e Tecnologias
Faculdade de Engenharia**

**Lisboa
2016**

Agradecimentos

Esta dissertação só foi possível ser realizada devido a contribuição de muitas pessoas, agradeço a minha família pelo apoio incondicional em todos os momentos deste trabalho.

Agradeço a todos os que direta ou indiretamente contribuíram para a realização da dissertação. Em especial, agradeço ao meu orientador Professor Elói Figueiredo pela disponibilidade e incentivo para realização da dissertação “A coisa mais importante é manter a coisa mais importante, a coisa mais importante!”.

Agradeço as pessoas fantásticas que durante esta maratona me ajudaram na revisão da dissertação, na partilha de informações que foi crucial para o desenvolvimento da dissertação e na ajuda emocional que foi o combustível para chegar ao objetivo pretendido.

A todos os Professores da Faculdade de Engenharia da Universidade Lusófona, pelo privilégio que tive em aprender com os seus ensinamentos - o meu muito obrigado!

Resumo

Em Portugal, o dimensionamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado tem natureza regulamentar, nomeadamente através da regulamentação nacional constituída pelo Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP); os mesmos serão substituídos a muito curto prazo pelos Eurocódigos Estruturais (EC); prevê-se que os mesmos sejam publicados em Decreto-lei, para que se torne obrigatória a aplicação destas normas no âmbito do projeto de estruturas.

Com o enorme avanço das tecnologias nos últimos anos e com os atuais processamentos dos computadores têm-se conseguido a construção de modelos numéricos que retratam com maior rigor o comportamento das estruturas. Modelos complexos e abrangentes têm sido desenvolvidos tanto em ambientes académicos como profissionais. Toda evolução tecnológica sempre terá o intuito de permitir uma constante evolução da engenharia estrutural.

Neste contexto, os objetivos desta dissertação são centrados na análise e comparação da regulamentação portuguesa com a europeia, em termos de ações, esforços e suas combinações aplicadas num viaduto de betão armado e pré-esforçado. Os esforços são obtidos recorrendo a vários modelos numéricos. As ações consideradas são o peso próprio, a sobrecarga rodoviária, sobrecarga nos passeios, o vento e o sismo. Embora as restantes ações ou efeitos diferidos, tais como temperatura, retração e fluência, possam ter uma predominância importante, as mesmas não foram consideradas neste trabalho.

Palavras – Chave: RSA; REBAP; Eurocódigos Estruturais; Combinações de ações.

Abstract

In Portugal, the designing of reinforced concrete and prestressed structures follows established codes, namely the Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP); they will be replaced soon by the Structural Eurocodes (EC). It is predicted that within a short period of time, they will be published and mandatory by law and those standards will be compulsory for new structures' projects.

Due to the enormous improvement in the technologies during the last years, it has been easier and faster to build computer-aid numerical models. The models are more realistic, in terms of forms and structures, can also, permit one to develop very complex and wide-ranging models. Technological changes has kept the engineering in a constant evolution.

In this context, the main objectives of this dissertation is to compare the Portuguese structural codes with the European ones, in terms of actions, internal forces and their combinations applied on a real viaduct located in the north of Portugal.

Keywords: RSA; REBAP; Structural Eurocodes; Combinations of actions.

Índice Geral

Agradecimentos.....	I
Resumo.....	II
Abstract	III
Índice de Figuras	VI
Índice de Quadros.....	IX
Simbologia.....	XI
Capítulo 1 - Introdução.....	1
1.1 Identificação e justificação do tema	1
1.2 Regulamentação de segurança de pontes em Portugal.....	5
1.3 Objetivo do trabalho	7
1.4 Metodologia de investigação.....	8
1.5 Estrutura da dissertação.....	8
Capítulo 2 - Ações e verificação da segurança.....	10
2.1 Introdução.....	10
2.2 Ações permanentes.....	12
2.3 Ação de sobrecargas rodoviárias e passeios.....	12
2.3.1 Regulamento de Segurança e Ações - RSA	13
2.3.2 Eurocódigo - EC	16
2.4 Ação do vento.....	20
2.4.1 Regulamento de Segurança e Ações - RSA	21
2.4.2 Eurocódigo - EC	23
2.5 Ação sísmica.....	31
2.5.1 Regulamento de Segurança e Ações - RSA	32
2.5.2 Eurocódigo - EC	36
2.6 Verificação da segurança.....	43

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

2.6.1 Regulamento de Segurança e Ações - RSA	44
2.6.2 Eurocódigo - EC	47
2.7 Conclusão e confrontação dos regulamentos	49
2.7.1 Ação de sobrecargas rodoviárias e passeios.....	49
2.7.2 Ação do vento.....	53
2.7.3 Ação sísmica.....	55
2.7.4 Verificação da Segurança	57
Capítulo 3 - Aplicação das regulamentações num viaduto	60
3.1 Introdução.....	60
3.2 Descrição da estrutura	60
3.3 Descrição dos modelos numéricos	62
3.4 Quantificação das ações	66
3.4.1 Ações permanentes.....	66
3.4.2 Ação de sobrecargas rodoviárias e passeios.....	67
3.4.3 Ação do vento.....	73
3.4.4 Ação sísmica.....	80
3.5 Quantificação e combinação dos esforços.....	86
3.5.1 Quantificação dos esforços característicos.....	86
3.5.2 Combinação dos esforços.....	93
3.6 Conclusões.....	96
Capítulo 4 - Conclusões e desenvolvimentos futuros	98
4.1 Conclusões.....	98
4.2 Desenvolvimentos futuros.....	101
Bibliografia.....	102

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Ponte da Misarela (Vortex Magazine, 2016).....	2
Figura 1.2 - Ponte Luís I (Azevedo M. d., 2016)	2
Figura 1.3 - Evolução das redes de estradas de Portugal (Figueiredo, Moldovan, & Marques, 2013).....	3
Figura 1.4 - Ponte 25 de Abril (Vortex Magazine, 2016).....	3
Figura 1.5 - Ponte Vasco da Gama (Vortex Magazine, 2016)	4
Figura 2.1 - Ações características de variação no tempo (Castanheta, 1985).....	11
Figura 2.2 - Representação do veículo tipo num tabuleiro genérico pelo RSA	14
Figura 2.3 - Representação da SCU e SCL num tabuleiro genérico pelo RSA.....	15
Figura 2.4 - Definição da largura da faixa de rodagem, W	17
Figura 2.5 - Representação do LM1 num tabuleiro genérico pelo EC	18
Figura 2.6 - Representação do LM2 num tabuleiro genérico pelo EC	19
Figura 2.7 - Perfil de velocidades do vento (Leonardo da Vinci Pilot Project, 2005)	21
Figura 2.8 - Pressões dinâmicas de pico, Wk , para zona A de acordo com o RSA	23
Figura 2.9 - Direção da ação do vento em pontes pelo EC	24
Figura 2.10 - Pressões dinâmicas de pico, qp , para zona A de acordo com o EC	27
Figura 2.11 - Altura a considerar na definição da $dtot$ e do coeficiente $cfx, 0$	28
Figura 2.12 - Representação do diâmetro de uma secção poligonal	30
Figura 2.13 - Coeficiente de força para secções circulares	31
Figura 2.14 - Modelo de um sistema de 1 grau de liberdade.....	32
Figura 2.15 - Delimitação das zonas sísmicas do território continental de acordo com o RSA	33
Figura 2.16 - Espectro de resposta horizontal para Lisboa de acordo com o RSA	34
Figura 2.17 - Comportamento não linear de um oscilador de um grau de liberdade (Costa, 2011).....	35
Figura 2.18 - Zonamento do território de Portugal para ação sísmica de acordo com o EC....	39
Figura 2.19 - Espectro de resposta horizontal para Lisboa de acordo com o EC.....	41
Figura 2.20 - Regra da igualdade de deslocamentos de Newmark. (Jacinto, 2014).....	41
Figura 2.21 - Coeficiente de comportamento sísmico de acordo com o EC	43

Figura 2.22 - Comparação das formulações dos esforços causados pelo veículo tipo do RSA com do EC	51
Figura 2.23 - Comparação dos momentos fletores máximos a meio vão, causados pelo modelo de sobrecarga rodoviária do RSA com do EC.....	52
Figura 2.24 - Comparação das pressões dinâmicas de pico para a Zona A do RSA com as do EC	54
Figura 2.25 - Comparação da envolvente dos espectros de resposta para Lisboa do RSA com do EC	56
Figura 3.1 - Perfil longitudinal do viaduto [m]	61
Figura 3.2 - Secção transversal do viaduto [m].....	61
Figura 3.3 - Secção transversal dos pilares e sapata de fundação [m].....	62
Figura 3.4 - Modelo numérico plano de barras do viaduto	63
Figura 3.5 - Barra genérica do modelo numérico plano de barras	63
Figura 3.6 - Modelo numérico de grelha do viaduto	64
Figura 3.7 - Barra genérica do modelo numérico de grelha	64
Figura 3.8 - Modelo tridimensional de barras do viaduto	65
Figura 3.9 - Barra genérica do modelo tridimensional de barras	65
Figura 3.10 - Esforços provocados por carga verticais no modelo de grelha.....	67
Figura 3.11 - Validação dos esforços do modelo de grelha com o modelo plano de barras	68
Figura 3.12 - Equivalência da sobrecarga rodoviária (Hambly, 1990)	69
Figura 3.13 - Cargas equivalentes dos modelos de sobrecargas rodoviárias do RSA.....	70
Figura 3.14 - Cargas equivalentes da sobrecarga no passeio,qfk , pelo RSA	70
Figura 3.15 - Posicionamento da força de frenagem de acordo com o RSA [kN]	71
Figura 3.16 - Cargas equivalentes do LM1 pelo EC	72
Figura 3.17 - Cargas equivalentes da sobrecarga nos passeios, qfk, pelo EC.....	72
Figura 3.18 - Posicionamento da força de frenagem de acordo com o EC [kN].....	73
Figura 3.19 - Aplicação da ação do vento no tabuleiro e pilares [kN/m].....	73
Figura 3.20 - 1º Modo de vibração do modelo plano, com frequência de vibração de 0,27 Hz	81
Figura 3.21 - 1º Modo de vibração do modelo tridimensional, com frequência de vibração de 0,28 Hz.....	81
Figura 3.22 - 2º Modo de vibração do modelo tridimensional, com frequência de vibração de 0,65 Hz.....	81

Figura 3.23 - 3º Modo de vibração do modelo tridimensional, com frequência de vibração de 2,29 Hz.....	82
Figura 3.24 - Comparação dos diagramas de momentos fletores das sobrecargas rodoviárias de acordo o RSA e com o EC.....	87
Figura 3.25 - Comparação dos diagramas de momentos fletores das sobrecargas nos passeios de acordo o RSA e com o EC	88
Figura 3.26 - Esforços de corte originadas pela aplicação da ação do vento	90
Figura 3.27 - Esforços de corte originadas pela aplicação da ação do sismo.....	91
Figura 3.28 - Comparação das combinações dos esforços normais de acordo o RSA e com o EC	95

Índice de Quadros

Quadro 1.1 - Programa de publicação dos Eurocódigos	6
Quadro 2.1 - Carga por eixo e dimensões das rodas	14
Quadro 2.2 - Valores das SCU e das SCL	15
Quadro 2.3 - Valores das forças de frenagem	15
Quadro 2.4 - Valores das cargas do modelo LM1	18
Quadro 2.5 - Coeficientes de correção associados ao modelo LM1	19
Quadro 2.6 - Rugosidade aerodinâmica do solo	22
Quadro 2.7 - Categoria do terreno e respetivos parâmetros	26
Quadro 2.8 - Valor básico da velocidade de referência	27
Quadro 2.9 - Altura $dtot$ a considerar para $Aref, x$	29
Quadro 2.10 - Valores do coeficiente de sismicidade	34
Quadro 2.11 - Coeficiente de importância γI	38
Quadro 2.12 - Valores dos parâmetros $Smáx, TB, TC, TD$	40
Quadro 2.13 - Valor dos coeficientes Ψ para pontes rodoviárias pelo RSA	46
Quadro 2.14 - Valores dos coeficientes Ψ para pontes rodoviárias pelo EC	48
Quadro 2.15 - Comparação das classes de pontes do RSA com o EC	49
Quadro 2.16 - Comparação das SCU do RSA com as do EC	50
Quadro 2.17 - Comparação das características dos veículos tipo do RSA com as do EC	50
Quadro 2.18 - Comparação das sobrecargas no passeio do RSA com as do EC	52
Quadro 2.19 - Comparação da formulação da pressão de pico do RSA com do EC	53
Quadro 2.20 - Comparação das categorias do terreno para o vento do RSA com as do EC	54
Quadro 2.21 - Comparação entre os tipos de sismo do RSA com as do EC	55
Quadro 2.22 - Comparação dos tipos de solos do RSA com as do EC	56
Quadro 2.23 - Comparação da combinação fundamental do RSA com a do EC	58
Quadro 2.24 - Comparação da combinação sísmica do RSA com a do EC	59
Quadro 2.25 - Comparação das combinações ao ELU do RSA com as do EC	59
Quadro 3.1 - Matérias estruturais do viaduto	62
Quadro 3.4 - Esforços de corte na base de um pilar de 50 m	92
Quadro 3.5 - Esforço de compressão num pilar de 50 m	93

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

Quadro 3.6 - Comparação da combinação ao ELU dos momentos fletores na viga pré-esforçada do tabuleiro central.....	94
Quadro 3.7 - Comparação das combinações ao ELU dos esforços normais de compressão no pilar de 50 m.....	95

Simbologia

Apresenta-se de seguida uma lista dos principais símbolos e abreviaturas, incluindo siglas, usadas ao longo do texto.

Letras maiúsculas latinas

A_{ref}	área de referência
C_f	coeficiente de força
F_{ed}	valor de cálculo da ação sísmica
F_w	força resultante exercida pelo vento do vento
G_k	valor característico da ação permanente
G_t	peso do tabuleiro
I_v	intensidade de turbulência
Q_d	valor de cálculo de uma ação variável
Q_{fwk}	valor característico da carga concentrada no passeio
Q_k	valor característico de uma ação variável
R_d	valor de cálculo do esforço resistente
R_e	número de Reynolds
S_d	espectro de cálculo (para análise elástica)
S_e	espectro de resposta elástico
E	módulo de elasticidade
I	inércia
M	massa
P	esforço resultante de pré-esforço
Q	ação variável
S	coeficiente do solo
T	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade

Letras minúsculas latinas

a_g	valor de cálculo da aceleração no terreno tipo A
a_{gr}	valor de referencia da aceleração máxima no terreno tipo A
c_{dir}	coeficiente de direção

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

$c_e(z)$	coeficiente de exposição
c_o	coeficiente de orografia
c_r	coeficiente de rugosidade
c_{season}	coeficiente de sazão
n_1	número de vias
q_b	pressão dinâmica de referência
q_{fk}	valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída no passeio
q_k	sobrecarga uniformemente distribuída
q_p	pressão dinâmica de pico
$v_{b,0}$	valor básico da velocidade de referência do vento
v_b	valor de referência da velocidade do vento
w_1	largura de vias nominais
z_0	comprimento de rugosidade
z_{min}	altura mínima
a	aceleração
f	frequência de vibração
q	coeficiente de comportamento
v	velocidade do vento
w	largura da faixa rodoviária
x, y, z	coordenadas
Letras gregas	
ψ_λ	coeficiente de efeito de extremidade
α_Q	coeficiente de correção para carga pontual
α_q	coeficiente de correção para carga uniformemente distribuída
β_Q	coeficiente de correção
γ_I	coeficiente de importância
γ_g	coeficiente de segurança relativo às ações permanentes
γ_q	coeficiente de segurança relativo às ações variáveis
δ_f	coeficiente de força
ν	viscosidade cinemática
Ψ	coeficientes definindo valores representativos das ações variáveis

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

α	coeficiente de sismicidade
β	coeficiente do limite inferior do espectro de cálculo horizontal
β	coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
η	coeficiente de comportamento
η	coeficiente de correção do amortecimento
ξ	amortecimento viscoso
ρ	massa volúmica do ar

Abreviaturas

EC	Eurocódigo
EN	Norma Europeia
LM	Modelo de sobrecarga (<i>Load model</i>)
NP	Norma Portuguesa
PP	Peso próprio
RCP	Restantes cargas permanente
REBAP	Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado
RMP	Regulamento de pontes metálicas
RSA	Regulamento de Segurança e Ações
RSEP	Regulamento de solicitação em edifícios e pontes
SCL	Sobrecarga linear
SCP	Sobrecarga nos passeios
SCU	Sobrecarga uniformemente distribuída
TS	Veículos tipo (<i>Tandem System</i>)
UDL	Cargas uniformemente distribuídas (<i>Uniformly Distributed Load</i>)
VT	Veículo tipo
ELU	Estado limite último
CEN	Comité Europeu de Normalização
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
IPQ	Instituto Português da Qualidade

Capítulo 1 - Introdução

Este capítulo aborda os motivos que levaram ao estudo do tema, destacando o ponto de situação da regulamentação para verificação da segurança estrutural em Portugal; são também apresentados os objetivos orientadores do trabalho, a metodologia de investigação e a estrutura da dissertação.

1.1 Identificação e justificação do tema

As pontes são das mais notáveis obras de Engenharia Civil e assumem o estatuto de obras de arte na sociedade e na paisagem pela conjugação de três características: a funcionalidade, a capacidade resistente e a beleza (Vasconcelos, 2008).

Em Portugal, de norte a sul do país, antigas ou modernas, há muitas pontes de enorme beleza, sendo algumas consideradas como das mais bonitas do mundo. O aspeto das pontes é geralmente condicionado pela orografia do local, do material estrutural e da época de construção.

Por exemplo, a Figura 1.1 ilustra a Ponte da Misarela situada sobre o rio Rabagão, em pleno Gerês, perto da Barragem da Venda Nova, mais propriamente no lugar da Misarela, da freguesia de Ferral, no concelho de Montalegre, e na freguesia de Ruivães, concelho de Vieira do Minho, servindo o rio Rabagão de fronteira natural entre os dois concelhos referidos anteriormente. Esta estrutura em arco de granito data, provavelmente, da época medieval, ou pelo menos de tradição arquitetónica medieval, enquadrada de forma espetacular na paisagem de densa vegetação. A ponte está associada a uma já famosa lenda, onde o protagonista é o Diabo, daí que muitas vezes esta seja apelidada de “ponte do Diabo” (Vortex Magazine, 2016).

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO



Figura 1.1 - Ponte da Misarela (Vortex Magazine, 2016)

De uma época mais recente, a Ponte Luís I sobre o rio Douro, indicada na Figura 1.2, é uma ponte em estrutura metálica com dois tabuleiros, construída no início de 1881 e inaugurada em 1886, ligando as cidades do Porto e Vila Nova de Gaia. Esta construção veio substituir a antiga ponte pênsil que existia no mesmo local e foi realizada mediante o projeto do engenheiro belga Théophile Seyrig, que já tinha colaborado anteriormente com Gustave Eiffel na construção da ponte Maria Pia (Azevedo M. d., 2016).



Figura 1.2 - Ponte Luís I (Azevedo M. d., 2016)

Nos últimos 50 anos, Portugal tem assistido a um crescimento acentuado da construção de autoestradas, tal como ilustra o gráfico da Figura 1.3. Portugal apresenta hoje cerca de 2700 km de autoestradas e 13500 km de estradas nacionais. Esta proliferação de autoestradas e a necessidade de se atravessarem rios e vales levou a construção de muitas pontes e viadutos, tais como as Pontes 25 de Abril e Vasco da Gama na área da Grande Lisboa.

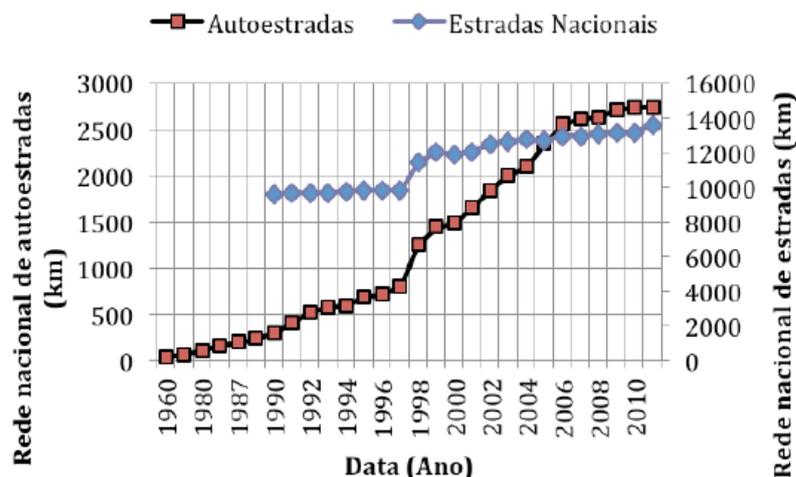


Figura 1.3 - Evolução das redes de estradas de Portugal (Figueiredo, Moldovan, & Marques, 2013)

A Ponte 25 de Abril, indicada na Figura 1.4, anteriormente conhecida como Ponte Salazar, teve a sua construção iniciada em 1962 e concluída em 1966. É uma ponte suspensa rodoferroviária que liga a cidade de Lisboa à cidade de Almada. A ponte atravessa o estuário do rio Tejo, na parte final e mais estreita – o designado gargalo do Tejo (Structurae, 2016).



Figura 1.4 - Ponte 25 de Abril (Vortex Magazine, 2016)

Mais recentemente, a Ponte Vasco da Gama, cuja construção iniciou em 1995 e foi inaugurada a 29 de março de 1998, é uma ponte em betão armado e pré-esforçado, parcialmente atirantada, sobre o rio Tejo, ligando Montijo e Alcochete a Lisboa e Sacavém. A localização da nova travessia foi escolhida para aliviar o congestionamento de tráfego na Ponte 25 de Abril e para evitar que o tráfego pesado, que se desloca entre o Norte e o Sul do país, entrasse na cidade de Lisboa. No total, o traçado tem 17,3 km de comprimento, dos quais 12 km estão sobre as águas do estuário do Tejo. O reconhecimento internacional desta obra está patente através da atribuição do primeiro prémio pela prestigiada Instituição Ibero-Americana de Arquitetura e Engenharia Civil, durante o ano 2000 (Lusoponte, 2016).



Figura 1.5 - Ponte Vasco da Gama (Vortex Magazine, 2016)

Contudo, apesar do impacto na paisagem, grandiosidade e da beleza natural, a construção de pontes, no sentido alargado da palavra, nem sempre obedeceu a regras e códigos estruturais. Antigamente, o dimensionamento e construção eram realizados por especialistas com base na experiência e conhecimento empírico adquirido. Os materiais utilizados eram extraídos diretamente da natureza, tal como o granito, e os projetistas exploravam essencialmente a capacidade resistente dos mesmos em compressão. Contudo, na segunda parte do séc. XIX e início do séc. XX, com o surgimento do aço, do betão armado e, mais tarde, do betão armado pré-esforçado, foi possível começar a construir obras mais esbeltas, tirando-se partido da capacidade resistente de cada material tanto em compressão como em tração. Assim, as exigências da sociedade, a proliferação de pontes e a necessidade de normalização do

dimensionamento estrutural levaram, progressivamente, à elaboração de regulamentos estruturais, tendo Portugal desenvolvido os seus próprios regulamentos.

Contudo, Portugal está atualmente num período de transição da regulamentação estrutural nacional para a regulamentação estrutural europeia. Assim, torna-se cada vez mais necessário e importante fazer estudos comparativos entre as regulamentações ao nível segurança estrutural, uma vez que há ligeiras diferenças entre os regulamentos, tanto ao nível das ações como ao nível da combinação dos esforços. Além disso, após décadas de construção de autoestradas, com pontes e viadutos integrados, começou-se a assistir a uma acentuada degradação das infraestruturas, causando a necessidade de manutenção e reabilitação deste património (Figueiredo, Moldovan, & Marques, 2013) dimensionado à luz da regulamentação nacional. Assim, esta comparação permitirá aos projetistas de pontes aferirem, de uma forma global, o nível de segurança estrutural das pontes existentes, projetadas à luz da regulamentação nacional, de acordo com a regulamentação europeia.

1.2 Regulamentação de segurança de pontes em Portugal

Os atuais regulamentos portugueses para o dimensionamento de pontes de betão armado e pré-esforçado, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) serão substituídos a curto prazo pelos Eurocódigos Estruturais (EC).

O RSA foi aprovado em Portugal em 1983 de acordo com o Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio. Revogou as antigas normas portuguesas, nomeadamente o Regulamento de Solicitação em Edifícios e Pontes (RSEP) e o Regulamento de Pontes Metálicas (RMP), introduzindo inovações, principalmente ao nível dos conceitos de segurança estrutural. Por outro lado, a carência de regulamentação sobre estruturas de betão pré-esforçado, há muito reconhecida, e a moderna unificação de conceitos que permite englobar no mesmo corpo de conhecimento este material e o betão armado aconselhavam o seu tratamento conjunto no mesmo regulamento. Assim, o REBAP (aplicado em conjunto com o RSA) foi aprovado em Portugal em 1983 de acordo ao Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho, revogando o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA).

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

Os Eurocódigos Estruturais constituem um conjunto de Normas Europeias relativas ao projeto de estruturas de edifícios e de outras obras de Engenharia Civil, realizadas com diferentes materiais (Pina, 2012). Até a data, 58 partes de EN foram publicadas pelo Comité Europeu de Normalização (CEN), tal como se resume no Quadro 1.1, no qual se identifica, muito sinteticamente, o âmbito de cada um dos Eurocódigos, o seu número de Norma Europeia (EN) e o número de Partes em que se subdividem.

Quadro 1.1 - Programa de publicação dos Eurocódigos

Norma Europeia	Eurocódigo	Nº de Partes
EN 1990	EUROCÓDIGO relativo às bases para o projeto de estruturas	1
EN 1991	EUROCÓDIGO 1 relativo às ações em estruturas	10
EN 1992	EUROCÓDIGO 2 relativo ao projeto de estruturas de betão	4
EN 1993	EUROCÓDIGO 3 relativo ao projeto de estruturas de aço	20
EN 1994	EUROCÓDIGO 4 relativo ao projeto de estruturas mistas aço-betão	3
EN 1995	EUROCÓDIGO 5 relativo ao projeto de estruturas de madeira	3
EN 1996	EUROCÓDIGO 6 relativo ao projeto de estruturas de alvenaria	4
EN 1997	EUROCÓDIGO 7 relativo ao projeto geotécnico	2
EN 1998	EUROCÓDIGO 8 relativo ao projeto de estruturas para resistência aos sismos	6
EN 1999	EUROCÓDIGO 9 relativo ao projeto de estruturas de alumínio	5

Em finais de 1990, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), já reconhecido como organismo com funções de normalização sectorial (ONS) no domínio dos EC, propôs ao Instituto Português da Qualidade (IPQ) a criação da Comissão Técnica Portuguesa de Normalização CT 115 – Eurocódigos Estruturais, encarregada em permitir a publicação das versões portuguesas dos Eurocódigos, bem como dos respetivos Anexos Nacionais. Face ao grande volume de trabalho envolvido, a CT 115 decidiu, para já, concentrar os seus esforços na produção das Normas Portuguesas (NP EN) de 38 partes dos EC, que cobrem as estruturas realizadas correntemente e correspondem a cerca de 4000 páginas, ou seja, cerca de 80% do total de páginas correspondente às 58 partes publicadas pelo CEN (LNEC, 2016).

Para estas 38 partes foi definida igualmente uma hierarquia de publicação já que, constituindo os Eurocódigos um conjunto de documentos cujo conteúdo técnico se interliga, os documentos devem ser disponibilizados de uma forma articulada entre si. Assim, foram

publicados, de dezembro de 2009 a março de 2010, 16 Eurocódigos (1º Pacote), permitindo o projeto de estruturas correntes de edifícios de betão armado e de aço; o 2º Pacote contemplará as Partes para o projeto de estruturas correntes de edifícios de aço-betão, de madeira, de alvenaria e de alumínio; o 3º Pacote incluirá as Partes relativas a pontes (bases de projeto, ações e regras específicas para os diferentes materiais); por fim, o 4º Pacote será constituído por normas diversas.

O LNEC elaborou a proposta de decreto-lei que revogará os regulamentos em vigor (RSA e REBAP) e que dará aos EC enquadramento legal para a sua utilização em Portugal. Até a data, aguarda-se a aprovação da referida proposta (LNEC, 2016).

1.3 Objetivo do trabalho

O trabalho está dividido em objetivo geral e objetivos específicos.

O objetivo geral do trabalho é de comparar o RSA/REBAP com os EC, nomeadamente:

- Eurocódigo: Bases para o projeto de estruturas;
- Eurocódigo 1 – Parte 1-1: Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas;
- Eurocódigo 1 – Parte 1-4: Ações do vento;
- Eurocódigo 1 – Parte 2: Ações de tráfego em pontes;
- Eurocódigo 8 – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- Eurocódigo 8 – Parte 2: Pontes.

Os objetivos específicos do trabalho consistem na comparação dos regulamentos descritos anteriormente relativamente a:

- Quantificação das ações de peso próprio, sobrecarga rodoviária, sobrecarga no passeio, vento e sismo, e as suas combinações aplicadas em pontes; embora as restantes ações ou efeitos diferidos, tais como temperatura, retração e fluência, possam ter uma predominância importante, as mesmas não foram consideradas neste trabalho.
- Os esforços internos causados pela aplicação destas ações em modelos numéricos de um viaduto de betão armado e pré-esforçado.

1.4 Metodologia de investigação

Para as bases teóricas do trabalho foram utilizadas a bibliografia existente, os regulamentos nacionais e europeus existentes e a experiência na área do projeto de pontes de vários autores.

Para atingir os objetivos, a dissertação seguiu a seguinte metodologia de investigação:

1. Recolha bibliográfica ao nível das regulamentações europeias e nacionais, de forma a definir, para ambos os regulamentos, as ações em pontes rodoviárias e os critérios de verificação da segurança.
2. Aplicação dos dois regulamentos a um caso prático de um viaduto de betão armado e pré-esforçado, localizado em Portugal, e já estudado parcialmente na literatura.
3. Procedeu-se à comparação direta das ações, dos coeficientes parciais de segurança e dos esforços no tabuleiro e num pilar.

1.5 Estrutura da dissertação

Esta dissertação está dividida em quatro capítulos, resumidamente o conteúdo de cada capítulo:

Capítulo 1 – Introdução: este capítulo aborda os motivos que levaram ao estudo do tema da dissertação, a forma como é apresentado e a estrutura da dissertação;

Capítulo 2 - Ações e verificação da segurança: neste capítulo é analisado e comparado o RSA/REBAP com os EC quanto à quantificação da ação de sobrecarga rodoviária, sobrecarga no passeio, vento e sismo, bem como as suas combinações aplicadas em pontes;

Capítulo 3 - Aplicação das disposições regulamentares num viaduto: neste capítulo é analisado e comparado o RSA/REBAP com os EC quanto à aplicação das ações discutida no capítulo anterior, suas combinações e seus efeitos em modelos numéricos de um viaduto de betão armado e pré-esforçado;

Capítulo 4 - Conclusões e desenvolvimentos futuros: neste capítulo são apresentadas as conclusões mais importantes discutidas em cada capítulo e os pontos de estudo que ficarão para desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2 - Ações e verificação da segurança

Neste capítulo é abordado de forma sucinta os fatores intrínsecos para quantificação das ações e verificação da segurança em pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, segundo as regulamentações portuguesa (RSA) e europeia (EC). Inicialmente são apresentados sucintamente os critérios e formulações para quantificação das ações e verificação da segurança. Em seguida são confrontados os regulamentos de forma que se possa identificar as semelhanças e diferenças, bem como os elementos que proporcionam os efeitos mais desfavoráveis a considerar para a quantificação das ações e a verificação da segurança.

2.1 Introdução

As ações poderão ser classificadas seguindo diversos critérios selecionados de acordo com o objetivo em vista. Assim, haverá lugar para uma classificação tendo em conta a sua variação no espaço (fixa ou móvel), o seu modo de atuação (estática ou dinâmica) ou as suas características de variação no tempo, sendo este último tipo de classificação aquele que por agora importa considerar mais pormenorizadamente (Castanheta, 1985).

As ações classificadas em função da variação no tempo, podem ser:

- Ações permanentes;
- Ações variáveis;
- Ações acidentais.

As ações permanentes atuam durante a quase totalidade do “período de vida da estrutura” com valor praticamente constante (por exemplo, peso próprio e revestimentos). As ações variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a “vida da estrutura”, estando incluídas neste grupo as sobrecargas, as ações do vento, as ações sísmicas, etc. As ações acidentais são aquelas cuja probabilidade de ocorrência com valores significativos é extremamente reduzida durante o “período de vida da estrutura”, podendo incluir-se neste grupo, em geral, as ações resultantes de explosões, choques de veículos, incêndios etc.

Um aspeto fundamental que permite distinguir as ações variáveis das ações acidentais, como se ilustra na Figura 2.1, reside na análise dos respetivos níveis de probabilidade de ocorrência.

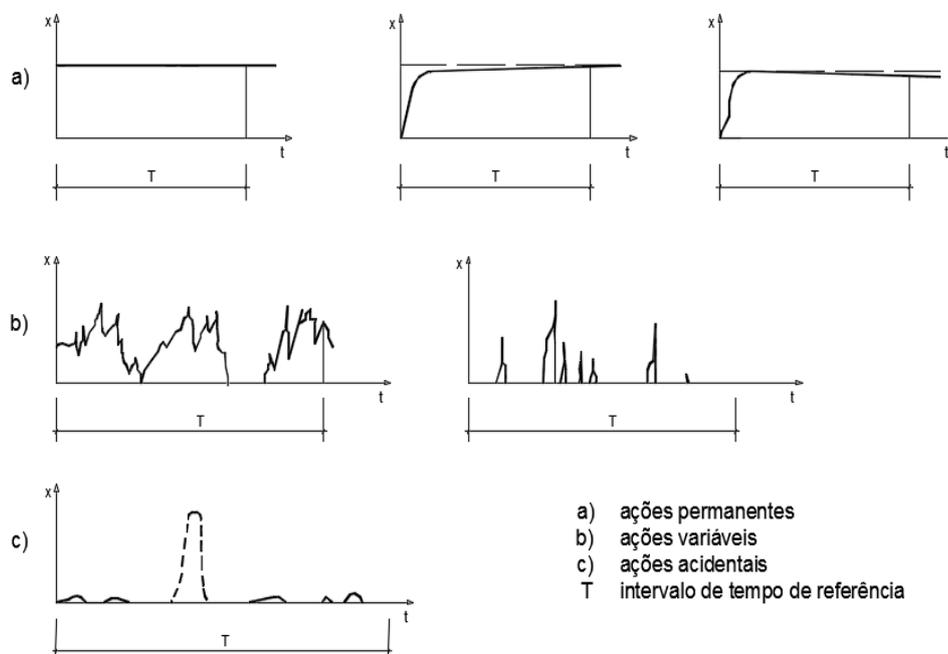


Figura 2.1 - Ações características de variação no tempo (Castanheta, 1985)

Observa-se que a probabilidade de as ações acidentais ocorrerem ao longo da vida da estrutura é muito baixa, mas atinge um nível significativo quando tal sucede. Já as ações variáveis ocorrem com maior frequência ao longo da vida da estrutura e com magnitude variável.

No dimensionamento das estruturas, a segurança estrutural e o adequado comportamento em serviço são dois aspetos básicos a ter em conta. O primeiro requisito corresponde à necessidade de minimização do risco de colapso inerente a qualquer ação humana e o segundo está relacionado com a necessidade de proporcionar aos utentes um funcionamento adequado e, simultaneamente, minimizar os custos de manutenção (Henriques, 1998).

2.2 Ações permanentes

Numa estrutura, todos os seus elementos influenciam a mesma, sendo que cada elemento possui um peso característico, formando o que se chama peso próprio (Castro, 1984).

O RSA e o EC admitem a mesma filosofia para obter o peso próprio dos elementos de construção. Estes devem ser obtidos a partir dos pesos volúmicos e das dimensões dos materiais. Para o betão de inertes correntes podem adotar-se os seguintes valores de pesos volúmicos:

- Betão simples..... 24 kN/m^3
- Betão armado e pré-esforçado..... 25 kN/m^3

Nos casos correntes de estruturas de aço e betão, a determinação do peso próprio a partir dos pesos volúmicos indicados, e das dimensões nominais dos elementos, conduz a valores médios que podem ser identificados como os correspondentes valores característicos.

2.3 Ação de sobrecargas rodoviárias e passeios

As sobrecargas rodoviárias correspondem aos efeitos das ações dos veículos nas pontes, estes efeitos são geralmente representados por forças estáticas, que resultam de modelos de veículos artificiais, resultando nos mesmos valores dos efeitos introduzidos em pontes por veículos reais (Pietro Croce et al, 2010).

As sobrecargas rodoviárias podem ser divididas em:

- Forças verticais;
- Forças horizontais (efeito de frenagem, arranque e força centrífuga).

As pontes rodoviárias podem ser classificadas por classes, dependendo do tipo de tráfego a que estão sujeitas (Saraiva, 2013).

2.3.1 Regulamento de Segurança e Ações - RSA

O RSA quantifica as ações relacionando diretamente com o tráfego rodoviário, isto é, sobrecarga rodoviária e seus efeitos inerentes (força de frenagem e de arranque) e ainda as sobrecargas em passeios. As ações das sobrecargas rodoviárias são agrupadas em:

- Forças verticais – sobrecarga linear (SCL); sobrecarga uniformemente distribuída (SCU); veículo tipo (VT); sobrecarga nos passeios (SCP);
- Forças horizontais – forças de arranque e de frenagem.

As classes das pontes definidas pelo RSA são divididas em duas, sendo a classe I correspondente a pontes que servem vias de comunicação suscetíveis de possuírem tráfego intenso ou pesado e na classe II estão incluídas as pontes situadas em vias de comunicação com tráfego ligeiro e pouco intenso.

2.3.1.1 Forças verticais

O RSA considera que as forças verticais resultantes do efeito do tráfego rodoviário a considerar no dimensionamento de pontes rodoviárias são definidas através de dois modelos de carga distintos e de atuação separada, representado por:

- Veículo tipo;
- Sobrecarga uniformemente distribuída e sobrecarga linear.

O veículo tipo é representado por 3 eixos equidistantes, com as forças Q transmitidas em cada eixo. Figura 2.2 ilustra o veículo tipo, que deverá ser colocado em qualquer posição da faixa de rodagem, com eixo do veículo paralelo ao eixo longitudinal do tabuleiro. No caso de pontes com duas faixas de rodagem, cada uma com um sentido único de tráfego, o veículo tipo deve ser colocado em cada uma das faixas, ou em ambas simultaneamente, desde que cada faixa possa comportar duas ou mais vias de tráfego.

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
 ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
 EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

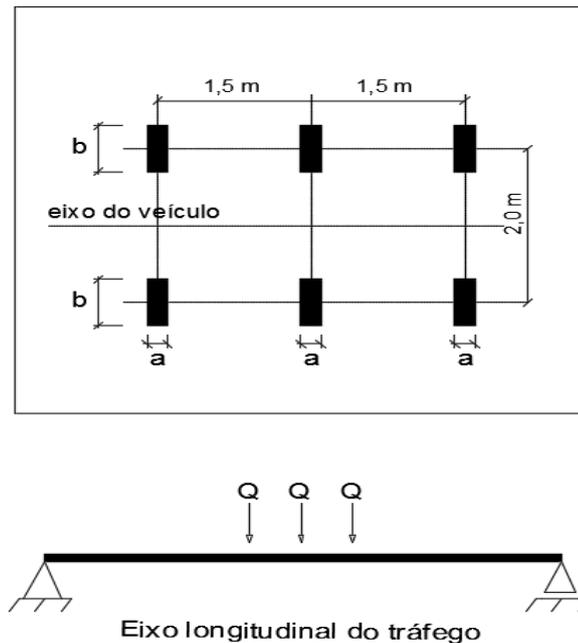


Figura 2.2 - Representação do veículo tipo num tabuleiro genérico pelo RSA

Os valores das forças Q transmitidas por cada eixo e as dimensões, a e b , das superfícies de contacto das rodas, são definidas Quadro 2.1 de acordo com as respetivas classes das pontes.

Quadro 2.1 - Carga por eixo e dimensões das rodas

Classe da ponte	$Q_k[kN]$	Superfície de contacto	
		$a[m]$	$b[m]$
Classe I	200	0,20	0,60
Classe II	100	0,20	0,40

Quanto à sobrecarga uniformemente distribuída q_{1k} , geralmente esta é posicionada em toda a área da faixa de rodagem e a sobrecarga linear q_{2k} deve ser posicionada no sentido transversal da faixa de rodagem, como se representa na Figura 2.3.

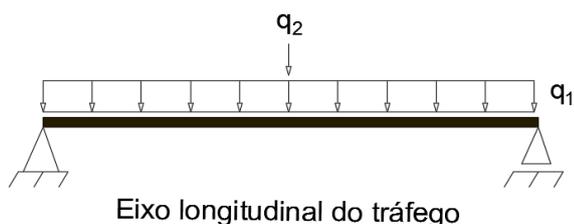


Figura 2.3 - Representação da SCU e SCL num tabuleiro genérico pelo RSA

Estas sobrecargas atuam simultaneamente e dependem também da classe da ponte. No Quadro 2.2 estão definidos os valores das sobrecargas em função da classe da ponte.

Quadro 2.2 - Valores das SCU e das SCL

Classe da ponte	$q_{1k} [kN/m^2]$	$q_{2k} [kN/m]$
Classe I	4	50
Classe II	3	30

Relativamente à sobrecarga nos passeios, o RSA considera a atuação de uma sobrecarga uniformemente distribuída ou de uma sobrecarga concentrada, conforme for mais desfavorável, cujos valores característicos são, respetivamente, $3 kN/m^2$ e $20 kN$.

2.3.1.2 Forças horizontais

O RSA considera que, para ter em conta os efeitos da variação de velocidade dos veículos, devem ser consideradas forças longitudinais, designadamente força de frenagem ou arranque, que atuam ao nível do pavimento, paralelamente ao eixo longitudinal da ponte. Os valores destas forças constam no Quadro 2.3, de acordo com as respetivas classes de pontes.

Quadro 2.3 - Valores das forças de frenagem

Classe da ponte	$q_k [kN/m]$
Classe I	30
Classe II	20

Estas forças são multiplicadas pela largura da faixa de rodagem, originando uma resultante no sentido longitudinal do tabuleiro.

2.3.2 Eurocódigo - EC

A sobrecarga rodoviária envolve ações verticais e ações horizontais. O EC considera que as ações verticais podem ser definidas essencialmente através de três modelos de carga (LM1, LM2 e LM3). O modelo condicionante é aquele que provocará o efeito mais desfavorável na estrutura. Quanto às ações horizontais, estas correspondem às forças de frenagem ou arranque (Appleton, 2013). Em suma, estas sobrecargas rodoviárias podem estar agrupadas por:

- Forças verticais – LM1, LM2, LM3 e sobrecarga nos passeios;
- Forças horizontais – forças de frangem e de arranque.

O EC considera dois tipos de classes de pontes, sendo a classe I pertencente a pontes inseridas em itinerários onde se prevê que grande parte do tráfego total de veículos seja tráfego industrial internacional, e à classe II pertencem a pontes inseridas em itinerários com características de tráfego mais corrente, incluindo estradas e autoestradas (Saraiva, 2013).

2.3.2.1 Forças verticais

Para quantificar as forças verticais, o EC recomenda que se deve estabelecer primeiro o número de vias nominais (notional lanes) descrito no Quadro 4.1 da cláusula 4.2.3 da EN1991-2, sendo que, no caso em que a largura da faixa de rodagem for superior a 6 m, o número de vias nominais é dado pela seguinte relação:

$$n_1 = \text{int} \left(\frac{w}{w_1} \right) \quad (2.1)$$

em que:

n_1 número de vias;

w largura da faixa rodoviária expressa em metros [m];

w_1 largura de vias nominais w_1 (width of the notional lanes), recomenda-se
 $w_1 = 3m$.

A largura da faixa de rodoviária expressa em metros, está representada na Figura 2.4 e é definida como a distância entre lancis ou entre guardas exteriores incluindo a largura do separador central exceto quando este é de natureza fixa.

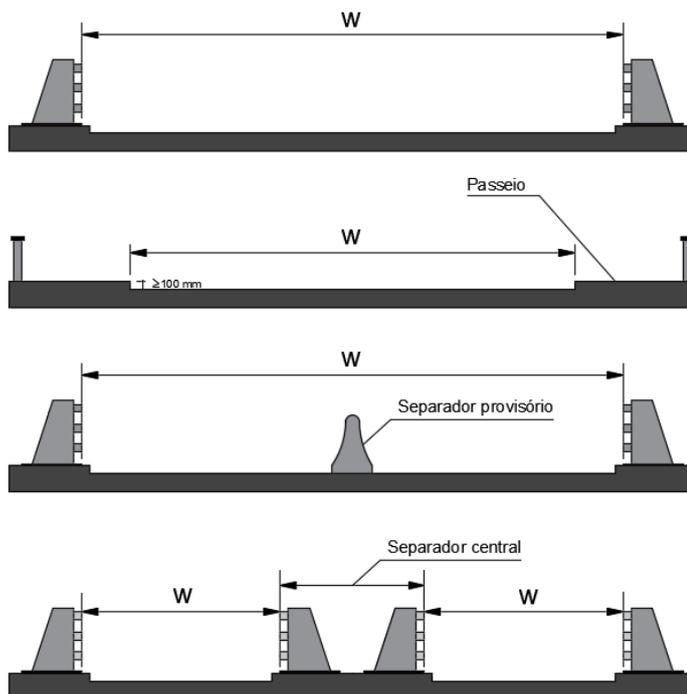


Figura 2.4 - Definição da largura da faixa de rodagem, W .

Tal como referido anteriormente, existem três modelos definidos pelo EC. O modelo LM1 (load model 1) designado também por modelo fundamental, é representado por sobrecarga uniformemente distribuída e por veículos, como ilustra a Figura 2.5. Estas cobrem a maioria dos veículos pesados e ligeiros. O modelo LM1 pode ser utilizado para verificações locais e/ou globais dos elementos de uma ponte.

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

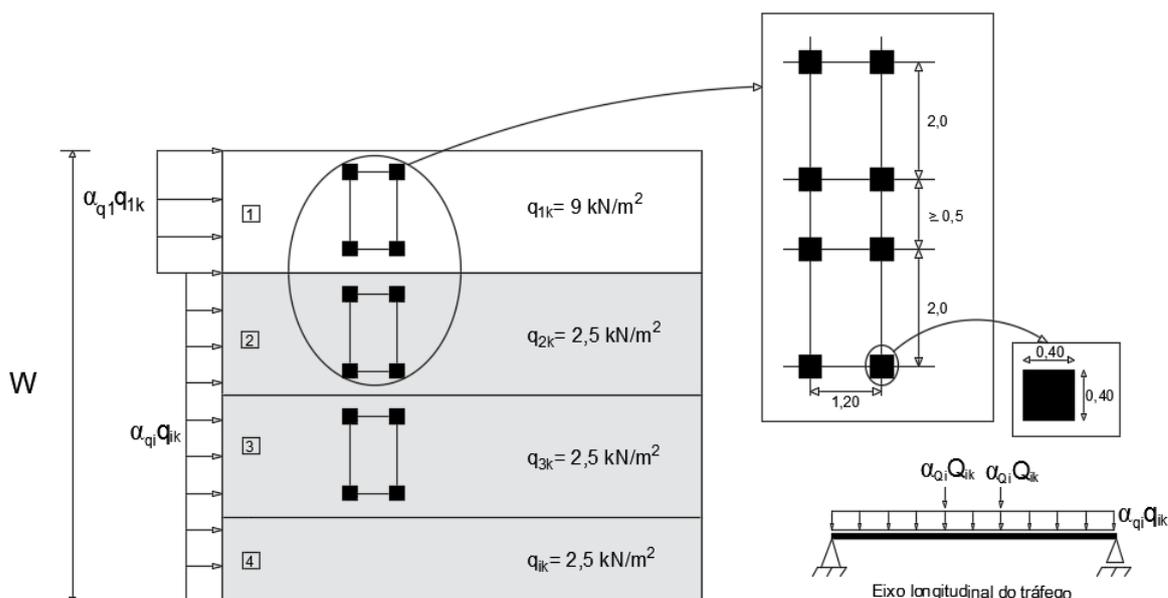


Figura 2.5 - Representação do LMI num tabuleiro genérico pelo EC

Cada força corresponde a um eixo associado a 2 rodados afastados de 2 metros, os vários veículos podem ser colocados até uma distância mínima entre si de 0,50 metros e a sobrecarga uniforme deve ser aplicada em cada via nominal (Appleton, 2013). O Quadro 2.4 representa os valores das cargas do modelo LM1 para as suas respetivas vias.

Quadro 2.4 - Valores das cargas do modelo LMI

Localização	Veículo Tipo (TS)	UDL
	Força por eixo Q_{ik} (kN)	q_k (ou q_{ik}) [kN/m^2]
Via número (1)	300	9
Via número (2)	200	2,5
Via número (3)	100	2,5
Outras vias (4)	0	2,5
Área remanescente	0	2,5

O valor destas sobrecargas deverá ser multiplicado por coeficientes de correção (α_Q e α_q), que têm em conta tanto o tipo de ponte em análise como a influência do tráfego da região. Os valores desses coeficientes variam de país para país, estando definidos nos respetivos anexos nacionais. No caso de Portugal, o Anexo Nacional da EN1991-2 não foi homologado

até a data, sugerindo-se que se adotem os coeficientes que constam do Quadro 2.5 (Saraiva, 2013).

Quadro 2.5 - Coeficientes de correção associados ao modelo LM1

Classe da ponte	α_{Q1}	$\alpha_{Qi}(i \geq 2)$	α_{Q1}	$\alpha_{Qi}(i \geq 2)$
Classe I	1	1	1	1
Classe II	0,9	0,8	0,7	1

O modelo LM2 (load model 2) consiste na aplicação de carga concentrada num único eixo de duas rodas, como representado na Figura 2.6. A carga do eixo é de 400 kN no total e deve ser afetada pelo coeficiente β_Q , que toma o mesmo valor do coeficiente α_{Q1} .

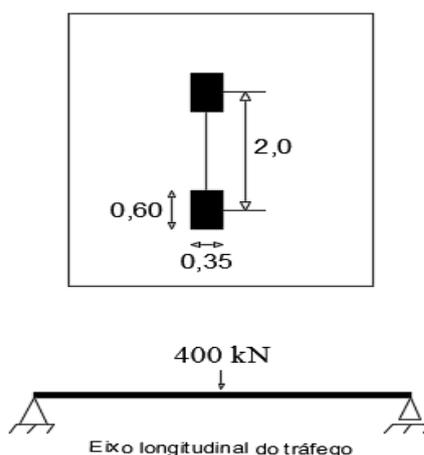


Figura 2.6 - Representação do LM2 num tabuleiro genérico pelo EC

O modelo LM3 (load model 3) é representado por veículos especiais definidos no Anexo A da EN 1991-2. Estes veículos apresentam pesos muito superiores aos veículos regularmente nas estradas. Em situação de projeto, o dono de obra deverá especificar o tipo de veículo a considerar para uma determinada classe de ponte.

Relativamente aos passeios, estes deverão ser dimensionados para uma sobrecarga uniformemente distribuída, $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$, ou para uma sobrecarga concentrada, $Q_{f_{wk}} = 10 \text{ kN}$.

2.3.2.2 Forças horizontais

A força de frenagem, Q_{1k} , a aplicar na largura total da ponte, deverá situar-se entre $180\alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{1k} \leq 900 (kN)$; a força de frenagem Q_{1k} pode ser dada pela expressão:

$$Q_{1k} = 0,6 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L \quad (2.2)$$

em que:

- L comprimento do tabuleiro ou da parte considerada como carregada [m];
- α_{Q1} coeficiente de correção para carga do veículo tipo da primeira via nominal;
- Q_{1k} carga do veículo tipo da primeira via nominal [kN];
- α_{q1} coeficiente de correção para carga uniformemente distribuída da primeira via nominal;
- q_{1k} carga uniformemente distribuída para a primeira via nominal [kN/m²];
- w_1 largura de vias nominais w_1 (width of the national lines), recomenda-se $w_1 = 3 m$.

Em alternativa, a força de frenagem para $L > 1,2 m$ pode ser calculada através da expressão simplificada:

$$Q_{1k} = 360 + 2,7 \times L \leq 900kN \quad (2.3)$$

2.4 Ação do vento

A ação do vento é exercida sob a forma de pressões que atuam perpendicularmente às superfícies das construções (Jacinto, 2014). Apesar de se tratar de uma ação dinâmica, a ação do vento pode ser quantificada, na maior parte das vezes, por meio de forças estáticas equivalentes. Assim, a força originada pelo vento é dada pelo produto de três grandezas: pressão dinâmica, coeficiente de forma e área de referência.

Na Figura 2.7 ilustra o perfil de velocidades do vento em altura. A velocidade do vento varia em função da altura da estrutura (Leonardo da Vinci Pilot Project, 2005).

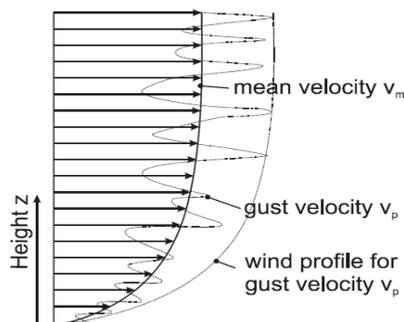


Figura 2.7 - Perfil de velocidades do vento (Leonardo da Vinci Pilot Project, 2005)

2.4.1 Regulamento de Segurança e Ações - RSA

A ação do vento resulta da interação entre o ar em movimento e as construções, exercendo-se sob a forma de pressões aplicadas nas suas superfícies (RSA, 1983).

Para o caso de pontes, na determinação da ação do vento, o RSA define que é necessário conhecer a pressão dinâmica do vento, os coeficientes de força e a área de referência da construção em causa. A partir destas variáveis é possível calcular a força originada pelo vento pela expressão:

$$F_w = \delta_f \times W_k \times A_{ref} \quad (2.4)$$

em que:

- δ_f coeficiente de força;
- W_k pressão dinâmica do vento [kN/m^2];
- A_{ref} área de referência, relacionada com a superfície exposta [m^2].

2.4.1.1 Pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica do vento, W , é determinada em função da velocidade do vento, v , relacionando-se de acordo a seguinte expressão:

$$W_k = 0,613 \times v^2 \quad (2.5)$$

em que:

- W_k representa a pressão dinâmica do vento [N/m^2];
- v representa a velocidade do vento [m/s].

O RSA descreve que o valor característico da pressão dinâmica do vento, W_k , depende da zona, da altura, h , acima do solo e do tipo de rugosidade. Os valores característicos da pressão dinâmica do vento para a zona A são obtidos a partir dos valores característicos da velocidade de rajada do vento, definidos em função da altura acima do solo pelas expressões:

$$\begin{aligned} \text{Solos com rugosidade do tipo I} \rightarrow v &= 18 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,28} + 14 \\ \text{Solos com rugosidade do tipo II} \rightarrow v &= 25 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,20} + 14 \end{aligned} \quad (2.6)$$

Consideram-se apenas dois tipos de rugosidade pois existe alguma dificuldade em caracterizar objetivamente a multiplicidade das situações que podem ocorrer. Tal acontece porque a atribuição da rugosidade ao solo, em que se localiza a construção, poderá depender da direção do vento, como descreve o Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Rugosidade aerodinâmica do solo

Categoria do terreno	
I	Locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e de grande porte
II	Restantes locais, zonas rurais e periferia de zonas urbanas

O RSA considera o país dividido em duas zonas distintas em função da exposição ao vento. Assim, os arquipélagos (Açores e Madeira), as faixas costeiras até 5 km de largura, e as zonas com altitudes superiores a 600 m pertencem à zona B e são diferenciadas das restantes zonas do país que pertencem à zona A.

Na Figura 2.8 são indicados os valores característicos da pressão do vento, W_k , para a zona A, referentes às categorias de terreno I e II. Caso se pretendam os valores relativos à zona B, estes devem ser obtidos multiplicando por 1,2 os valores indicados para a zona A.

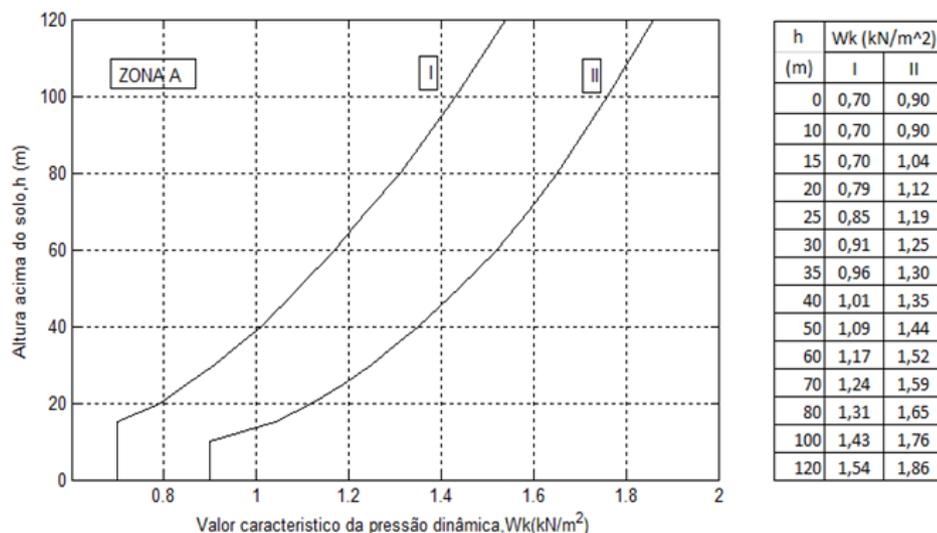


Figura 2.8 - Pressões dinâmicas de pico, W_k , para zona A de acordo com o RSA

2.4.1.2 Coeficiente de força

O RSA define o coeficiente de força, δ_f , como o coeficiente que permite determinar diretamente a resultante das pressões do vento sobre o tabuleiro e pilares.

No Quadro I-XII do RSA indica-se os coeficientes de força δ_f para a determinação da ação do vento sobre construções totalmente fechadas de forma cilíndrica ou prismática.

Deve-se considerar a ação do vento sobre veículos que circulam nas pontes, o RSA admite uma superfície sobre a qual o vento atua, que será uma banda retangular contínua com altura de 2,5 m acima do nível do pavimento. A ação do vento sobre os veículos é determinado admitindo coeficientes de força igual a 1,5.

2.4.2 Eurocódigo - EC

O EC define que a ação do vento produz forças em 3 direções diferentes e perpendiculares, conforme indicado na Figura 2.9. A ação do vento deve ser considerada na direção mais desfavorável para a ação do vento atuando no tabuleiro e pilares (Eurocódigo 1 NP EN1991-1-4:2010).

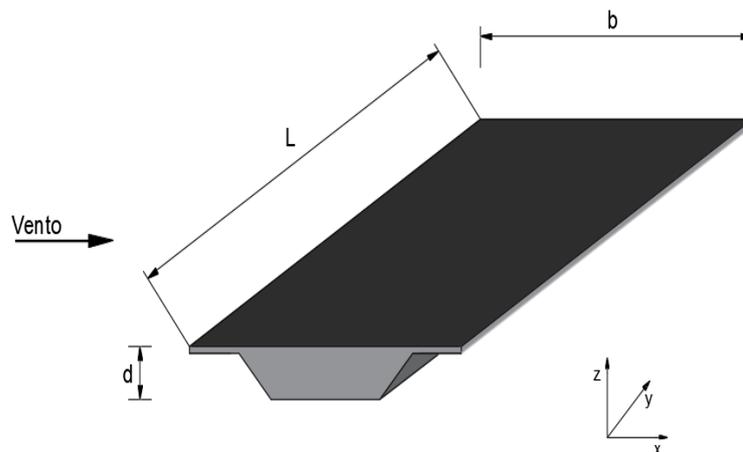


Figura 2.9 - Direção da ação do vento em pontes pelo EC

A força exercida pelo vento sobre os elementos de construção pode ser obtida pela expressão:

$$F_w = c_f \times q_p \times A_{ref} \quad (2.7)$$

em que:

- c_f coeficiente de força;
- q_p pressão dinâmica de pico [kN/m^2];
- A_{ref} área de referência sobre a qual atua a ação do vento [m^2].

O EC propõe que a força na direção longitudinal (segundo o eixo y) para o tabuleiro deverá ser igual a:

$$\begin{aligned} F_{w,y} &= 0,25 \times F_{w,x} \text{ para tabuleiros maciços} \\ F_{w,y} &= 0,50 \times F_{w,x} \text{ para tabuleiros treliçados} \end{aligned} \quad (2.8)$$

2.4.2.1 Pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico é o único parâmetro, no cálculo da força exercida pelo vento, que é totalmente independente da estrutura em que atua (Filipe, 2012). O EC determina a pressão dinâmica de pico pela expressão:

$$q_p(z) = c_e(z) \times q_b \quad (2.9)$$

em que:

- $c_e(z)$ coeficiente de exposição;
- q_b pressão dinâmica de referência [kN/m^2].

O coeficiente de exposição é a relação entre a pressão dinâmica de pico q_p e a pressão dinâmica de referência q_b . É um valor adimensional que serve para amplificar a pressão dinâmica de referência em função da altura da estrutura e pode ser expresso por:

$$c_e(z) = [1 + 7I_v(z)] \times [c_r(z) \times c_o(z)]^2 \quad (2.10)$$

em que:

- I_v intensidade de turbulência;
- $c_r(z)$ coeficiente de rugosidade;
- $c_o(z)$ coeficiente de orografia, considerando-se em geral $c_o(z) = 1,0$.

A intensidade de turbulência é calculada através da seguinte expressão:

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{\ln \frac{z}{z_0}} & \text{para } z_{min} \leq z \leq 200m \\ I_v(z_{min}) & \text{para } z_{min} \geq z \end{cases} \quad (2.11)$$

O coeficiente de rugosidade é calculado através da seguinte expressão:

$$c_r(z) = \begin{cases} 0.19 \times \left(\frac{z_0}{0.05}\right)^{0.07} \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{para } z_{min} \leq z \leq 200 m \\ c_r(z_{min}) & \text{para } z_{min} \geq z \end{cases} \quad (2.12)$$

O z_0 representa o comprimento de rugosidade e z_{min} é a altura mínima a considerar abaixo da qual se admite que a velocidade do vento é constante. A razão deste critério deve-se à imprecisão da definição das velocidades do vento em terrenos com obstáculos de alturas diferentes (Jacinto, 2014).

A variação da velocidade do vento com a altura depende fortemente da presença de obstáculos que afetem o escoamento do ar. Para ter em conta a influência desses obstáculos no perfil de velocidades, o EC define quatro categorias de terrenos indicadas no Quadro 2.7:

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

Quadro 2.7 - Categoria do terreno e respetivos parâmetros

Categoria de terreno		z_o [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura retangular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15m.	1,0	15

A pressão dinâmica de referência é calculada através da seguinte expressão:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (2.13)$$

em que:

- ρ massa volúmica do ar, $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$;
- v_b valor de referência da velocidade do vento [m/s].

O valor de referência da velocidade do vento pode ser determinado através da expressão:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (2.14)$$

em que:

- c_{dir} coeficiente de direção, considerando-se em geral, $c_{dir} = 1,0$;
- c_{season} coeficiente de sazão (época do ano), considera-se, $c_{season} = 1,0$;
- $v_{b,0}$ valor básico da velocidade de referência do vento [m/s].

O EC considera, para a quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento, o país dividido em duas zonas em função da exposição ao vento, indicados no Quadro 2.8. Assim, os arquipélagos (Açores e Madeira), as faixas costeiras até 5 km de largura, e as zonas com altitudes superiores a 600 m pertencem à zona B, sendo diferenciadas das restantes zonas do país, pertencentes a zona A.

A cada uma destas zonas corresponde um valor de $v_{b,0}$, conforme indicado no quadro seguinte:

Quadro 2.8 - Valor básico da velocidade de referência

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$v_{b,0}$ [km/h]
A	27	97,2
B	30	108,0

Na Figura 2.10 estão indicados os valores característicos das pressões dinâmicas de pico em função da altura acima do solo, para as diferentes categorias de terrenos, considerando zona A com $c_{dir} = c_{season} = c_o = 1$.

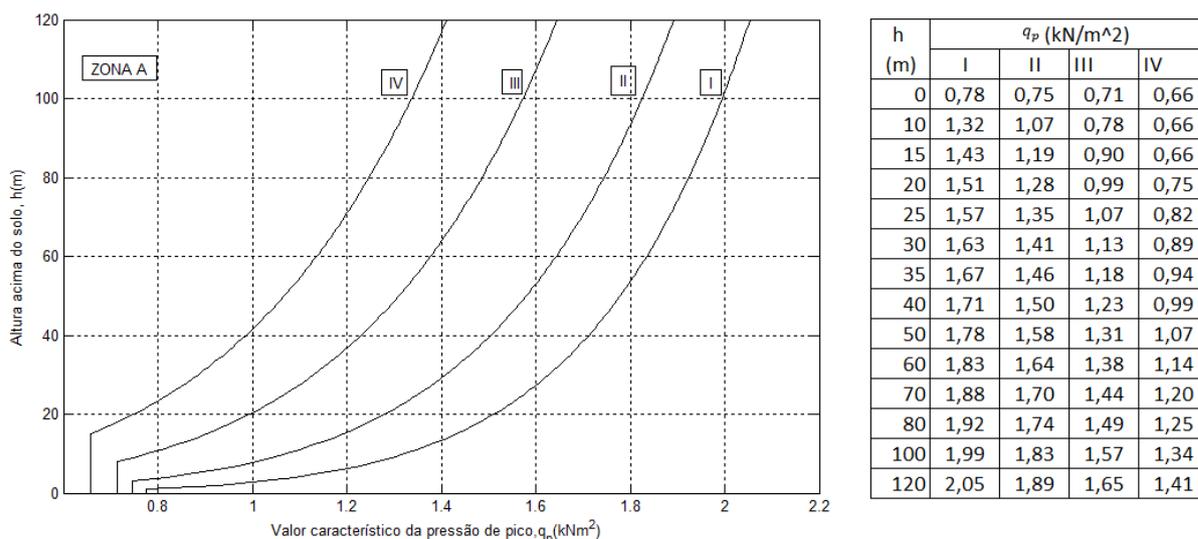


Figura 2.10 - Pressões dinâmicas de pico, q_p , para zona A de acordo com o EC

2.4.2.1 Coeficiente de força

A interação da ação do vento com as características da superfície em que atua é representada através de um valor que afeta a força do vento, designado de coeficiente de força, que depende do tipo de revestimento, geometria e dimensões da superfície (Filipe, 2012).

O EC define diversos métodos para determinação dos coeficientes de força em tabuleiros e pilares, que variam sobretudo em função da forma geométrica do elemento em causa e, por vezes, dependendo do número de Reynolds do escoamento incidente.

a) Coeficiente de força no tabuleiro

O EC define que os coeficientes de força para as forças atuantes nas 3 direções do tabuleiro são de carácter diferente, devido à forma como o vento atua na estrutura.

O coeficiente de força para as ações do vento, na direção transversal (segundo o eixo x) do tabuleiro é determinado através de:

$$c_{fx} = c_{fx,0} \quad (2.15)$$

em que:

$c_{fx,0}$ coeficiente de força para situação sem livre escoamento em torno das extremidades $c_{fx,0} = 1,3$.

Em alternativa, $c_{fx,0}$ poderá ser obtido a partir do gráfico da Figura 2.11, em que o coeficiente de força é dado em função de d/d_{tot} .

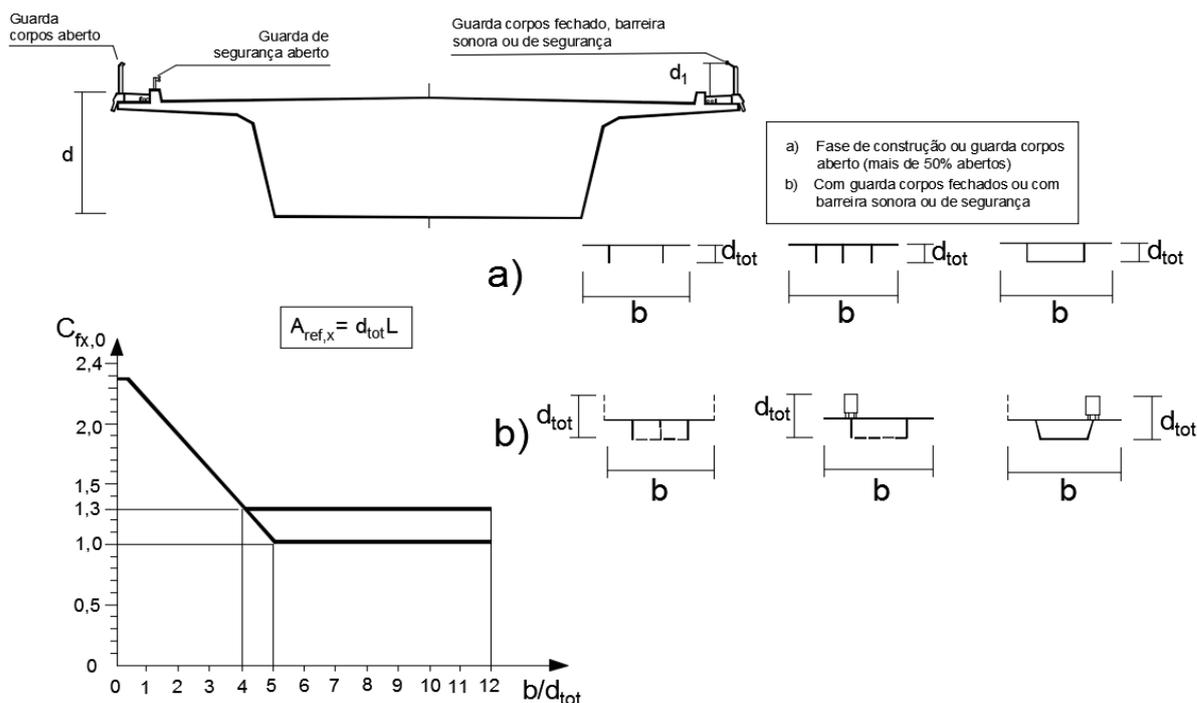


Figura 2.11 - Altura a considerar na definição da d_{tot} e do coeficiente $c_{fx,0}$

A área de referência A_{ref} deve ser definida com o valor de d_{tot} indicado no Quadro 2.9. Para tabuleiros de vigas de alma cheia, a Figura 2.11 e o Quadro 2.9 indicam a altura a considerar no cálculo de $A_{ref,x} = d_{tot} \times L$.

Quadro 2.9 - Altura d_{tot} a considerar para $A_{ref,x}$

Barreira de segurança	Num lado	Nos dois lados
Guarda-corpos aberto ou guarda de segurança aberta	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Guarda-corpos sem aberturas ou guarda de segurança sem aberturas	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Guarda-corpos aberto e guarda de segurança aberta	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

A área de referência $A_{ref,x}$ para a combinação de ações com sobrecarga rodoviária, deve ser considerada com uma altura adicional de 2 m acima da plataforma rodoviária.

Os coeficientes de força para as ações do vento, na direção z (sentido ascendente ou descendente) são considerados:

$$c_{f,z} = \pm 0,9 \quad (2.16)$$

A área de referência $A_{ref,z}$ deve ser igual à área em planta do tabuleiro $A_{ref,z} = b \times L$, em que b representa a largura do tabuleiro e L representa o comprimento do tabuleiro, como esta ilustrado na Figura 2.9.

b) Coeficiente de força nos pilares

O coeficiente de força para o pilar de secção circular, pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda \quad (2.17)$$

em que:

$c_{f,0}$ coeficiente da força para cilindros sem livre escoamento em torno das extremidades;

ψ_λ coeficiente de efeitos de extremidade, para pilares maciços $\psi_\lambda = 1$.

O coeficiente de força para elementos estruturais sem livre escoamento em torno das extremidades, $c_{f,0}$, é obtido através da Figura 2.13. O número de Reynolds R_e é dado por:

$$R_e = \frac{b \times v(z_e)}{\nu} \quad (2.18)$$

em que:

b representa o diâmetro equivalente da secção [m];

$v(z_e)$ representa a velocidade de pico do vento à altura z_e [m/s];

ν representa a viscosidade cinemática de ar, $\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

O diâmetro da circunferência circunscrita, b , de uma secção poligonal, é obtido do seguinte modo como indica a Figura 2.12.

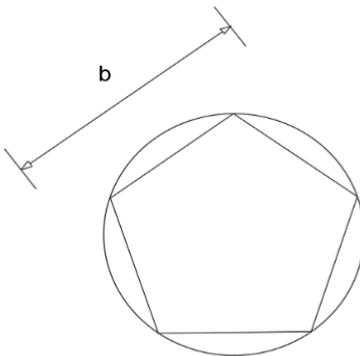


Figura 2.12 - Representação do diâmetro de uma secção poligonal

A velocidade de pico pode ser obtida através de: $v_p = \sqrt{\frac{2 \times q_e}{\rho}} = v_b \times \sqrt{c_e(z_e)}$.

A rugosidade de superfície equivalente k para elementos de betão liso é igual a $k = 0,2 \text{ mm}$ e para betão rugoso $k = 1 \text{ mm}$.

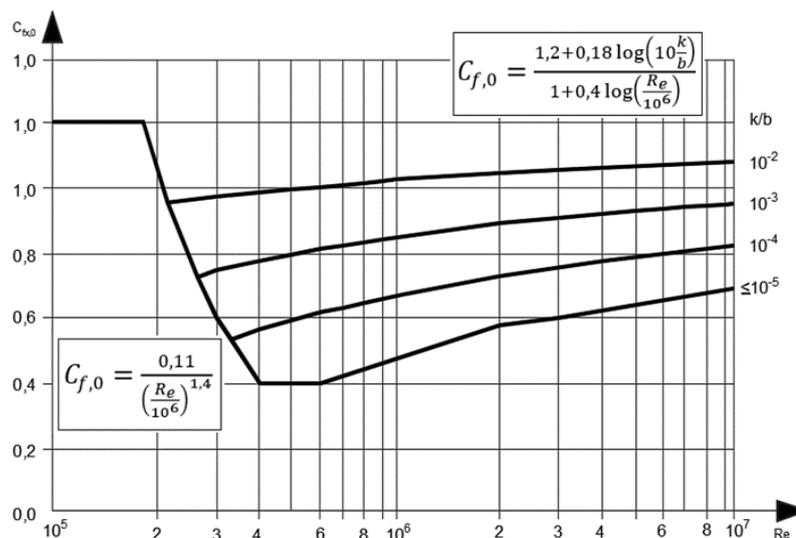


Figura 2.13 - Coeficiente de força para secções circulares

2.5 Ação sísmica

A atuação de um sismo corresponde à passagem de ondas de vibração pelo solo. Esta vibração é transmitida às estruturas a partir do movimento forçado das suas fundações, que permite registar deslocamentos, velocidades e acelerações. (Lopes M. , 2008).

O estudo da resposta dinâmica de uma estrutura pode ser facilmente realizado se se analisar o comportamento oscilatório do sistema de um grau de liberdade a partir dos seus modos de vibração. Cada modo de vibração está diretamente relacionado com um período de vibração, T , que representa o tempo necessário para uma vibração/oscilação completa, ou, alternativamente, com a correspondente frequência de vibração, f , que representa o número de oscilações (ciclos) que a estrutura completa durante um segundo.

Para um modelo de um grau de liberdade, representado na Figura 2.14, a frequência de vibração pode ser determinada pela expressão:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (2.19)$$

em que:

M massa total efetiva do modelo;

K rigidez do modelo.

Se a base do modelo de um grau de liberdade for sujeita a um movimento horizontal, o modelo será atirado para trás, originando uma força de inércia. Esta força que surge no modelo é o produto da aceleração com a massa, constatando-se que pode ser caracterizada pela 2ª lei de Newton do movimento (Figueiredo E. J., 2014/2015).

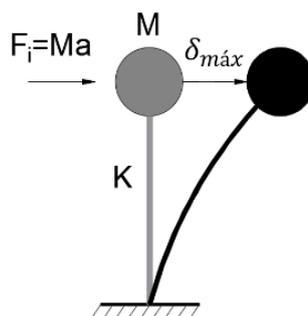


Figura 2.14 - Modelo de um sistema de 1 grau de liberdade

Assim, a força do sismo pode ser calculada simplificadamente através da expressão:

$$F = M \times a \quad (2.20)$$

em que:

M massa total efetiva do modelo;

a aceleração dada pela aceleração espectral.

2.5.1 Regulamento de Segurança e Ações - RSA

O RSA quantifica a força sísmica F_{ed} para cada direção horizontal na qual a estrutura é analisada, a partir da seguinte expressão:

$$F_{ed} = \frac{M \times S_a \times \alpha}{\eta} \quad (2.21)$$

em que :

M massa total efetiva da estrutura [ton];

S_a aceleração máxima (dada pelo espectros de resposta) [m/s^2];

α coeficiente de sismicidade (depende da zona);

η representa o coeficiente de comportamento.

O RSA prevê que, para verificar a segurança das estruturas através dos efeitos da ação dos sismos, é suficiente verificar dois tipos sismos, um que representa o sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (ação sísmica do tipo I) e o outro de maior magnitude a uma maior distância focal (ação sísmica do tipo II). Consideram-se duas ações sísmicas devido à variabilidade da sua duração e do seu conteúdo em frequências, que dependem, para uma mesma intensidade da ação sísmica, dos valores da magnitude e da distância focal (RSA, 1983).

2.5.1.1 Espectros de resposta elástica

A quantificação simplificada da ação sísmica através de espectros de respostas médios de aceleração prevista no RSA é representada em função da frequência de vibração da estrutura, que depende da sismicidade da zona onde se localiza a mesma, das características do terreno de fundação e do coeficiente de amortecimento a considerar na estrutura.

Para efeito de análise, o RSA considera o país dividido em quatro zonas sísmicas, que por ordem decrescente de sismicidade, são designadas por A, B, C e D.



Figura 2.15 - Delimitação das zonas sísmicas do território continental de acordo com o RSA

As ilhas do arquipélago dos Açores são incluídas na zona A, com exceção das ilhas das Flores e do Corvo que, juntamente com as do arquipélago da Madeira, são incluídas na zona D. A influência da sismicidade em cada zona é traduzida pelo coeficiente de sismicidade, α , cujos valores são indicados no Quadro 2.10.

Quadro 2.10 - Valores do coeficiente de sismicidade

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

Relativamente à natureza do terreno, são considerados os seguintes tipos:

- Tipo I – rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II – solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;
- Tipo III – solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos.

O regulamento define, para o traçado dos espectros de resposta, três valores de coeficiente de amortecimento ($\zeta = 2\%$, $\zeta = 5\%$ e $\zeta = 10\%$), sendo que o coeficiente de amortecimento $\zeta = 5\%$ corresponde às estruturas de betão armado.

Na Figura 2.16 ilustram-se os espectros de resposta médios horizontais para os sismos tipo I e II, localizados na zona A (Lisboa), correspondentes a um coeficiente de amortecimento de 5% e ao tipo de terreno I (rochas e solos coerentes rijos).

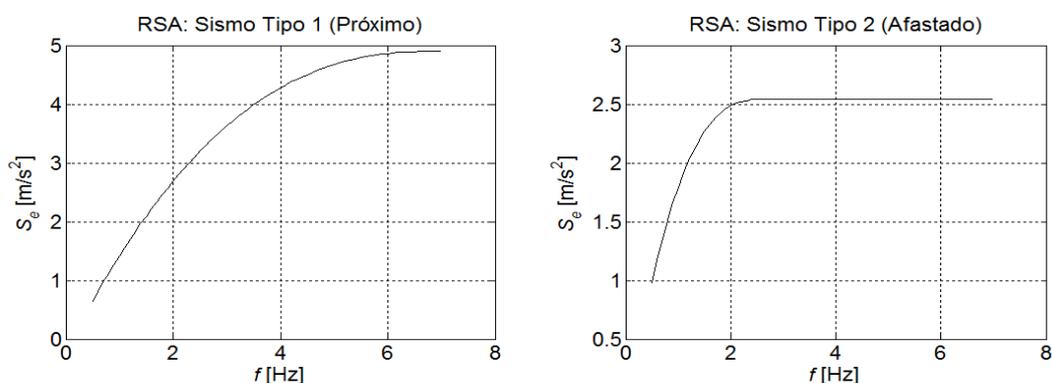


Figura 2.16 - Espectro de resposta horizontal para Lisboa de acordo com o RSA

2.5.1.2 Espectro de resposta de cálculo

Os espectros de resposta de cálculo são caracterizados por serem afetados pelos coeficientes de comportamento da estrutura; é um artifício de cálculo para tirar partido do comportamento não linear dos materiais (Figueiredo E. J., 2014/2015). Esta possibilidade deriva do facto de a ação sísmica corresponder a deslocamentos impostos às estruturas e não a forças aplicadas, como se representa na Figura 2.17. Neste caso, as forças de restituição que se desenvolvem numa estrutura dependem das relações dos componentes que constituem os materiais.

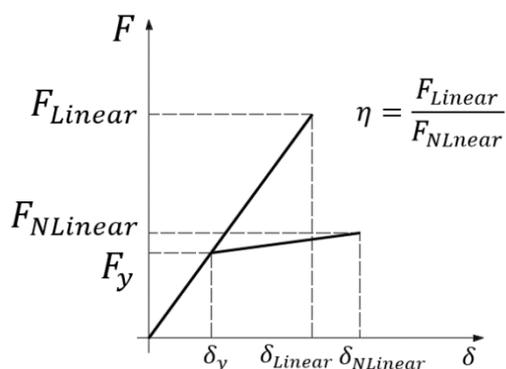


Figura 2.17 - Comportamento não linear de um oscilador de um grau de liberdade (Costa, 2011)

A força máxima e deslocamento máximo no oscilador linear são representados respetivamente por F_{Linear} , δ_{Linear} ; a força e deslocamento de cedência no oscilador são representados, respetivamente, por F_y , δ_y ; e a força máxima e deslocamento máximo no oscilador não linear são representados por $F_{NLinear}$, $\delta_{NLinear}$.

O REBAP considera que o coeficiente de comportamento em forças igual a $\eta = 2$, para pontes em que a energia transmitida pelos sismos é predominantemente absorvida por deformações dos pilares devido principalmente a esforços de flexão.

O coeficiente de comportamento em deslocamentos é unitário, o que significa que o deslocamento máximo em regime não linear é sensivelmente igual ao deslocamento que se verifica se o comportamento fosse linear.

2.5.2 Eurocódigo - EC

Para um sistema de um grau de liberdade, o EC determina ação sísmica, para cada direção horizontal na qual a estrutura é analisada, a partir da seguinte expressão:

$$F_{ed} = M \times S_d \quad (2.22)$$

em que:

- M massa total efetiva da estrutura [ton];
- S_d ordenada do espectro de cálculo [m/s^2].

Na ausência de avaliação estatística confiável de dados sismológicos, a ação sísmica de cálculo pode ser definida pela seguinte expressão:

$$F_{Ed} = \gamma_I \times F_{Ek}$$

em que:

- γ_I coeficiente de importância, depende da classe da ponte (ver Quadro 2.11);
- F_{Ek} valor característico da ação sísmica.

A caracterização da ação sísmica é representada na NP EN 1998-1 – Parte 1. A norma contempla dois níveis de ação sísmica. Sismos de maior magnitude a uma maior distância focal (ação sísmica tipo I) e sismos de magnitude moderada e pequena distância focal (ação sísmica tipo II). Estes dois tipos de sismo foram definidos com base na avaliação da perigosidade sísmica da zona (Appleton, 2013). Observe-se que o espectro de cálculo é afetado pelo respetivo coeficiente de comportamento.

2.5.2.1 Espectros de resposta elástica

O EC considera que a ação sísmica pode ser modelada por espectros de resposta elásticos de aceleração, que representam as componentes horizontais e verticais do movimento do solo em função do período de vibração da estrutura onde:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B: S_e(T) &= a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) &= a_g \times S \times \eta \times 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) &= a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) &= a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{2.23}$$

em que:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástica [m/s^2];

T período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade [s];

a_g valor de cálculo da aceleração no terreno tipo A [m/s^2];

T_B limite inferior do troço de aceleração constante [s];

T_C limite superior do troço de aceleração constante [s];

T_D valor que define o troço de deslocamento constante [s];

S coeficiente do solo;

η coeficiente de correção do amortecimento; é determinado através da seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

ξ representa o amortecimento viscoso.

O valor de 2,5 que se encontra incluído na expressão da aceleração espectral corresponde à amplificação na estrutura da aceleração máxima na rocha.

O valor de cálculo da aceleração depende da aceleração de referência e está relacionado com a zona sísmica e com o coeficiente de importância da estrutura, indicados no Quadro 2.11. O valor de cálculo da aceleração pode ser definido pela expressão:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gr} \tag{2.24}$$

em que:

γ_I representa o coeficiente de importância;

a_{gr} representa a aceleração de referência [m/s^2].

Os valores da aceleração de referência constam no anexo nacional da NP EN 1998-1-1, para todos os concelhos. O coeficiente de importância para as pontes que se encontra definido no Quadro 2.11 também é um fator importante para a combinação sísmica, que se abordará mais à frente.

Quadro 2.11 - Coeficiente de importância γ_I

Classe de importância	Pontes	γ_I
I	Menor do que a média	0,70
II	Média	1,00
III	Maior à média	1,30

O coeficiente de importância que será utilizado para o estudo desta dissertação será o coeficiente médio para pontes, isto é, $\gamma_I = 1,0$.

O EC considera as zonas do território como apresentado na Figura 2.18, onde se encontram ilustradas as duas ações sísmicas distintas (ação sísmica tipo 1 e ação sísmica tipo 2) definidas para o país e as suas respetivas acelerações de referência.

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
 ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
 EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

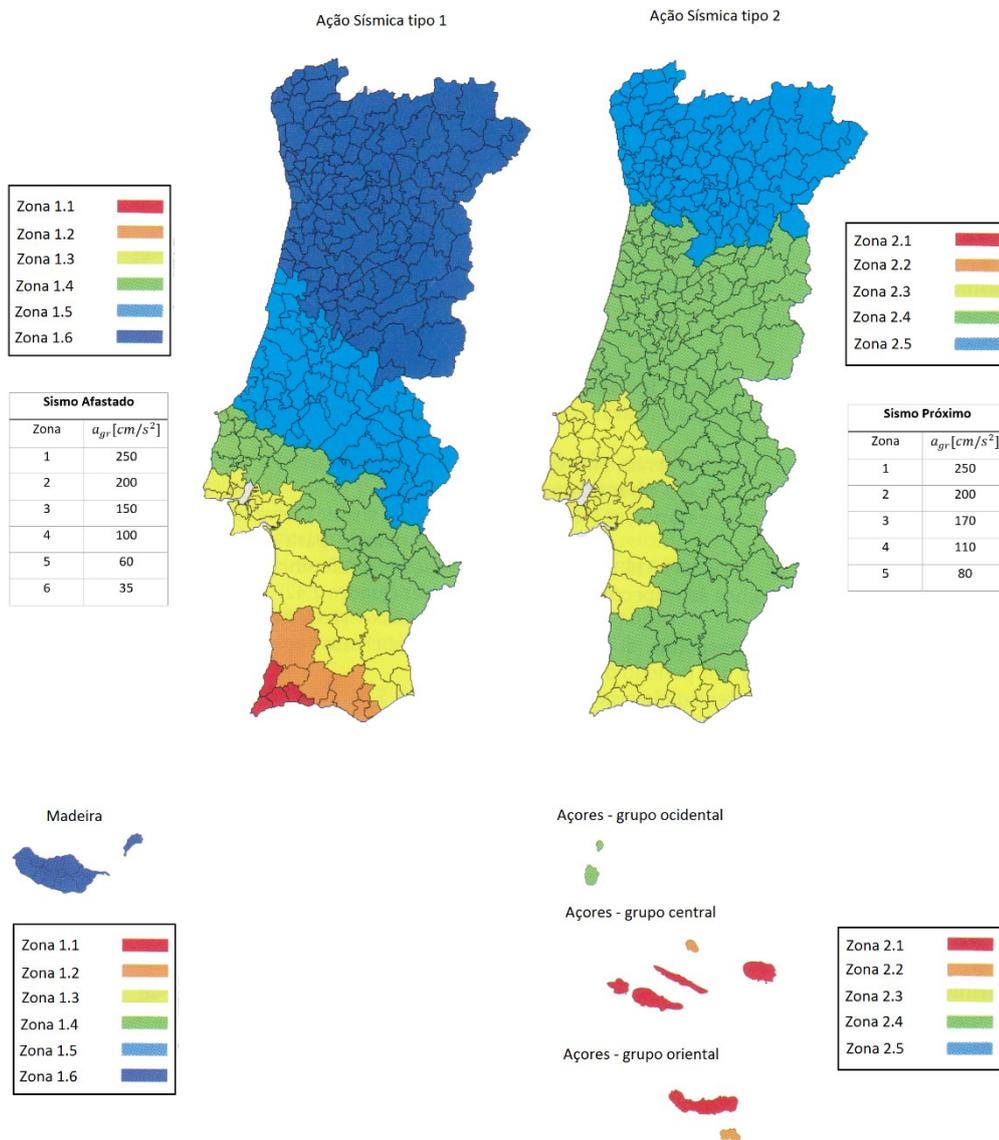


Figura 2.18 - Zonamento do território de Portugal para ação sísmica de acordo com o EC

No Anexo NA.1 da NP EN1998-1 (Eurocódigo 8 NP EN 1998 - 1: 2010), estão indicados os concelhos com as respetivas zonas sísmicas e acelerações.

Relativamente à natureza do terreno, são considerados 5 tipos de terrenos distintos, podendo estes ser:

- Tipo A – rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície;

- Tipo B – depósitos de areia muito compacta, seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de pelo menos várias dezenas de metros, caracterizado por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade;
- Tipo C – depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros;
- Tipo D – depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole ou dura;
- Tipo E – perfil de solo com um estrato aluvionar.

No Quadro 2.12 indicam-se os valores dos parâmetros $S_{m\acute{a}x}$, T_B , T_C e T_D , correspondentes ao tipo de sismo e ao tipo de solo.

Quadro 2.12 - Valores dos parâmetros $S_{m\acute{a}x}$, T_B , T_C , T_D

Solo	Sismo Afastado (Sismo tipo 1)				Sismo Próximo (Sismo tipo 2)			
	$S_{m\acute{a}x}$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	$S_{m\acute{a}x}$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,0	0,1	0,6	2,0	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,8	2,0	1,8	0,1	0,25	2,0

O coeficiente de solo, S , é calculado da seguinte forma:

para $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{m\acute{a}x}$$

para $1 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x} - 1}{3} (a_g - 1) \tag{2.25}$$

para $a_g > 4 \text{ m/s}^2$

$$S = 1,0$$

A Figura 2.19 ilustra o espectro de resposta elástica horizontal para o sismo tipo 1 e 2, localizado em Lisboa, correspondente ao terreno do tipo A, amortecimento viscoso de 5 % e ao coeficiente de importância unitário $\gamma_I = 1,0$.

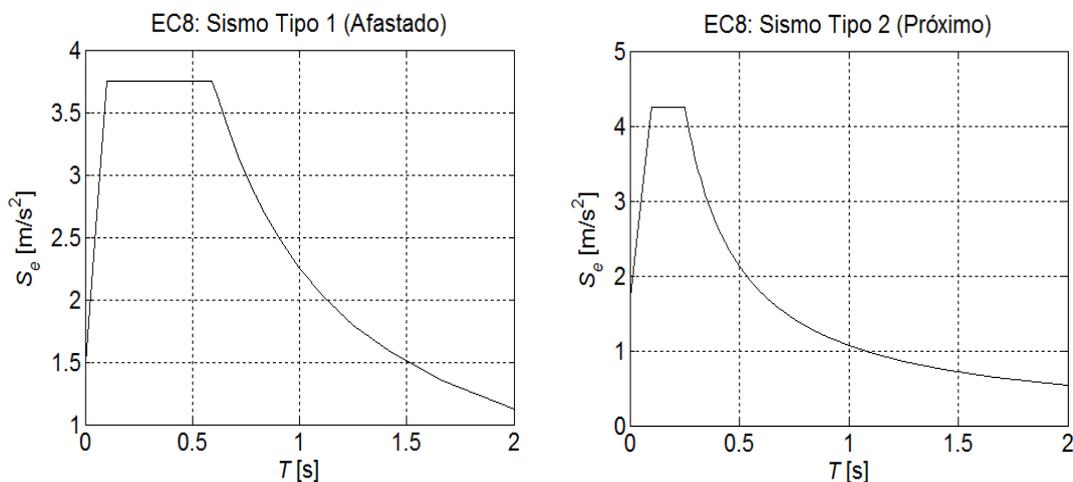


Figura 2.19 - Espectro de resposta horizontal para Lisboa de acordo com o EC

2.5.2.2 Espectro de resposta de cálculo

O EC considera que o espectro de resposta de cálculo é obtido a partir do espectro de resposta elástico e afetado pelo coeficiente de comportamento (Costa, 2011). Este coeficiente de comportamento pode ser analisado considerando dois osciladores de um grau de liberdade, ilustrados na Figura 2.20, admitindo a mesma massa, rigidez e amortecimento, mas diferente no comportamento (Jacinto, 2014).

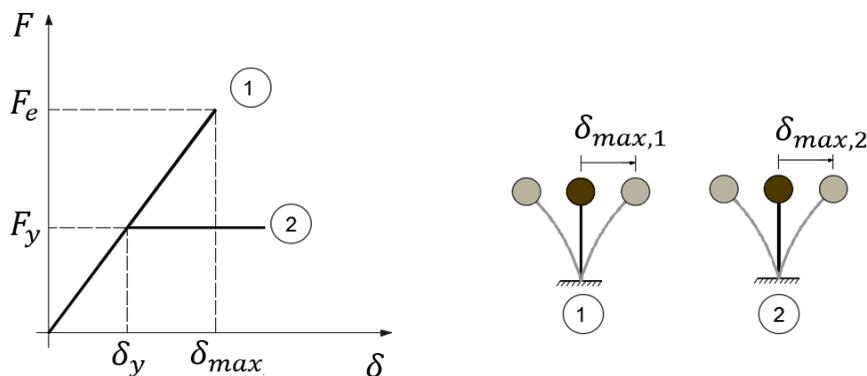


Figura 2.20 - Regra da igualdade de deslocamentos de Newmark. (Jacinto, 2014)

O primeiro oscilador com comportamento elástico linear até ao infinito e o segundo com comportamento elasto-plástico, suportando uma força de cedência F_y . Quando os osciladores estão sujeitos ao mesmo sismo, verifica-se uma igualdade dos deslocamentos, mesmo que a força aplicada no primeiro seja maior do que no segundo. Esta filosofia é designada por regra de igualdade de deslocamento de Newmark (Betbeder-Matibet, 2008).

Assim, mesmo que a estrutura plastifique durante um sismo, o deslocamento máximo que ficar sujeita pode ser estimada assumindo comportamento elástico linear para estrutura.

O EC define a expressão para o cálculo do espectro de cálculo incorporando o coeficiente de comportamento na expressão para determinação do espectro elástico, com a finalidade de considerar a capacidade de dissipação de energia conseguida, explorando assim a ductilidade dos elementos estruturais. O cálculo do espectro horizontal é definido, para um coeficiente de correção do amortecimento $\eta = 1$ (amortecimento $\xi = 5\%$), pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B: S_d(T) &= a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) &= a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) &= \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T: S_d(T) &= \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}
 \end{aligned} \tag{2.26}$$

em que:

- q coeficiente de comportamento;
- β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, com valor de 0,2.

O EC considera que as pontes devem ser concebidas de modo a que o seu comportamento sob ação sísmica de cálculo seja dúctil, de ductilidade limitada ou essencialmente dúctil, dependendo da sismicidade do local, do facto da tecnologia de isolamento estar a ser utilizada ou quaisquer outras restrições que possam existir. Este

comportamento, designado por coeficiente de comportamento q , pode ser caracterizado pela relação força com o deslocamento, como ilustra a Figura 2.21.

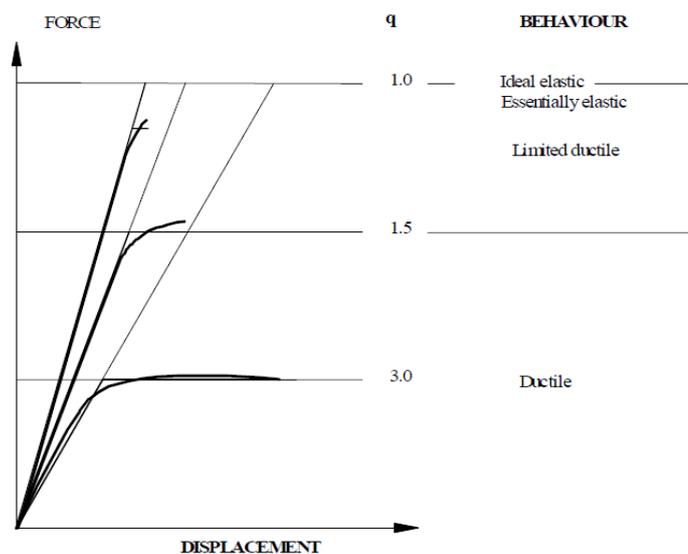


Figura 2.21 - Coeficiente de comportamento sísmico de acordo com o EC

2.6 Verificação da segurança

A verificação da segurança é realizada com base na filosofia dos estados limites, isto é, estados a partir dos quais se considera que a estrutura fica total ou parcialmente prejudicada na sua aptidão para desempenhar as funções para que foi projetada (Castanheta, 1985).

Os estados limites que correntemente são considerados, tendo em conta a magnitude dos prejuízos que sua ocorrência pode implicar, podem ser:

- Estados limites últimos (ELU): de cuja ocorrência resultam prejuízos muito severos;
- Estados limites de serviço (ELS): de cuja ocorrência resultam prejuízos poucos severos.

No ELU, a simples ocorrência desse estado de comportamento estrutural constitui uma situação limite, independentemente da sua duração. Em contrapartida, o estado limite de utilização está associado a uma determinada permanência, isto é, um determinado estado de comportamento só constituirá situação limite caso se mantenha instalado durante um certo tempo mínimo (ou a repetição da sua ocorrência ultrapasse determinados limites). Por isso é

que, para este último tipo de estados limites, são definidas diversas durações de referência, em geral, de três ordens de grandeza – muito curta, curta e longa duração.

A verificação da segurança estrutural através do estado limite pode ser feita pelo método dos coeficientes parciais de segurança, em que consiste assegurar que a grandeza atuante seja menor ou igual à grandeza resistente e aplicar-lhes coeficientes parciais de segurança (Jacinto, 2013).

As estruturas de modo que não apresentam falhas, nem deformam excessivamente através das condições de carregamento, precisam ser projetadas com um fator de segurança para reduzir a probabilidade de falhas a níveis aceitáveis e algum controlo sobre as deformações na estrutura (Leet, Uang, & Gilbert, 2008).

Assim, a condição de segurança assume então a forma simbólica:

$$\gamma_F E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M}$$

em que:

E_k ação atuante característica;

R_k ação resistente característica;

γ_F coeficiente parcial de segurança da ação atuante característica;

γ_M coeficiente parcial de segurança da ação resistente característica.

No entanto, o produto do coeficiente parcial de segurança com o valor da ação característica dá origem ao valor de cálculo para o dimensionamento.

2.6.1 Regulamento de Segurança e Ações - RSA

O RSA considera que a verificação da segurança em relação aos ELU que não envolvam perda de equilíbrio ou fadiga, quando feita em termos de esforços, consiste em respeitar a condição:

$$S_d \leq R_d \quad (2.27)$$

em que:

S_d valor de cálculo do esforço atuante;

R_d valor de cálculo do esforço resistente.

Quando por conveniência ou necessidade, a verificação da segurança for feita em termos de outras grandezas de comparação que não esforços (por exemplo, tensões), a sua formulação será idêntico à grandeza de comparação escolhida.

2.6.1.1 Estado limite último - ELU

Os valores de cálculo dos esforços atuantes para a verificação da segurança, no caso de se poder considerar linear a relação entre as ações e os esforços, devem ser obtidos considerando as seguintes regras de combinação:

a) Combinações fundamentais:

Em geral:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q \times S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \gamma_q \times \Psi_{0j} \times S_{Qjk} \quad (2.28)$$

No caso de a ação variável base ser a ação sísmica:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \times S_{Qjk} \quad (2.29)$$

em que:

S_{Gik} esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Q1k} esforço resultante da ação variável considerada como ação de base de combinação, tomada com o seu valor característico (S_{Ek} no caso da ação sísmica);

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

S_{Qjk} esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com seu valor característico;

S_{Fa} esforço resultante de uma ação de acidente, tomada com o seu valor normal;

γ_g coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

γ_q coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

Ψ coeficiente Ψ correspondentes à ação variável de ordem j .

O RSA considera o coeficiente de segurança $\gamma_g = 1,5$, no caso de a ação permanente em causa ter efeito desfavorável. Contudo, o REBAP permite reduzir este valor até 1,2; no caso da ação do pré-esforço, exceto se os efeitos desta ação forem os predominantes na verificação da segurança, aquele coeficiente não deverá ser tomado com valor inferior a 1,35. Para outras ações permanentes, cujos valores possam ser previstos com muito rigor, o coeficiente pode também ser reduzido até $\gamma_g = 1,35$.

Para todas ações variáveis, o coeficiente de segurança é $\gamma_q = 1,5$. Admitindo que todas as ações têm efeito desfavorável. No Quadro 2.13 apresentam-se o valor dos coeficientes Ψ para as ações nas pontes rodoviárias.

Quadro 2.13 - Valor dos coeficientes Ψ para pontes rodoviárias pelo RSA

Ação	Símbolo		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2E}
Sobrecargas rodoviárias	Veiculo tipo	VT	0,60	0,40	0,20	0
	Sobrecarga uniformemente distribuída	UDL	0,60	0,40	0,20	0
	Sobrecarga linear	SCL	0,60	0,40	0,20	0
Sobrecargas nos passeios	SCP		0,60	0,40	0,20	0
Vento	F_{wk}		0,40	0,20	0	-
Sismo	F_{Ek}		-	-	-	-

2.6.2 Eurocódigo - EC

O EC considera que para um estado limite de rotura ou de deformação excessiva de uma secção, de um elemento ou de uma ligação, deve verificar-se que:

$$E_d \leq R_d$$

em que:

E_d valor de cálculo do esforço atuante;

R_d valor de cálculo do esforço resistente.

2.6.2.1 Estado limite último - ELU

Para os ELU a considerar, as combinações das ações (excluído as relativas fadigas) podem ser:

- a) Combinação de ação fundamental, para situação de projetos persistentes ou transitórios

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.30)$$

- b) Combinação de ações com a ação sísmica

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + F_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.31)$$

em que:

$G_{k,j}$ esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

P esforço resultante de pré-esforço;

F_{Ed} esforço resultante da ação sísmica;

$Q_{k,i}$ esforço resultante da ação variável considerada como ação de base de combinação, tomada com o seu valor característico;

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

$Q_{k,1}$ esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com seu valor característico;

γ_G coeficiente parcial relativo às ações permanentes;

γ_Q coeficiente parcial relativo às ações variáveis;

γ_P coeficiente parcial relativo às ações associadas com o pré-esforço;

Ψ coeficiente de redução Ψ correspondente à ação variável de ordem i .

Os coeficientes parciais de segurança para verificação da segurança aos ELU de resistência têm os valores: $\gamma_{G,j} = 1,35$ ou $1,0$ (consoante a ação for ou não favorável); $\gamma_P = 1,0$; $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i} = 1,5$ ou $0,0$ (consoante a ação for ou não desfavorável).

No Quadro 2.14 apresentam-se o valor dos coeficientes Ψ para as ações nas pontes rodoviárias.

Quadro 2.14 - Valores dos coeficientes Ψ para pontes rodoviárias pelo EC

Ação	Símbolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
Sobrecargas rodoviárias	$gr1a$ (LM1 + cargas pedonais ou ciclovias)	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0
		Cargas pedonais ou ciclovias	0,40	0,40	0
	g_r1b (Um eixo)	0	0,75	0	
	g_r2 (Força horizontal)	0	0	0	
	g_r3 (Cargas pedonais)	0	0	0	
	g_r5 (LM3 – Veículos especiais)	0	0	0	
Vento	F_{wk}	0,60	0,20	0	
	Situações de projeto persistentes				
	Durante a execução	0,80	-	0	
Sismo	F_{Ek}	-	-	-	

2.7 Conclusão e confrontação dos regulamentos

As metodologias para a quantificação das ações e verificação da segurança em pontes rodoviárias preconizadas na regulamentação portuguesa (RSA e REBAP) e na regulamentação europeia (EC) têm algumas similaridades, apesar de a regulamentação portuguesa ter sido elaborada muito antes da regulamentação europeia.

2.7.1 Ação de sobrecargas rodoviárias e passeios

Na quantificação da ação de sobrecargas rodoviárias em pontes, tanto o RSA como o EC consideram que as pontes podem ser classificadas por classes, dependendo do tipo de tráfego. No Quadro 2.15 verifica-se a comparação das classes das pontes preconizadas pelos dois regulamentos.

Quadro 2.15 - Comparação das classes de pontes do RSA com o EC

Classes de ponte do RSA		Classes de ponte do EC	
I	Pontes que servem vias de comunicação suscetíveis de possuírem tráfego intenso ou pesado.	I	Pontes inseridas em itinerários onde se prevê que grande parte do tráfego total de veículos seja tráfego industrial internacional.
II	Pontes situadas em vias de comunicação com tráfego ligeiro e pouco intenso.	II	Pontes inseridas em itinerários com características de tráfego mais corrente, incluído estradas e autoestradas.

Verifica-se no Quadro 2.15 que só existe correspondência da Classe I do RSA com a Classe II do EC, não tendo as restantes classes correspondência entre os regulamentos.

A ação da sobrecarga rodoviária a considerar no dimensionamento de pontes envolve ações verticais e horizontais. O EC define essencialmente 3 modelos de sobrecargas rodoviárias, LM1, LM2 e LM3, sendo o modelo a considerar aquele que produz efeito mais desfavorável; já o RSA divide a atuação das sobrecargas rodoviárias em dois modelos: SCD + SCL e VT, sendo que um dos dois será condicionante para o dimensionamento.

O modelo LM1 do EC é o que mais se compatibiliza com o modelo do RSA, visto que tem algumas similaridades nos modelos de sobrecargas rodoviárias:

- RSA $\left\{ \begin{array}{l} VT \\ SCD+SCL \end{array} \right.$
- EC \rightarrow LM1 $\left\{ \begin{array}{l} TS \\ UDL \end{array} \right.$

Para as sobrecargas uniformemente distribuídas, indicadas Quadro 2.16, a diferença entre elas depende exclusivamente da largura da faixa de rodagem; mas em caso particular, se analisarmos só a primeira via nominal preconizada pelo modelo do EC, constata-se que a sobrecarga de 9 kN/m^2 do EC é mais desfavorável do que a sobrecarga de 4 kN/m^2 do RSA.

Quadro 2.16 - Comparação das SCU do RSA com as do EC

Regulamento	SCU (kN/m^2)
RSA	4
EC	9 e 2,5

Analisando os veículos tipo, quer nos valores das cargas como no número de eixos e espaçamentos das rodas, observa-se que os mesmos apresentam características diferentes. Embora estas características sejam importantes, não se descarta o facto que o EC define números de vias para o posicionamento das múltiplas cargas e já o RSA considera que o veículo tipo deverá ser colocado em qualquer posição da faixa de rodagem, mas sempre com o seu eixo paralelo ao eixo da ponte. No Quadro 2.17 compara-se as características dos veículos tipo.

Quadro 2.17 - Comparação das características dos veículos tipo do RSA com as do EC

Regulamento	Número de eixos	Espaçamento entre eixos (m)	Carga por eixo (kN)
RSA	3	1,5	200
EC	2	1,2	100, 200 ou 300

Verificando os valores no Quadro 2.17, fica bastante complexo distinguir qual o veículo que apresenta o efeito mais desfavorável, devido à variabilidade dos valores a considerar bem como do número de vias definidas para cada faixa de rodagem. Contudo, para o caso de uma viga simplesmente apoiada, como ilustra a Figura 2.22, a aplicação dos veículos tipos numa faixa de rodagem de 3 m, permite observar que o momentos fletores e o esforço transversal máximo são proporcionais à carga e que dependem linearmente do comprimento L.

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
 ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
 EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

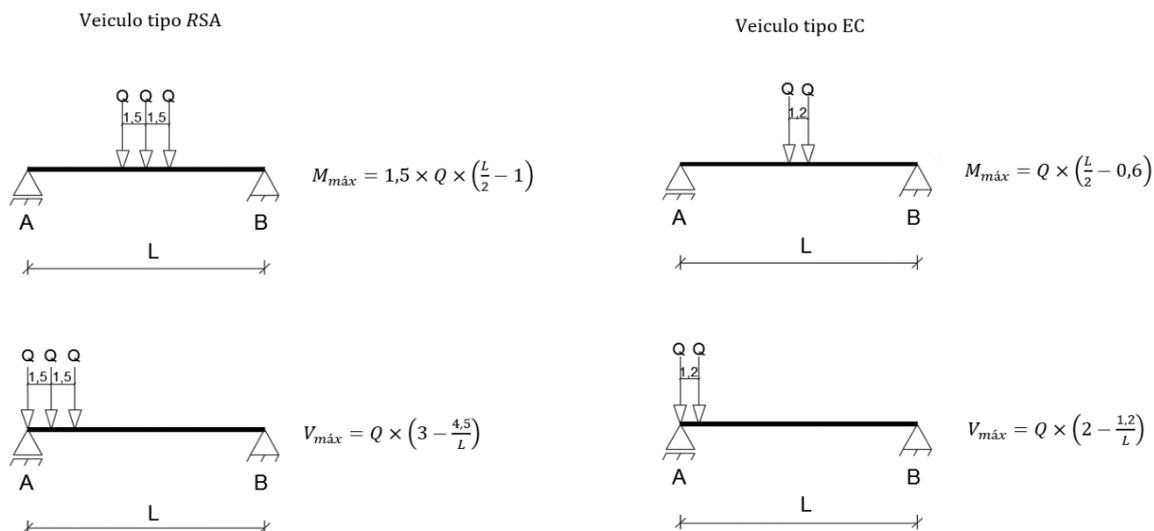


Figura 2.22 - Comparação das formulações dos esforços causados pelo veículo tipo do RSA com do EC

Em virtude da dificuldade de fazer uma comparação direta dos modelos de sobrecargas rodoviárias do RSA e do EC, efetuou-se um estudo paramétrico da evolução do momento fletor a meio vão de uma ponte, com tabuleiro simplesmente apoiado, em função do comprimento do vão (3-60 m) e com faixa de rodagem de 8 m de largura (Figura 2.23). Observa-se que os momentos fletores produzidos pelo modelo de sobrecarga do EC, com os respetivos coeficientes de ajustes, apresentam efeitos mais desfavoráveis, de forma geral, do que os do RSA. Por exemplo, para o vão de 60 m, a sobrecarga rodoviária do EC [EC1: LM1 (Classe 2)] é superior em cerca de 30% do que a sobrecarga condicionante do RSA [RSA (Classe I): SCU+SCL].

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
 ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
 EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

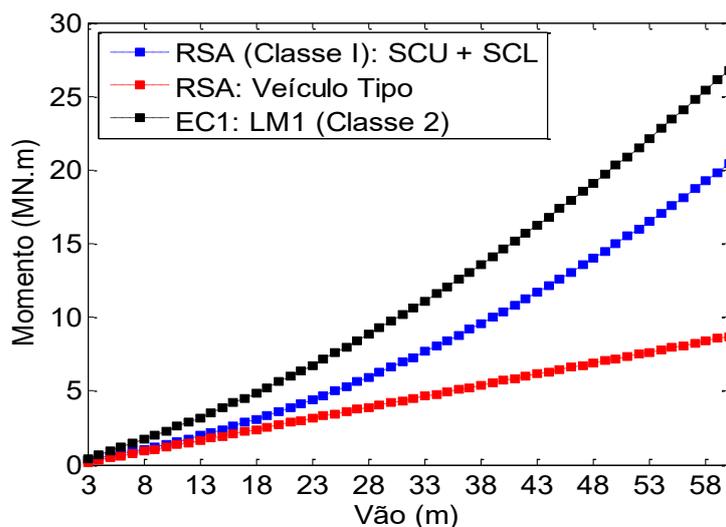


Figura 2.23 - Comparação dos momentos fletores máximos a meio vão, causados pelo modelo de sobrecarga rodoviária do RSA com do EC

No que se refere a força de frenagem, a filosofia de cálculo entre os dois regulamentos é bastante diferente, dificultando a comparação direta dos seus parâmetros. O RSA calcula a força de frenagem admitindo que a força depende da largura do tabuleiro, ao contrário do EC que determina a força de frenagem dependendo do comprimento do tabuleiro e das cargas consideradas.

Relativamente às sobrecargas nos passeios, indicadas no Quadro 2.18, assemelham-se mais, já que a diferença entre elas está nos valores das sobrecargas, constatando que a sobrecarga uniformemente distribuída do EC é mais gravoso em cerca de 67 % em relação a do RSA, mas na sobrecarga concentrada o EC é menos gravoso cerca de 50%.

Quadro 2.18 - Comparação das sobrecargas no passeio do RSA com as do EC

Regulamento	q_{fk} (kN/m ²)	Q_{fwk} (kN)
RSA	3	20
EC	5 (+66,7%)	10 (-50%)

2.7.2 Ação do vento

Para a ação do vento deve-se considerar a direção mais desfavorável. O EC considera que ação do vento produz pressões nas 3 direções, propondo uma delas a mais desfavorável, enquanto o RSA considera uma única direção, sendo esta a mais desfavorável.

O RSA e o EC têm a mesma essência para a quantificação da força exercida pelo vento, resultado do produto de três grandezas: coeficiente de força, pressão dinâmica de pico e área de referência.

A área de referência depende da superfície geométrica exposta ao vento, o que não difere entre os regulamentos. No entanto, a pressão dinâmica de pico é definida de maneira diferente pelo RSA e pelo EC. O EC define-a como o produto do coeficiente de exposição com a pressão de referência, enquanto o RSA a define como o produto de uma constante com a velocidade do vento, tal como resumido Quadro 2.19.

Quadro 2.19 - Comparação da formulação da pressão de pico do RSA com do EC

RSA	EC
$W_k = 0,613 \times v^2$	$q_p(z) = C_e(z) \times q_b$

Os regulamentos assemelham-se no zonamento do território, na rugosidade do terreno, e também na pressão do vento em altura. No que se refere ao zonamento do território, tanto o EC como o RSA consideram o país dividido em duas zonas distintas em função da exposição ao vento. Assim, os arquipélagos (Açores e Madeira), as faixas costeiras até 5 km de largura, e as zonas com altitudes superiores a 600 m pertencem à zona B, são diferenciadas das restantes zonas do país, correspondentes à zona A.

Quanto à rugosidade do terreno, como mostra o Quadro 2.20, não há uma equivalência direta entre o RSA e o EC, pois o RSA prevê duas categorias de terreno e o EC prevê quatro categorias de terreno.

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

Quadro 2.20 - Comparação das categorias do terreno para o vento do RSA com as do EC

Categoria de terreno RSA		Categoria de terreno EC	
		I	Zona costeira exposta aos ventos de mar
II	Restantes locais, zonas rurais e periferia de zonas urbanas	II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura
		III	Zona com uma cobertura retangular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)
I	Locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de medio e de grande porte.	IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15m.

Verifica-se que a categoria I do RSA corresponde à categoria IV do EC e a categoria II do RSA está compreendida entre categoria II e III do EC.

O gráfico ilustrado na Figura 2.24 mostra as pressões dinâmicas de pico referentes à zona A para as respetivas categorias de terreno para ambos os regulamentos.

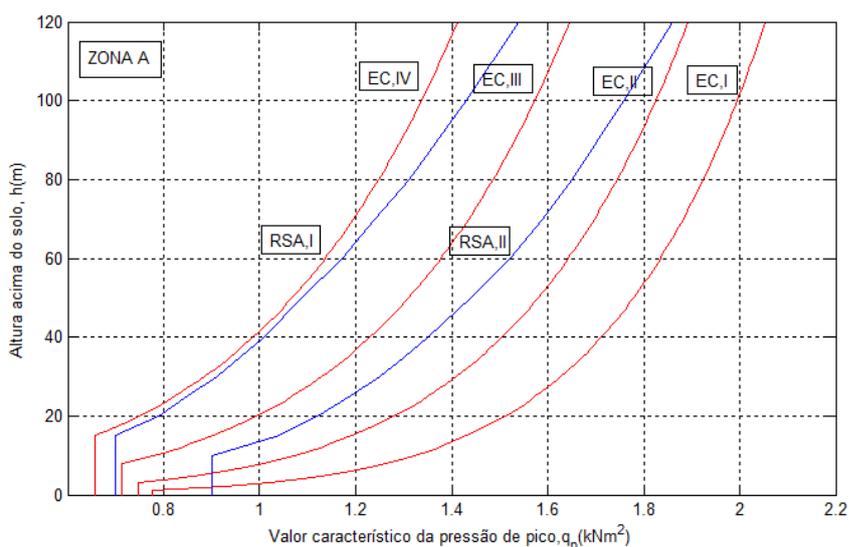


Figura 2.24 - Comparação das pressões dinâmicas de pico para a Zona A do RSA com as do EC

Na correspondência das duas categorias do terreno do RSA com as do EC, analisando a uma altura de 120 m, no gráfico de pressões dinâmicas de pico da Figura 2.24, verifica-se que a pressão dinâmica de pico para a categoria do terreno IV do EC apresenta comportamento menos gravoso em cerca de 8% do que a pressão dinâmica de pico para a categoria do terreno I do RSA; a pressão dinâmica de pico da categoria do terreno II do EC apresenta comportamento mais gravoso em cerca de 1,6% e para a categoria do terreno III menos gravoso em cerca de 11,3% em relação a pressão dinâmica de pico para a categoria do terreno II do RSA.

2.7.3 Ação sísmica

O RSA e o EC consideram duas ações sísmicas, mas com designações trocadas: a ação sísmica tipo 1 do EC corresponde à ação sísmica tipo 2 do RSA e vice-versa. O Quadro 2.21 mostra a relação entre os dois tipos de sismo entre o RSA e o EC.

Quadro 2.21 - Comparação entre os tipos de sismo do RSA com as do EC

Regulamentos	Sismo Próximo	Sismo Afastado
RSA	Sismo tipo I	Sismo tipo II
EC	Sismo tipo II	Sismo tipo I

Analisando os dois regulamentos, destaca-se logo à partida o facto de o EC propor zonamentos diferentes, consoante a ação sísmica considerada. Isto colmata a falta de coerência do RSA, cujo zonamento é único e foi elaborado com base apenas na ação sísmica afastada, onde, consoante se esteja a tratar da ação sísmica afastada ou ação sísmica próxima, teremos diferentes posições do epicentro, o que leva a que o território nacional seja afetado de uma forma distinta consoante a ação sísmica em causa (Lopes H. M., 2007).

No que diz respeito à representação do zonamento, o RSA opta por uma descrição de A a D, em que a primeira representa a zona de maior sismicidade e a última, por sua vez, a zona de menor sismicidade. Já no EC, em Portugal continental, esta mesma representação é feita através de uma escala numérica, nomeadamente de 1 a 6 para ação sísmica afastada, e 1 a 5 para ação sísmica próxima, sendo as zonas 1 aquelas com maior sismicidade.

Relativamente aos tipos de condições de terreno, o EC opta por uma descrição de A a E, enquanto que no RSA são definidos 3 tipos de terrenos de I a III. Desta forma é possível fazer a seguinte correspondência:

Quadro 2.22 - Comparação dos tipos de solos do RSA com as do EC

Solo tipo (RSA)	Solo tipo (EC)
I	A
	B
II	C
III	D
	E

É de notar um maior rigor da parte do EC, o qual passa a considerar 5 tipos de solo, ao invés do RSA que estabelece apenas 3 tipos de condições de terreno. O solo tipo I do RSA está compreendida entre o solo A e B do EC, o solo tipo II do RSA corresponde ao solo C do EC e o solo III do RSA corresponde ao solo D do EC, e sem correspondência está o solo E do EC.

Apresenta-se na Figura 2.25 a comparação dos espectros de resposta definidos pelo EC e pelo RSA para o sismo afastado e próximo. Os espectros foram construídos para o concelho de Lisboa, com o mesmo tipo de sismo, o mesmo tipo de terreno (solo tipo I pelo RSA e solo A pelo EC) e para o mesmo tipo de coeficiente de amortecimento ($\xi = 5\%$).

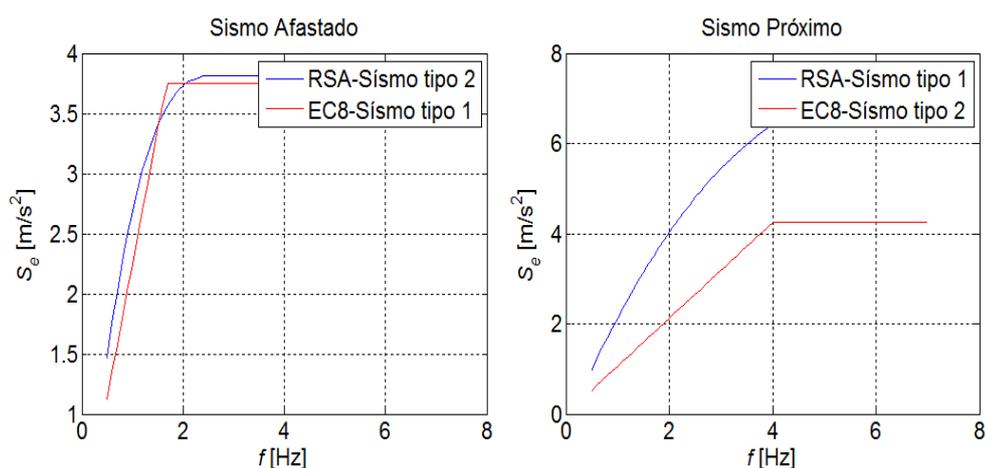


Figura 2.25 - Comparação da envolvente dos espectros de resposta para Lisboa do RSA com do EC

De forma a permitir uma direta comparação das acelerações espectrais, em termos de análise em estado limite último, os valores relativos ao RSA foram afetados do coeficiente majoração de 1,5, conforme especifica a respetiva combinação sísmica (ver ponto 2.6.1.1). De referir que se inclui nestes valores o coeficiente associado ao tipo de solo, que no EC já está incluído na expressão para o cálculo do espectro de resposta elástico.

Nota-se que para ação do sismo próximo, os valores espectrais referentes ao RSA são superiores. Verifica-se assim um desagravamento dos valores espectrais por parte do EC, o qual assume que para ação sísmica próxima se tem acelerações espectrais menores que aquelas que o RSA considera. Relativamente à ação sísmica afastada, sucede algo semelhante entre o EC e o RSA, facto que justifica a consequência do RSA considerar um único zonamento do território.

Importa também assinalar que para dimensionamento dos elementos estruturais, os valores dos esforços podem, de acordo com o RSA e EC, ser divididos pelo coeficiente de comportamento como forma indireta de simular o comportamento não linear das estruturas de betão e a sua capacidade de dissipação de energia.

2.7.4 Verificação da Segurança

As combinações das ações para o estado limite último preconizadas pelo RSA e o EC têm algumas semelhanças no tratamento das ações que se devem considerar no dimensionamento das estruturas.

Os coeficientes parciais de segurança γ , que constam no Quadro 2.23, tanto para o RSA como para o EC, têm como função procurar prever a variabilidade do valor da ação, ou seja, consideram que o valor das ações efetivamente aplicadas à estrutura real não é 100 % exato, podendo ser maior ou menor que o valor característico (Denton, 2010).

Relativamente aos coeficientes de redução, Ψ , os seus valores são menores do que 1,0, pois procuram ponderar a atuação simultânea das ações variáveis num mesmo carregamento (Denton, 2010).

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

Quadro 2.23 - Comparação da combinação fundamental do RSA com a do EC

Regulamentos	Combinação Fundamental
RSA	$\sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \gamma_q \Psi_{0j} S_{Qjk}$
EC	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$

O importuno da combinação fundamental entre o RSA e o EC está na ação do pré-esforço. O EC considera a ação genericamente na combinação. Já o RSA diz que a ação do pré-esforço na combinação é tratada pelo REBAP. A priori, as combinações são idênticas.

Admitindo que todas as ações têm efeito desfavorável, os coeficientes Ψ_0 para a combinação fundamental do RSA e do EC, têm as seguintes semelhanças:

Ação	Regulamentos	Símbolo	Ψ_0
Sobrecargas rodoviárias	RSA	VT	0,60
		UDL	0,60
		SCL	0,60
	EC	TS	0,75
		UDL	0,40
Sobrecargas nos passeios	RSA	SCP	0,60
	EC	SCP	0,40
Vento	RSA	F_{wk}	0,60
	EC	F_{wk}	0,60

Constata-se que onde os coeficientes Ψ_0 se diferenciam nos regulamentos na ação do tráfego. Além disso, o RSA considera 60% das sobrecargas nos passeios; em contrapartida, o EC considera 40% das sobrecargas do passeio em estado limite último quando a mesma não é ação de base. Também é de realçar que para o modelo fundamental de sobrecarga rodoviária pelo EC são aplicados diferentes Ψ_0 para os submodelos e que no RSA só é aplicado para um único modelo.

Relativamente à combinação que envolve a ação sísmica, como mostra a o Quadro 2.24, observa-se que a grande divergência está na própria ação sísmica de dimensionamento.

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

Quadro 2.24 - Comparação da combinação sísmica do RSA com a do EC

Regulamentos	Combinação Sísmica
RSA	$\sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \times S_{Qjk}$
EC	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \gamma_I \times A_{Ek} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$

A diferença das combinações sísmicas está na forma como se quantifica a ação sísmica. O RSA propõe que a ação sísmica característica seja afetada pelo coeficiente de segurança igual a 1,5; já o EC propõe que a ação sísmica característica seja afetada pelo coeficiente de importância, que para casos correntes é igual a 1.

Desta forma, é de referir que sempre que se queira comparar espectros de resposta entre os dois regulamentos para pontes correntes para dimensionamento em estado limite último, esta comparação só fará sentido quantitativo se os valores espectrais preconizados pelo RSA vierem afetados de 1,5, de modo a serem comparados com os valores definidos no EC.

Note-se que tanto para as sobrecargas rodoviárias, sobrecargas nos passeios e ação do vento, o RSA e o EC consideram no caso de ação sísmica ser a ação base da combinação o $\Psi_2 = 0$.

No Quadro 2.25 está indicado as diferenças dos coeficientes parciais e redutores das combinações ao ELU entre o RSA e o EC.

Quadro 2.25 - Comparação das combinações ao ELU do RSA com as do EC

Ação base	Regulamento	Combinação ao ELU
Sobrecarga rodoviária	RSA	$S_{sd} = 1,35 \cdot S_{Gk} + 1,5 \cdot (S_{SCU+SCL} + 0,6 \cdot S_{SCP} + 0,6 \cdot S_{Wk})$
	EC	$S_{sd} = 1,35 \cdot S_{Gk} + 1,5 \cdot (S_{TS+UDL} + 0,4 \cdot S_{SCP} + 0,6 \cdot S_{Wk})$
Vento	RSA	$S_{sd} = 1,35 \cdot S_{Gk} + 1,5 \cdot (S_{Wk} + 0,7 \cdot S_{SCU+SCL} + 0,6 \cdot S_{SCP})$
	EC	$S_{sd} = 1,35 \cdot S_{Gk} + 1,5 \cdot (S_{Wk} + 0,75 \cdot S_{TS} + 0,40 \cdot S_{UDL} + 0,40 \cdot S_{SCP})$
Sismo	RSA	$S_{sd} = 1,35 \cdot S_{Gk} + 1,5 \cdot S_{Ek} + 0 \cdot S_{SCU+SCL} + 0 \cdot S_{SCP}$
	EC	$S_{sd} = 1,35 \cdot S_{Gk} + 1,0 \cdot S_{Ek} + 0 \cdot S_{UDL+TS} + 0 \cdot S_{SCP}$

Capítulo 3 - Aplicação das disposições regulamentares num viaduto

Neste capítulo faz-se um estudo sobre a aplicação das ações, suas combinações e seus efeitos num viaduto de betão armado e pré-esforçado de acordo com a regulamentação portuguesa e europeia.

Após uma breve descrição do viaduto, são idealizados vários modelos numéricos, utilizados em função dos seus atributos para análise dos esforços estruturais. Em seguida são estabelecidos os critérios para quantificação das ações e sua aplicação no modelo numérico mais adequado. Finalmente, os esforços extraídos dos modelos numéricos serão combinados e confrontados de acordo com aplicação das regulamentações portuguesa e a europeia.

3.1 Introdução

A análise estrutural consiste na obtenção e avaliação da resposta da estrutura perante as ações que lhe são aplicadas (Kimura, 2007).

A análise estrutural é baseada na adoção de um certo modelo estrutural, que simule o comportamento real da estrutura (Martha, 2010). Existem inúmeros modelos estruturais que podem ser empregues na análise de estruturas. Alguns mais simples, outros mais complexos; alguns bastante limitados, outros mais abrangentes. Assim, a escolha do modelo mais apropriado é função do nível de detalhe de análise que se pretende fazer e da experiência do engenheiro de estruturas. Neste caso, o principal objetivo da análise estrutural é determinar os esforços internos, tensões e deformações originados de vários tipos de ações (Pezeshpour, Duan, & Chung, 2015).

3.2 Descrição da estrutura

O viaduto está localizado próximo de Mirandela (Portugal) e tem um desenvolvimento de 185 m com uma distribuição de vãos $30\text{ m} + 3 \times 40\text{ m} + 35\text{ m}$. A estrutura do tabuleiro é

constituída por uma laje vigada com duas vigas pré-esforçadas longitudinalmente. A solução apresenta dois pilares por cada alinhamento de apoios intermédios entre encontros. Na Figura 3.1 está esquematizado o perfil longitudinal do viaduto.

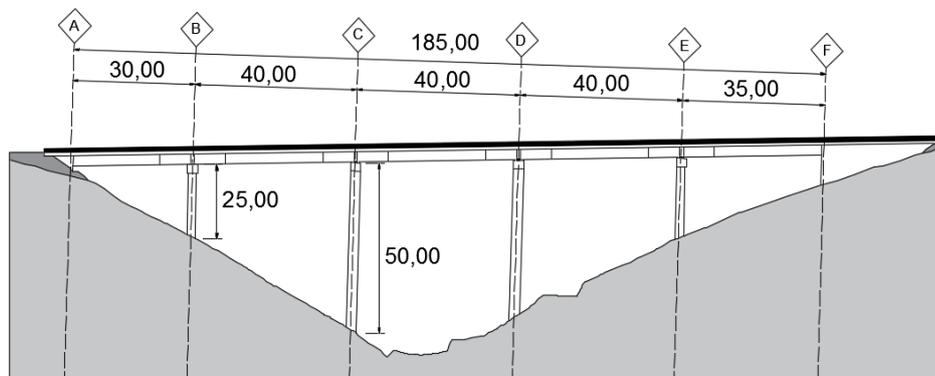


Figura 3.1 - Perfil longitudinal do viaduto [m]

O tabuleiro tem uma largura de 17,10 m, incluindo os passeios e guardas, como se pode visualizar na Figura 3.2. A espessura da laje é variável transversalmente, entre 0,25 m na extremidade das consolas e 0,50 m sobre as vigas. Estas vigas são denominadas por *vigas principais*, cujos eixos distam entre si 8,59 m. As vigas têm como função ligar a laje aos pilares.

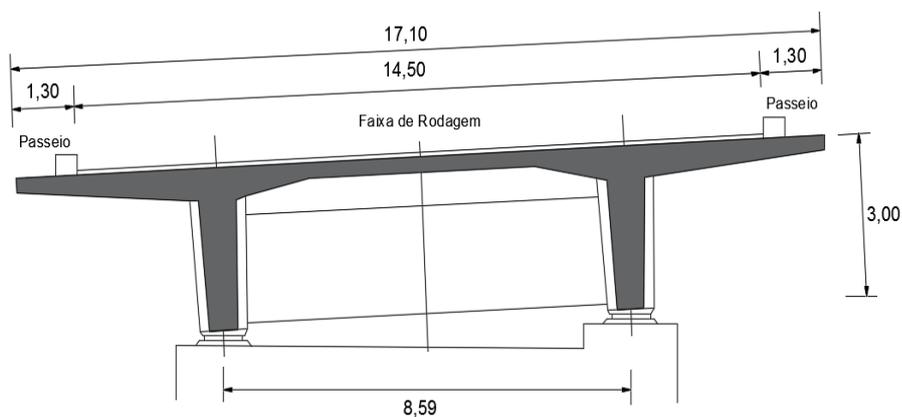


Figura 3.2 - Secção transversal do viaduto [m]

Os pilares do viaduto são de secção circular com 2,00 m de diâmetro e são assentes em sapatas quadradas com 6,00 m de lado, tal como se pode visualizar em planta na Figura 3.3.

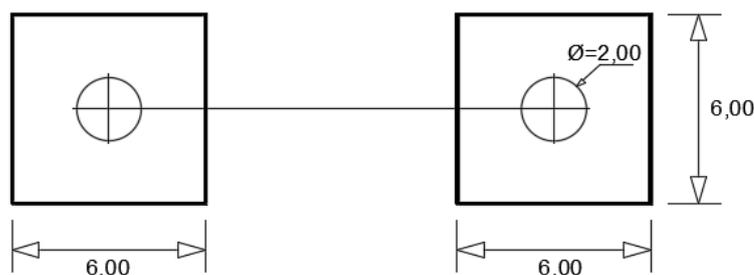


Figura 3.3 - Secção transversal dos pilares e sapata de fundação [m]

No Quadro 3.1 estão resumidas as classes de resistência à compressão dos materiais estruturais adotados para o modelo numérico. Salienta-se que estas classes de resistência foram adotadas de acordo a exposição ambiental do betão (Figueiredo E. , 2015/2016), uma vez que os mesmos não são especificados no livro de Betão estrutural (Appleton, 2013).

Quadro 3.1 - Matérias estruturais do viaduto

Material/Elemento Estrutural	Classe
Betão do Tabuleiro	C35/45
Betão dos Pilares	C35/45
Betão dos Encontros	C30/37

3.3 Descrição dos modelos numéricos

Os modelos numéricos utilizados para análise estrutural do viaduto são os seguintes:

- Modelo numérico plano de barras;
- Modelo numérico de grelha;
- Modelo numérico tridimensional de barras.

O modelo plano de barras permite fazer uma análise global da estrutura, idealizando os pilares e o tabuleiro no plano. Os pilares são inferiormente encastrados nas fundações e superiormente rotuladas ao tabuleiro. A Figura 3.4 ilustra o modelo numérico plano de barras do viaduto.

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

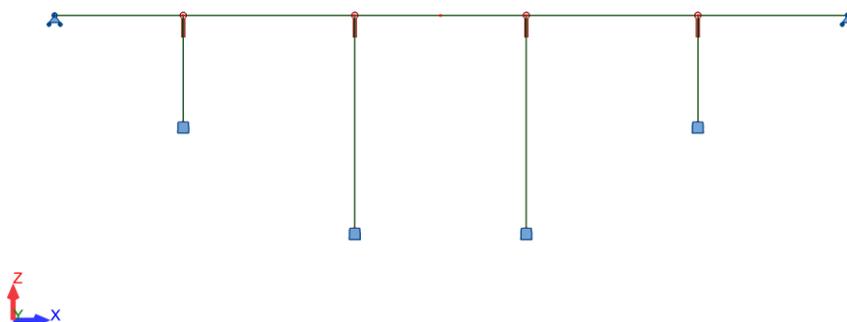


Figura 3.4 - Modelo numérico plano de barras do viaduto

O modelo numérico plano de barras é constituído por um conjunto de barras, com três graus de liberdade (duas translações e uma rotação), possibilitando a obtenção de deslocamentos e esforços (força normal, força de corte e momento fletor) em todas as vigas e pilares. A Figura 3.5 ilustra a barra genérica do modelo numérico plano de barras, com referência aos respetivos graus de liberdade por nó.

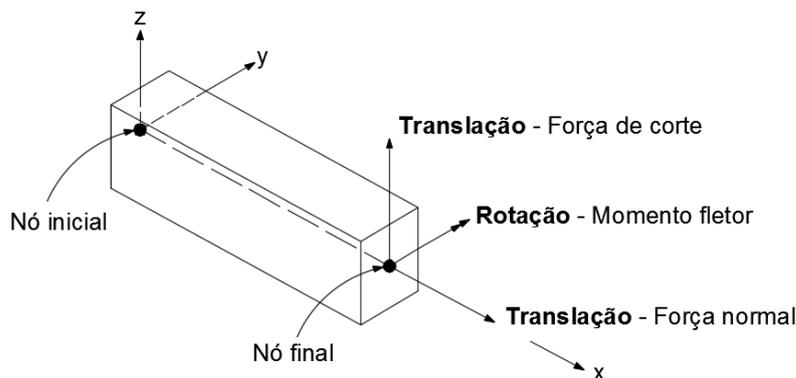


Figura 3.5 - Barra genérica do modelo numérico plano de barras

A interpretação e análise dos resultados obtidos pelo modelo numérico plano de barras é simples, tornando-se imprescindível o seu uso corrente para validar os resultados obtidos dos modelos mais complexos.

O modelo de grelha é composto por elementos lineares dispostos no plano horizontal que simulam as vigas e a laje de tabuleiro, formando uma malha de barras submetidas a cargas verticais e perpendiculares. Os pilares e encontros são representados por apoios simples (Kimura, 2007). A Figura 3.6 ilustra o modelo numérico de grelha do viaduto.

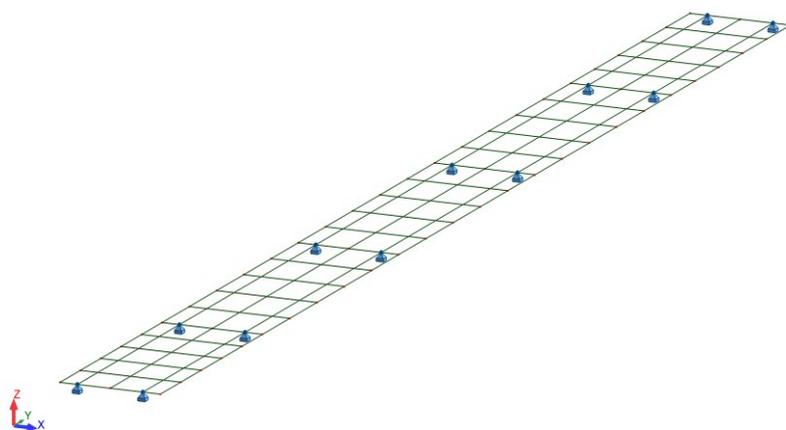


Figura 3.6 - Modelo numérico de grelha do viaduto

O modelo numérico de grelha idealiza o tabuleiro como uma grelha, cujos elementos têm também três graus de liberdade por nó (duas rotações e uma translação), possibilitando a obtenção dos deslocamentos e esforços (força de corte, momento fletor e momento torsor) originados da aplicação das ações verticais. A Figura 3.7 ilustra a barra genérica do modelo numérico de grelha com indicação dos graus de liberdade por nó.

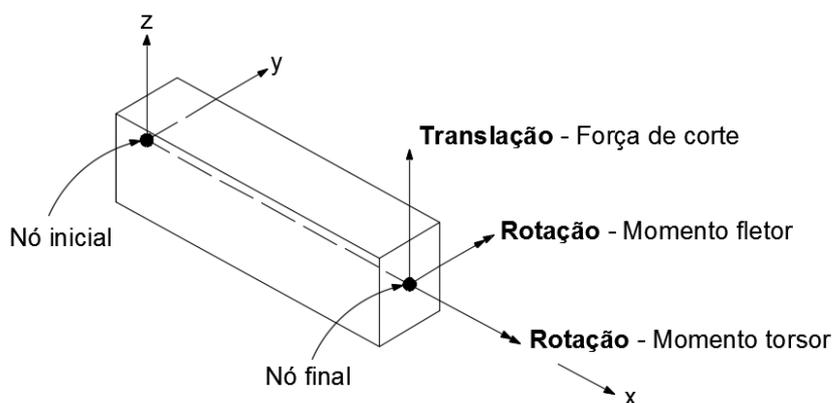


Figura 3.7 - Barra genérica do modelo numérico de grelha

Neste modelo, a interação entre as vigas e a laje do tabuleiro é considerada com razoabilidade, pois é possível modelar a diferença de rigidez existente entre os dois elementos. Uma vez aplicadas as cargas verticais nos elementos, a distribuição dos esforços na laje e vigas é feita, automaticamente, de acordo a rigidez de cada barra. Observa-se que os esforços migram automaticamente para as regiões de maior rigidez (Kimura, 2007).

Finalmente, o modelo numérico tridimensional de barras admite aplicação simultânea de ações verticais e horizontais, podendo ser avaliado o comportamento da estrutura em todas as direções e sentidos. A Figura 3.8 ilustra uma perspectiva do modelo numérico tridimensional de barras do viaduto.

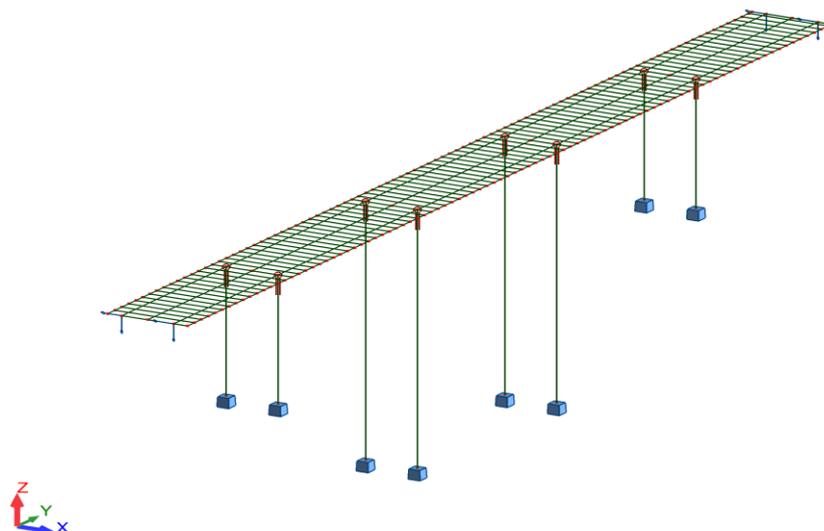


Figura 3.8 - Modelo tridimensional de barras do viaduto

Cada nó, existente entre os elementos lineares, possui seis graus de liberdade (três de translação e três de rotação), possibilitando a obtenção dos deslocamentos e esforços (força normal, força de corte, momento fletor e torsor) em todas as vigas e pilares. A Figura 3.9 ilustra a barra genérica do modelo numérico tridimensional de barras, com indicação dos graus de liberdade por nó.

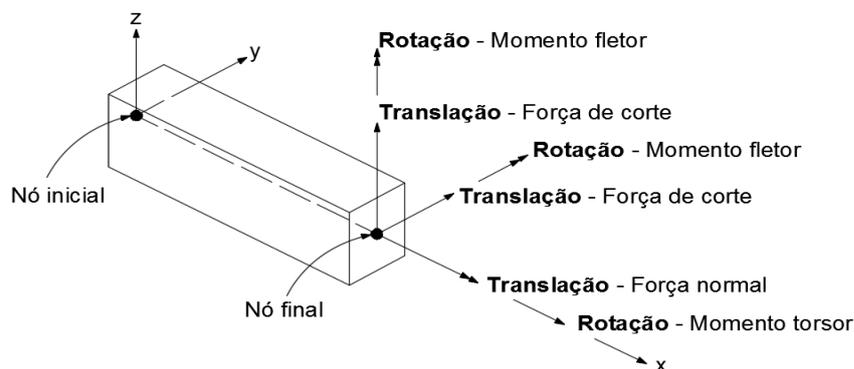


Figura 3.9 - Barra genérica do modelo tridimensional de barras

3.4 Quantificação das ações

No cálculo estrutural devem ser consideradas todas as ações que se prevê atuarem na estrutura ao longo do seu período de vida útil e que irão produzir efeitos significativos na mesma (Kimura, 2007). Para o caso em estudo, as ações consideradas são as ações permanentes e ações variáveis (sobrecarga rodoviária, sobrecarga nos passeios, sismo e vento).

As ações permanentes estão presentes na estrutura desde o início ao fim da sua vida útil, ou seja, são aqueles que “entram e ficam para sempre”. As ações variáveis são aquelas que atuam durante um certo período limitado da vida da estrutura.

3.4.1 Ações permanentes

No projeto deste viaduto, as ações permanentes consideradas são as seguintes:

- O peso próprio (PP) do betão armado e pré-esforçado é considerado com o peso volúmico $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;
- Nas restantes cargas permanentes (RCP) consideram-se o betuminoso do pavimento, $0,12 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,88 \text{ kN/m}^2$, numa largura de **14,5 m** correspondente à faixa de rodagem; e a carga por passeio, incluindo enchimento e revestimento, guarda de segurança, guarda corpos, viga de bordadura e lancil igual a **12,65 kN/m**.

Assim, o peso total do tabuleiro é dado por:

$$G_t = [(10,4 \times 25) + (2,88 \times 14,5) + 2 \times 12,65] \times 185 = \mathbf{60506,10 \text{ kN}}$$

onde:

$$A_{\text{secção}} = \mathbf{10,4 \text{ m}^2};$$

O comprimento total do tabuleiro é de **185 m**.

O peso da metade superior dos pilares, usado para análise sísmica, é dado por:

$$G_p = \gamma \times \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} \times 4 \times (12,5 + 25) = \mathbf{11781,00 \text{ kN/m}}$$

onde:

- \varnothing diâmetro dos pilares $\varnothing = 2 \text{ m}$;
 γ peso volúmico do betão $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Note-se na expressão do cálculo do peso dos pilares com altura igual à metade superior dos pilares a considerar para o cálculo sísmico, corresponde a oito pilares com alturas de 25 m e 50 m.

3.4.2 Ação de sobrecargas rodoviárias e passeios

A análise quantitativa da sobrecarga rodoviária deve ser feita no modelo numérico que melhor se aproxima do comportamento real do viaduto e para o fim desejado. Assim, antes de se iniciar o processo de aplicação das ações e de análise dos esforços, deve-se ponderar qual será o modelo numérico mais simples e que melhor se enquadra nas pretensões do projetista. Por exemplo, para se escolher o modelo numérico mais simples para análise dos momentos fletores nas vigas longitudinais quando as ações são simétricas, é aplicada uma força de 620 kN a meio de cada viga pré-esforçada do tabuleiro central (cada carga equivale ao peso de um tanque de guerra ‘Leopard-2A6’) num modelo de grelha tal como como indicado na Figura 3.10. O momento de inércia das duas vigas pré-esforçadas é reduzido a 40% de forma a reproduzir fendilhação do betão (Menn, 1990). Observa-se na Figura 3.10 que as distribuições dos momentos fletores nas vigas pré-esforçadas dos modelos (4144,10 kN.m e -1926,18 kN.m).

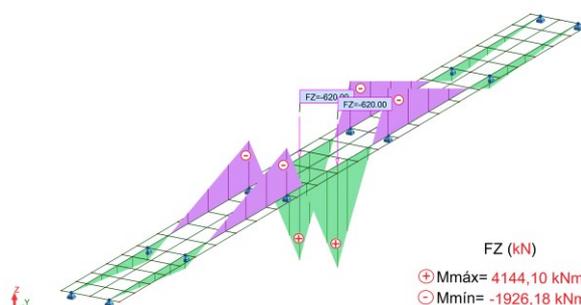


Figura 3.10 - Esforços provocados por carga verticais no modelo de grelha

Para validar os resultados do modelo de grelha é conveniente verificar os esforços no modelo plano de barras, que é mais simples, e possibilita uma visão crítica e sensível da estrutura. A Figura 3.11 mostra os valores dos momentos fletores no modelo plano de barras provocados por uma carga pontual de 620 kN a meio vão do tabuleiro central.

Constata-se na Figura 3.11, que apesar do modelo plano de barras ser extremamente simplista, os momentos fletores são próximos do modelo de grelha. Isto comprova que, os resultados dos modelos mais simples são fundamentais para ajudar-nos a validar os resultados de modelos mais complexos.

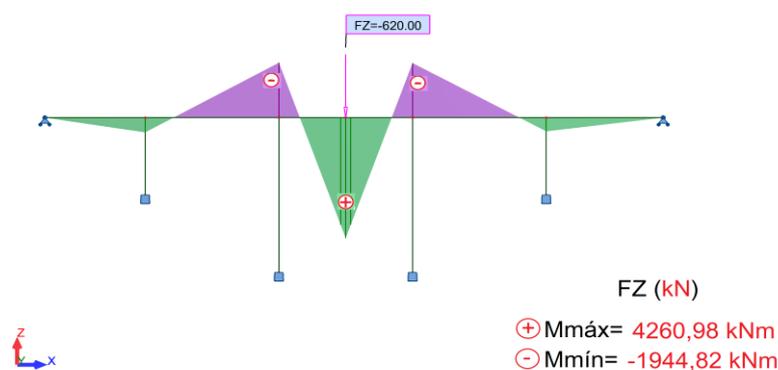


Figura 3.11 - Validação dos esforços do modelo de grelha com o modelo plano de barras

A quantificação dos modelos de sobrecarga rodoviárias regulamentares a aplicar no modelo de grelha é feita através da *hipótese de equivalência de carga*, ou seja, a sobrecarga rodoviária posicionada no tabuleiro é substituída pelas reações que a mesma provoca nos apoios, como ilustra a Figura 3.12 (Hambly, 1990, p. 147).

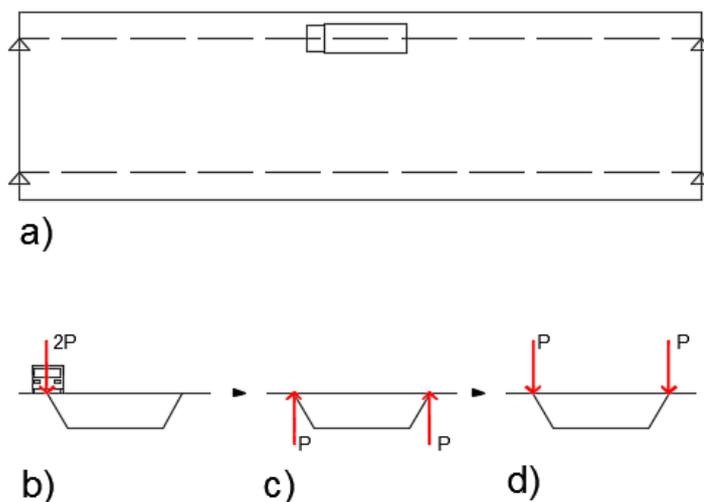


Figura 3.12 - Equivalência da sobrecarga rodoviária (Hambly, 1990)

Na Figura 3.12, a) e b) representam o posicionamento da sobrecarga nas vigas pré-esforçadas do tabuleiro, c) as reações nos apoios e d) posicionamento das cargas equivalentes. O objetivo principal das cargas equivalentes é de avaliar os esforços internos que as mesmas produzem em condições semelhantes à respetiva sobrecarga rodoviária.

3.4.2.1 Regulamento de Segurança e Ações – RSA

A quantificação da ação da sobrecarga rodoviária preconizada pelo RSA para o modelo numérico de grelha ilustra-se na Figura 3.13, representando o posicionamento das cargas equivalentes nas vigas pré-esforçadas, idealizada no sentido transversal do tabuleiro.

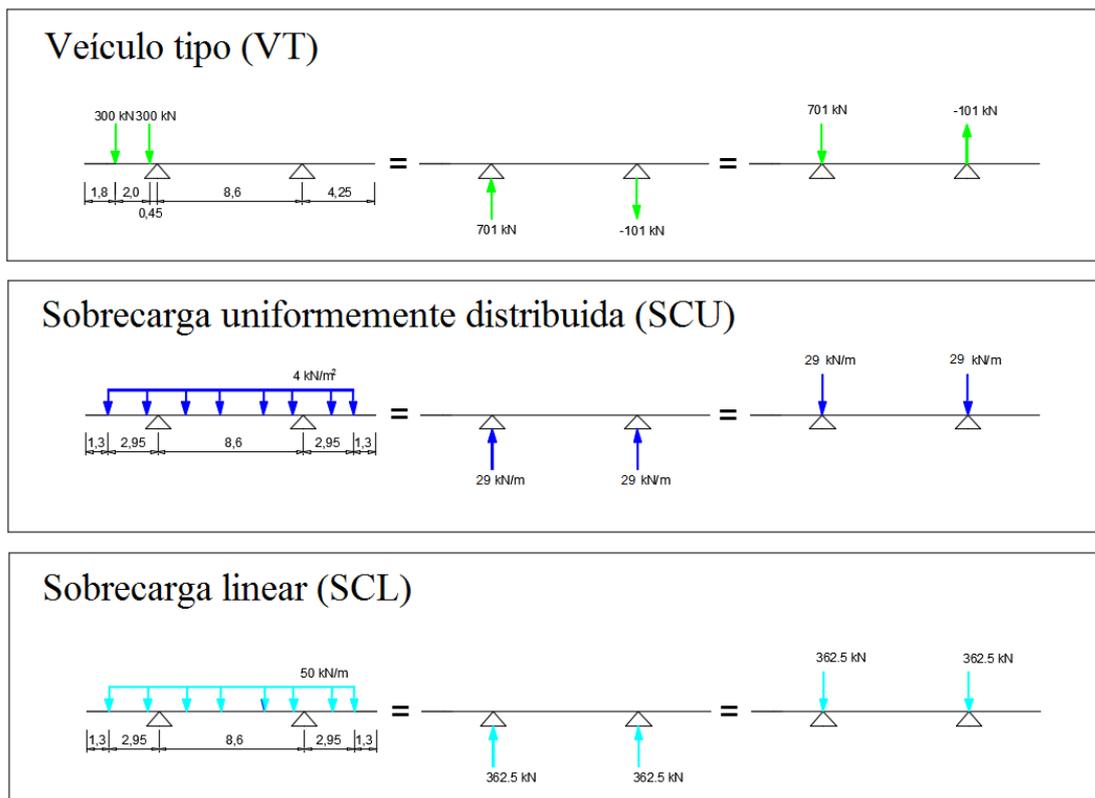


Figura 3.13 - Cargas equivalentes dos modelos de sobrecargas rodoviárias do RSA

O veículo tipo é posicionado na via nominal de 3 m de acordo com o EC, para poder comparar os esforços nas vigas pré-esforçadas nas mesmas condições de posicionamento de cargas entre RSA e o EC.

Relativamente à sobrecarga nos passeios, q_{fk} , considera-se para cada passeio, uma sobrecarga de 3 kN/m^2 . A Figura 3.14 ilustra o posicionamento da sobrecarga nos passeios e as respetivas cargas equivalentes.

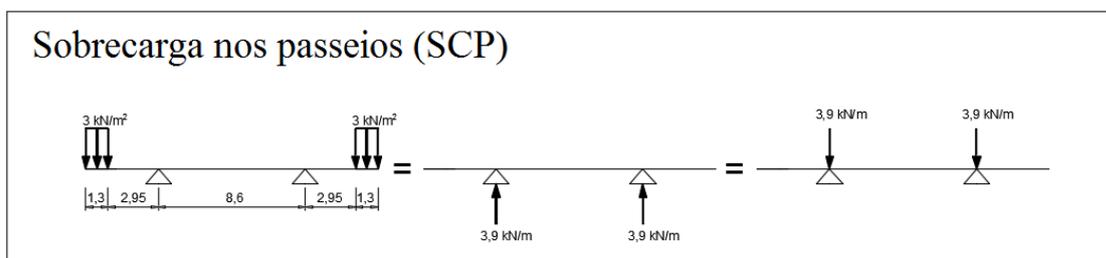


Figura 3.14 - Cargas equivalentes da sobrecarga no passeio, q_{fk} , pelo RSA

A força de frenagem (ou de arranque) é analisada no modelo tridimensional de barras. A força de frenagem de 30 kN/m da classe I é multiplicada pela largura da faixa de rodagem

de 14,5 m, originando uma resultante de 435 kN. A Figura 3.15 ilustra o posicionamento da força de frenagem, no sentido longitudinal do tabuleiro.

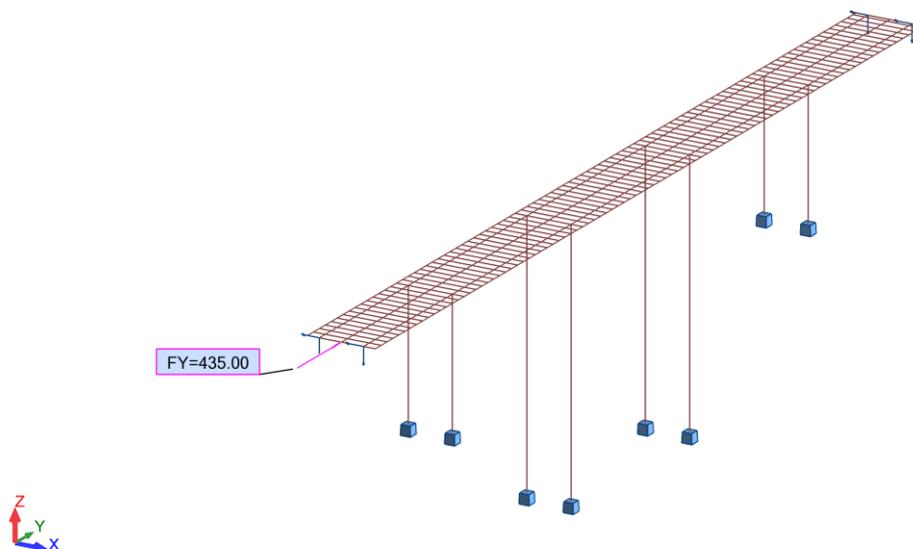


Figura 3.15 - Posicionamento da força de frenagem de acordo com o RSA [kN]

3.4.2.2 Eurocódigo – EC

O EC define o número de vias nominais para o posicionamento das sobrecargas rodoviárias através da expressão:

$$n_1 = \text{int} \left(\frac{14,5}{3} \right) = 4$$

O resultado corresponde a 4 vias nominais com larguras de 3 m que constituem 12 m da faixa de rodagem, restando 2,5 m que serve para outras vias.

O modelo de carga LM1 representa o modelo fundamental preconizado pelo EC e é constituído por um conjunto de cargas concentradas e distribuídas. A Figura 3.16 ilustra o posicionamento das cargas equivalentes nas vigas pré-esforçadas, idealizadas no sentido transversal do tabuleiro.

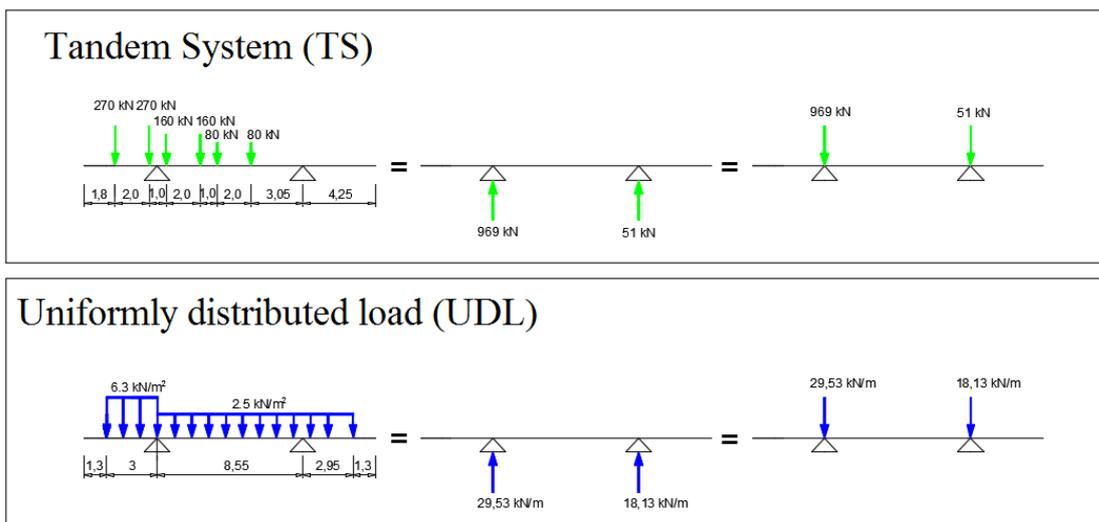


Figura 3.16 - Cargas equivalentes do LM1 pelo EC

Os valores das cargas do LM1 já estão afetados pelos seus respectivos coeficientes de ajuste, indicados no Quadro 2.5 para a classe II.

Relativamente à sobrecarga nos passeios, q_{fk} , o valor a considerar é de 5 kN/m^2 em cada passeio. A Figura 3.17 ilustra o posicionamento da sobrecarga nos passeios e a respetivas cargas equivalentes.

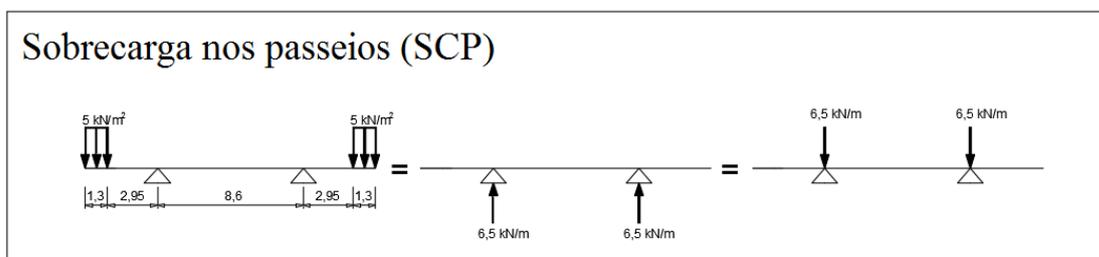


Figura 3.17 - Cargas equivalentes da sobrecarga nos passeios, q_{fk} , pelo EC

A força de frenagem (ou de arranque), analisada no modelo tridimensional de barras, aplica-se na totalidade da largura do tabuleiro e é dada por:

$$Q_{1k} = 0,6 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L$$

onde que $L = 185 \text{ m}$; $w_1 = 3 \text{ m}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$; $\alpha_{q1} = 0,7$; $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $\alpha_{Q1} = 0,9$.

Logo, a força de frenagem é dada por:

$$Q_{1k} = 0,6 \times 0,9 \times (2 \times 300) + 0,10 \times 0,7 \times 9 \times 3 \times 185 = 674 \text{ kN}$$

A Figura 3.18 ilustra o posicionamento da força de frenagem no sentido longitudinal do viaduto.

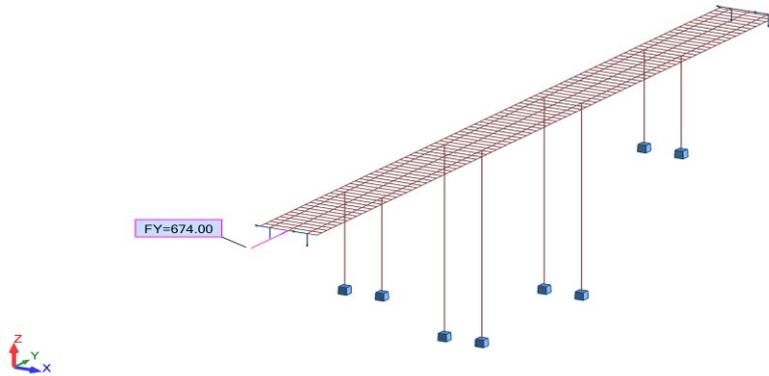


Figura 3.18 - Posicionamento da força de frenagem de acordo com o EC [kN]

3.4.3 Ação do vento

A ação do vento, F_w , varia em função da altura da estrutura, sendo que nas pontes tem um efeito significativo no tabuleiro e pilares. A aplicação da ação do vento no viaduto é feita no modelo tridimensional de barras, tal como ilustrado na Figura 3.19 através do posicionamento da ação do vento na direção transversal do viaduto.

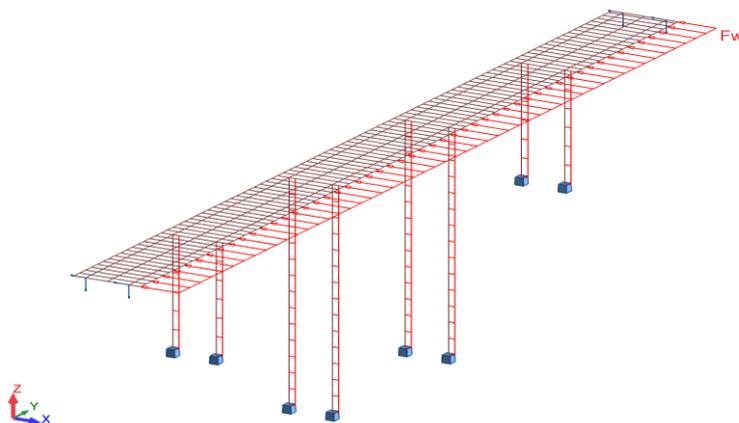


Figura 3.19 - Aplicação da ação do vento no tabuleiro e pilares [kN/m]

3.4.3.1 Regulamento de Segurança e Ações – RSA

A ação do vento determinada pelo RSA pode em geral ser considerada como atuando na direção horizontal, devendo no entanto admitir-se que pode ter qualquer sentido (RSA, 1983).

a) Ação do vento no tabuleiro

A força produzida pelo vento na direção mais desfavorável do tabuleiro é dada por:

$$F_w = \delta_f \times W \times A_{ref}$$

em que:

δ_f coeficiente de força;

W pressão dinâmica do vento [kN/m^2];

A_{ref} área de referência, relacionada com a superfície exposta [m^2].

O valor do coeficiente de força, δ_f , para o tabuleiro está indicado no quadro I-XII do RSA, assumindo que a forma da seção do tabuleiro é retangular, e é aproximadamente igual a $\delta_f = 1,2$.

A pressão dinâmica de pico obtém-se a partir do gráfico da Figura 2.8, entrando com os parâmetros da zona (Mirandela – zona A) e da rugosidade do terreno (rugosidade tipo II), tendo $W_k(h = 50 m) = 1,44 kN/m^2$.

A área de referência é determinada tendo em conta a atuação da força do vento sobre os veículos que circulam na ponte, ou seja, a área do tabuleiro é adicionada uma altura de 2,5 m, que representa a altura dos veículos, tendo que:

$$d = 3 + 2,5 = 5 m$$

Logo, a força produzida pela ação do vento na direção mais desfavorável (direção transversal) por metro de desenvolvimento do tabuleiro, é igual a:

$$F_w = 1,44 \times (1,2 \times 3 + 1,5 \times 2,5)$$

$$F_w = 11,00 kN/m$$

b) Ação do vento sobre o pilar

Para determinação do coeficiente de força do vento nos pilares definidos no Quadro I-XIII do RSA, e assumindo que a superfície do pilar circular é lisa, este é aproximadamente igual a $\delta_f = 0,6$.

Como a pressão dinâmica de pico varia em altura, e por simplificação, em média a pressão dinâmica de pico nos pilares é igual a $W_k(h = 25m) = 1,19 \text{ kN/m}^2$.

Tendo como diâmetro do pilar igual a $d = 2 \text{ m}$, tal como ilustrado na Figura 3.3, a força produzida pelo vento por metro de desenvolvimento do mesmo é:

$$F_w = 0,6 \times 1,19 \times 2$$

$$F_w = 1,43 \text{ kN/m}$$

3.4.3.2 Eurocódigo – EC

A metodologia utilizada para quantificação da ação do vento neste estudo, não abrange pontes com vão superior a 200 m (Eurocódigo 1 NP EN1991-1-4:2010).

a) Ação do vento no tabuleiro

A força do vento definida pelo EC atua em três direções no tabuleiro, sendo que aquela que proporcionar o efeito mais desfavorável será a condicionante para o dimensionamento.

a.1) Força na direção transversal (x)

A ação do vento na direção transversal do tabuleiro é calculada pela expressão:

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times c \times A_{ref,x},$$

em que:

ρ densidade do ar ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$);

v_b velocidade base do vento [m/s];

c coeficiente de força;

A_{ref} área de referência, relacionada com a superfície exposta [m²].

A velocidade base do vento para a região de Mirandela - zona A é determinada recorrendo a seguinte expressão:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

em que:

$$c_{dir} = 1,0;$$

$$c_{season} = 1,0;$$

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s (Quadro 2.8 – região de Mirandela – Zona A).}$$

Relativamente ao coeficiente de força, segundo a direção transversal do vento no viaduto, é determinada pela expressão:

$$c = c_e \times c_{fx} = \left(1 + \frac{7}{\ln \frac{z}{z_0}} \right) \times \left[0,19 \left(\frac{z_0}{0,05} \right)^{0,07} \times \ln \frac{z}{z_0} \right]^2 \times c_{fx} = 5,2$$

em que:

c_e coeficiente de exposição;

$z = 50 \text{ m}$ (altura máxima ao solo);

$z_0 = 0,05 \text{ m}$ (Quadro 2.7 categoria do terreno tipo: II);

$c_{fx} = c_{fx,0} = 1,5$ (Figura 2.11 – onde $\frac{b}{d_{tot}} = \frac{17,1}{(3+0,35)+2} = 3,2$).

Admite-se a categoria do terreno II do EC devido à sua aproximação com categoria do terreno II do RSA, visto que a real categoria do terreno que consta no projeto (categoria do terreno III) não tem correspondência com as categorias do terreno preconizado pelo RSA.

Relativamente à determinação do coeficiente c_{fx} , a referência $b = 17,1 \text{ m}$ representa a largura do tabuleiro e a altura $d_{tot} = d + d_1$ a considerar (descrita no Quadro 2.9), em que $d = 3 \text{ m}$ representa a altura do tabuleiro e $d_1 = 0,35 + 2$ representa a altura com guarda corpos fechado.

A área de referência tendo em consideração o tráfego rodoviário é determinada pela expressão:

$$A_{ref,x} = 3 + 2 = 5 \text{ m}^2/\text{m}$$

em que:

altura do tabuleiro = 3 m;

altura do veículo = 2 m.

Logo, a força produzida pela ação do vento na direção transversal (direção x), por metro de desenvolvimento do tabuleiro, é igual a:

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27^2 \times 10^{-3} \times 5,2 \times 5$$

$$F_{w,x} = 12,00 \text{ kN/m}$$

a.2) Força na direção ascendente/descendente (z)

A força produzida pelo vento ascendente/descendente é dada pela expressão:

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times c \times A_{ref,z}$$

em que:

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3;$$

$$v_b = 27 \text{ m/s}.$$

O coeficiente de força para a direção ascendente/descendente do vento no viaduto é determinado pela expressão:

$$c = c_e \times c_{f,z} = 3,12$$

em que:

$$c_e = 3,47;$$

$$c_{f,z} = \pm 0,9.$$

Área de referência (por metro de desenvolvimento do tabuleiro) é igual a $A_{ref,z} = 17,1 \text{ m}^2/\text{m}$.

Logo, a força produzida pelo vento na direção ascendente/descendente (direção z), por metro de desenvolvimento do tabuleiro é:

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27^2 \times 10^{-3} \times 3,12 \times 17,1$$

$$F_{w,z} = \pm 24,30 \text{ kN/m}$$

a.3) Força na direção longitudinal (y)

Para a força produzida pelo vento na direção longitudinal (direção y), considerando o tabuleiro maciço, tem-se:

$$F_{w,y} = 0,25 \times F_{w,x}$$

$$F_{w,y} = 0,25 \times 12,00$$

$$F_{w,y} = 3,00 \text{ kN/m}$$

b) Ação do vento no pilar

A força produzida pelo vento nos pilares é determinada pela expressão:

$$F_w = q_b \times c_e \times c_f \times A_{ref}$$

em que:

q_b pressão dinâmica de referência;

c_e coeficiente de exposição;

c_f coeficiente de força;

A_{ref} área de referência, relacionada com a superfície exposta [m^2].

A pressão dinâmica de referência é calculada através da seguinte expressão:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times 10^{-3} = 0,46 \text{ kN/m}^2$$

em que:

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3;$$

$$v_b = 27m/s.$$

O coeficiente de exposição até 3 m de altura é constante e igual a 1,64; para a altura máxima de 50 m é igual a 3,47. Logo, como o vento varia em altura, em média o coeficiente de exposição é igual a:

$$c_e(z_e) = \frac{(1,64 + 3,47)}{2} = 2,56$$

O coeficiente de força para o pilar de secção circular é determinado pela seguinte expressão:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda = 0,80$$

em que:

$c_{f,0}$ coeficiente de força;

ψ_λ coeficiente de efeito de extremidade (pilar maciço, $\psi_\lambda = 1,0$).

O coeficiente de força do vento para os pilares é de $c_{f,0} = 0,80$, determinado através da Figura 2.13, com os seguintes parâmetros:

$$k/b = 10^{-4} \text{ e o número de Reynolds } Re = \frac{b \times v(z_e)}{\vartheta} = 6 \times 10^6$$

em que:

b diâmetro do pilar ($b = 2,0 \text{ m}$);

k betão liso ($k = 0,2 \text{ mm}$);

$v(z_e)$ velocidade de pico à altura z_e ($v(50 \text{ m}) = \sqrt{c_e(z_e)} \times 27 = 43,2 \text{ m/s}$);

ϑ viscosidade cinemática de ar ($\vartheta = 15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

A área de referência do pilar é calculada, tendo em conta que a ação do vento atua por desenvolvimento do pilar, pela seguinte expressão:

$$A_{ref} = l \times b$$

em que:

l altura do pilar ($l = 1 \text{ m}$);

b diâmetro do pilar ($b = 2,0 m$).

Logo, a força produzida pelo vento por metro de desenvolvimento do pilar vem dada por:

$$F_w = 0,46 \times 2,56 \times 0,80 \times 2$$

$$F_w = 1,80 \text{ kN/m}$$

3.4.4 Ação sísmica

A quantificação da ação sísmica através dos espectros de resposta é realizada através das frequências próprias e dos modos de vibração do viaduto.

O modelo numérico e a seleção do número de graus de liberdade deverão ser adequados para representar a distribuição de rigidez e massa da estrutura, de tal forma que os modos de vibração significativos e as forças de inércia sejam adequadamente considerados no dimensionamento sísmico. Na generalidade dos casos é suficiente considerar dois modelos separados: um para modelar o comportamento na direção longitudinal e outro para modelar o comportamento na direção transversal. Note-se que geralmente não se considera a componente vertical na análise sísmica.

Para avaliar as frequências próprias, adotaram-se dois modelos numéricos, nomeadamente, o modelo numérico plano de barras e o modelo numérico tridimensional de barras. Ambos os modelos têm ligações monolíticas entre o tabuleiro e pilares. Na Figura 3.20 representa-se o 1º modo de vibração com a respetiva frequência própria, determinada através do modelo numérico plano de barras.

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

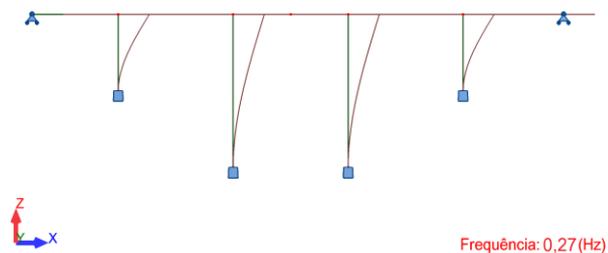


Figura 3.20 - 1º Modo de vibração do modelo plano, com frequência de vibração de 0,27 Hz

Note-se que o modelo numérico plano não permite a obtenção de modos de vibração transversal e de torção. Assim, representando-se da Figura 3.21 à Figura 3.23 os três primeiros modos de vibração do modelo numérico tridimensional de barras, com as respetivas frequências próprias.

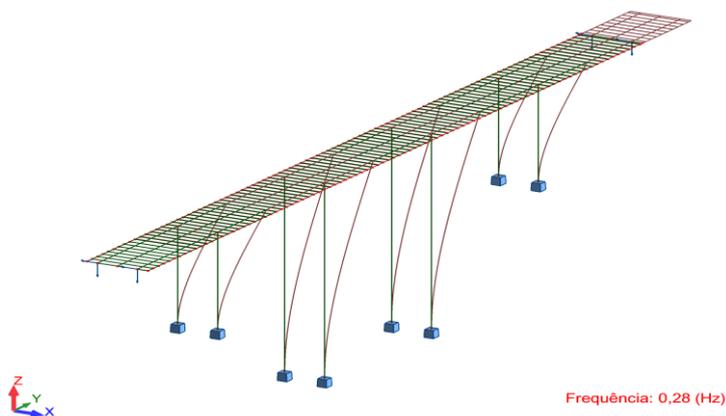


Figura 3.21 - 1º Modo de vibração do modelo tridimensional, com frequência de vibração de 0,28 Hz

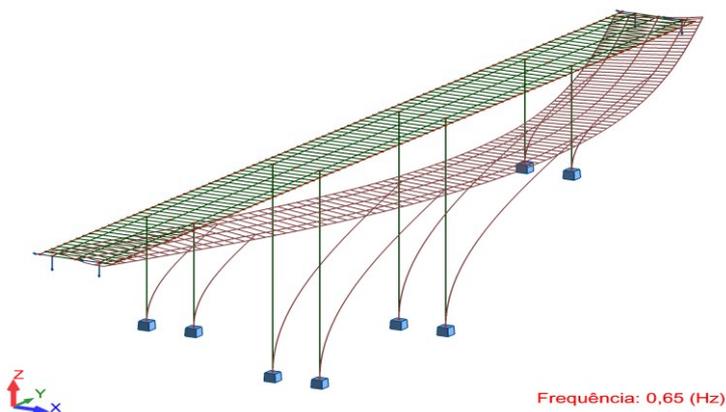


Figura 3.22 - 2º Modo de vibração do modelo tridimensional, com frequência de vibração de 0,65 Hz

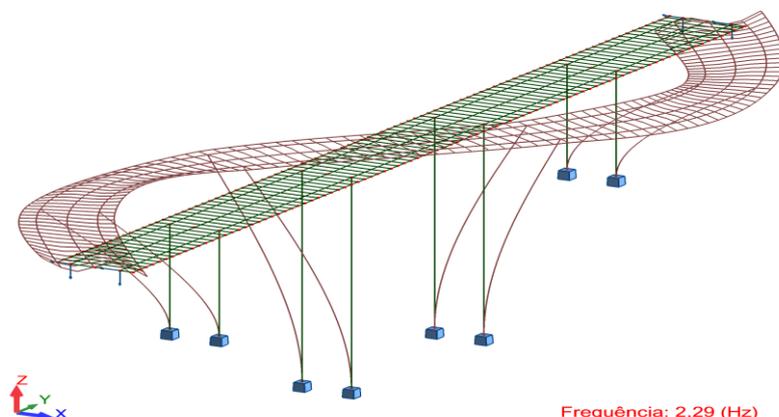


Figura 3.23 - 3º Modo de vibração do modelo tridimensional, com frequência de vibração de 2,29 Hz

Resumidamente, no Quadro 3.2 estão indicados as frequências próprias dos respetivos modos de vibração dos modelos numéricos adotados para análise sísmica do viaduto.

Quadro 3.2 - Frequências próprias de vibração dos modelos numéricos

Modelo numérico de barras	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]
Plano	0,27	-	-
Tridimensional	0,28	0,65	2,29

As frequências do 1º modo de vibração (modo de vibração fundamental), extraídas dos modelos numéricos, são verificadas analiticamente através da seguinte expressão, utilizando o princípio do modo fundamental, onde a massa é concentrada ao nível do tabuleiro e a rigidez da estrutura é calculada de acordo com os métodos de análise linear. Assim, a frequência é calculada da seguinte forma:

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{M}}$$

em que:

- M massa efetiva da estrutura [ton];
- k rigidez dos pilares [kN/m].

A massa efetiva da estrutura é determinada através da seguinte expressão:

$$M = \frac{G_t + G_p}{g} = 7368,72 \text{ ton}$$

em que:

- G_t peso do tabuleiro ($G_t = 60506,10 \text{ kN}$);
- G_p peso da metade superior dos pilares ($G_p = 11781,00 \text{ kN}$);
- g aceleração gravítica ($9,81 \text{ m/s}^2$).

Note-se que os valores dos pesos já foram determinados na secção das quantificações das ações permanentes.

Tendo em conta que a deformação do tabuleiro no plano horizontal é negligenciável comparando com os deslocamentos no topo dos pilares, a rigidez dos pilares ligados monoliticamente é dado pela seguinte expressão:

$$k = 3 \cdot E \cdot I \cdot \left(\frac{1}{25^3} + \frac{1}{50^3} \right) \times 4 = 23060,20 \text{ kN/m}$$

em que:

- E módulo de elasticidade ($E = 34 \text{ GPa} \rightarrow C35/45$);
- I inércia para pilar de secção circular ($I = \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} = 0,785 \text{ m}^4$);

Note-se que o diâmetro dos pilares é de 2 m e a altura dos pilares menores corresponde a 25 m e os maiores a 50 m.

Logo, a frequência de vibração do modo fundamental determinado analiticamente, é igual a:

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{23060,20}{7368,72}} = 0,28 \text{ Hz}$$

Constata-se que a frequência do 1º modo de vibração determinada analiticamente se assemelha com as frequências dos dois modelos numéricos; este resultado permite validar os modelos numéricos.

3.4.4.1 Regulamento de Segurança e Ações – RSA

Assumindo o princípio do modo fundamental na direção longitudinal, a força sísmica de dimensionamento pelo RSA pode ser determinada pela expressão:

$$F_{ed} = 1,5 \times \frac{M \times S_a \times \alpha}{\eta}$$

em que:

- M massa total da estrutura ($M = 6166,67 \text{ ton}$);
- S_a aceleração máxima (dada pelo espectros de resposta) [m/s^2];
- α coeficiente de sismicidade (zona D implica $\alpha = 0,3$);
- η coeficiente de comportamento ($\eta = 2$).

O valor 1,5 que aparece na expressão para o cálculo da força sísmica representa o coeficiente parcial que majora a força sísmica na sua combinação. (Tal como explicado no Capítulo 2, esta majoração permite uma comparação direta mais realista com os resultados do Eurocódigo.)

Os espectros de resposta estão ilustrados na Figura 2.16 para os parâmetros de entrada:

- Tipo de terreno (tipo I);
- Frequência de vibração ($f = 0,28 \text{ Hz}$);
- Coeficiente de amortecimento ($\xi = 5\%$).

Então, as acelerações espectrais extraídas dos espectros de resposta, para os dois tipos de sismos e referentes ao modo de vibração fundamental, são:

1º Modo (longitudinal) - $f = 0,28 \text{ Hz}$

$$S_a^1(f; \xi) = 0,298 \text{ m/s}^2$$

$$S_a^2(f; \xi) = 0,562 \text{ m/s}^2$$

Logo, a ação sísmica mais desfavorável do modo fundamental de vibração do viaduto é dada por:

$$F_{ed} = 1,5 \times \frac{6166,67 \times 0,562 \times 0,3}{2}$$

$$F_{ed} = 779,78 \text{ kN/m}$$

3.4.4.2 Eurocódigo – EC

A ação sísmica de dimensionamento pelo EC é determinada pela expressão:

$$F_{ed} = M \times S_d$$

sendo que:

M massa total da estrutura ($M = 6166,67 \text{ ton}$);

S_d aceleração máxima de cálculo (dada pelo espectros de resposta) [m/s^2].

A expressão para determinação do espectro de resposta de cálculo consta na secção 2.5.2.2, sendo a caracterização da ação dada pelos seguintes parâmetros:

- Período de vibração ($T = 3,57 \text{ s}$);
- Zona sísmica 1.6, $a_{gr} = 0,35 \text{ m/s}^2$; zona sísmica 2.5, $a_{gr} = 0,8 \text{ m/s}^2$;
- Coeficiente de comportamento $q = 2$ (considera-se o mesmo do RSA, por questões de comparação);
- Coeficiente de amortecimento $\xi = 5\%$ (estrutura de betão armado);
- Solo tipo A;
- Classe de importância II - $\gamma_I = 1,0$.

Então, as acelerações espectrais extraídas dos espectros de resposta, para os dois tipos de sismos e referentes ao modo de vibração fundamental, são:

1º Modo (longitudinal) - $T = 3,57 \text{ s}$

$$S_d^1(T) = 0,07 \text{ m/s}^2$$

$$S_d^2(T) = 0,16 \text{ m/s}^2$$

Logo, a ação sísmica mais desfavorável do modo fundamental de vibração do viaduto é dada por:

$$F_{ed} = 0,16 \times 6166,67$$

$$F_{ed} = 986,67 \text{ kN/m}$$

3.5 Quantificação e combinação dos esforços

A análise quantitativa dos esforços na estrutura originada pela aplicação das ações é uma etapa fundamental durante o processo de verificação da segurança, pois são os mesmos que serão usados mais tarde na fase de dimensionamento estrutural. É neste momento que se observa como a estrutura realmente se comporta, permitindo assim tirar conclusões acerca do comportamento estrutural, bem como validar alguns pressupostos admitidos em fase de conceção estrutural (Kimura, 2007).

Na vida real, dificilmente uma estrutura estará sujeita à aplicação de apenas uma ação isolada. Estará sim, submetida à atuação de várias ações em simultâneo. Por exemplo, a ação do vento não atua na estrutura sem que o seu peso próprio esteja atuando simultaneamente (Kimura, 2007). Isto significa que a estrutura precisa existir para o vento atuar. Por esta razão, é necessário combinar as ações de forma adequada, pois a estrutura precisa de ser projetada para atender a diversas combinações de ações, de modo que o efeito mais desfavorável possível sobre a estrutura seja tido em conta no dimensionamento estrutural.

3.5.1 Quantificação dos esforços característicos

A ação a aplicar na estrutura é a mesma que efetivamente se aplica no modelo numérico adotado (grelha e barras), gerando esforços nos tabuleiros, pilares e fundações. Em fase de quantificação dos esforços é necessário escolher o melhor modelo para o tipo de esforço interno (esforço normal, corte, momento fletor e torsor) pretendido e para a finalidade do mesmo na fase de dimensionamento.

3.5.1.1 Esforços no tabuleiro

Os diagramas de momentos fletores originados pelos modelos de sobrecargas rodoviárias do RSA e do EC estão indicados Figura 3.24, onde as cargas equivalentes das sobrecargas rodoviárias são aplicadas a meio das vigas pré-esforçadas do tabuleiro central do modelo de grelha.

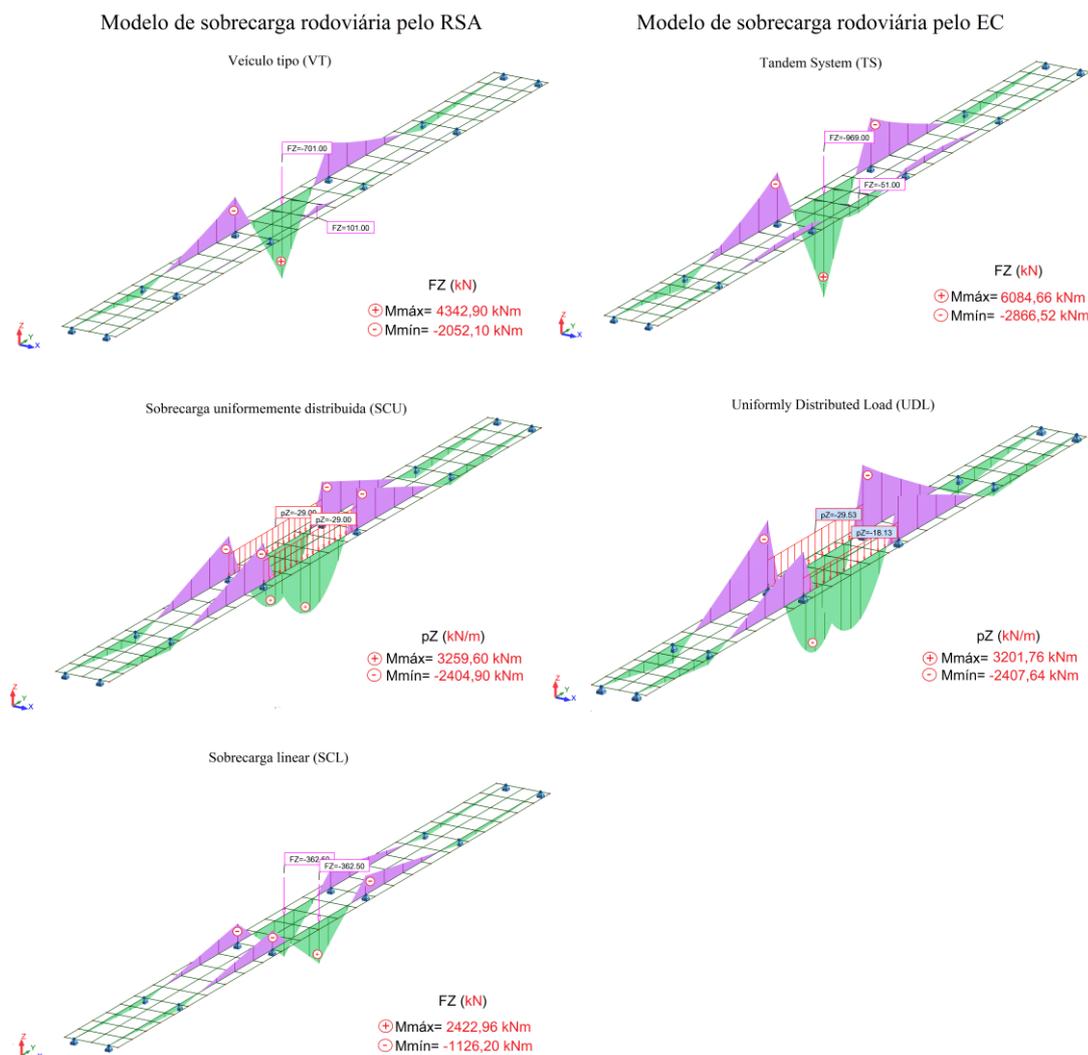


Figura 3.24 - Comparação dos diagramas de momentos fletores das sobrecargas rodoviárias de acordo o RSA e com o EC

Pelo formato dos diagramas é possível afirmar que os momentos fletores possuem uma configuração esperada, isto é, quando a sobrecarga é aplicada ao meio vão de uma das vigas, surgem momentos fletores positivos a meio vão e momentos fletores negativos sobre os apoios intermédios.

Relativamente aos diagramas de momentos fletores originados pelas sobrecargas nos passeios, indicados na Figura 3.25, constata-se tal como esperado que estes têm o comportamento semelhante aos modelos de sobrecargas rodoviárias, alterando os valores das cargas.

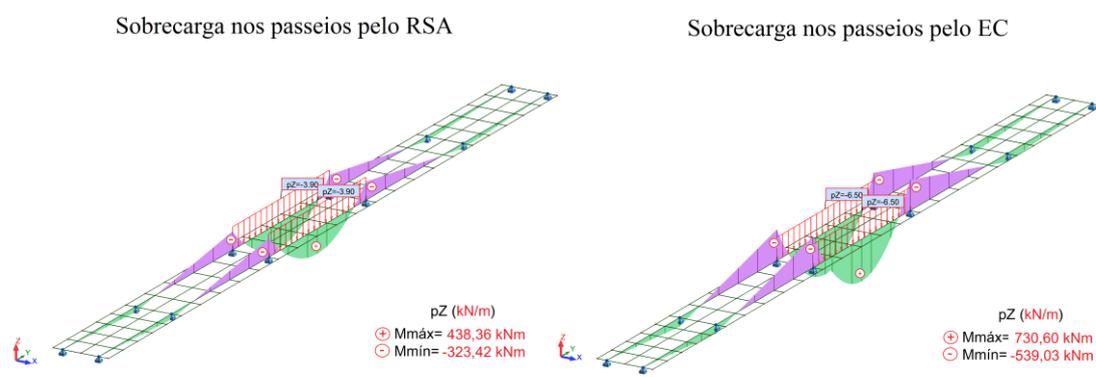


Figura 3.25 - Comparação dos diagramas de momentos fletores das sobrecargas nos passeios de acordo o RSA e com o EC

No Quadro 3.3 estão resumidos os valores dos momentos fletores característicos máximos, positivos e negativos, numa das vigas pré-esforçadas do tabuleiro central, provocados pelos modelos de sobrecarga rodoviária e passeios do RSA e do EC; adicionalmente, estão também resumidos os esforços característicos provocados pelas ações permanentes. Comparando os momentos negativos e positivos, preconizados pelos modelos de sobrecargas rodoviárias e passeios do EC em relação ao RSA, constata-se que para TS o momento negativo é mais gravoso cerca de 39,7% e o positivo é cerca de 40,1%, para o UDL o momento negativo é mais gravoso cerca de 0,1% e o positivo é menos 1,8 %, esta variação justifica-se pelo que as cargas equivalentes não são iguais para as duas vigas pré-esforçadas, redistribuindo os esforços de forma diferente; relativamente aos passeios, o momento fletor negativo e positivo são mais gravosos em cerca de 66,7%.

Quadro 3.3 - Momentos fletores característicos máximos positivos e negativos da viga pré-esforçada do tabuleiro central

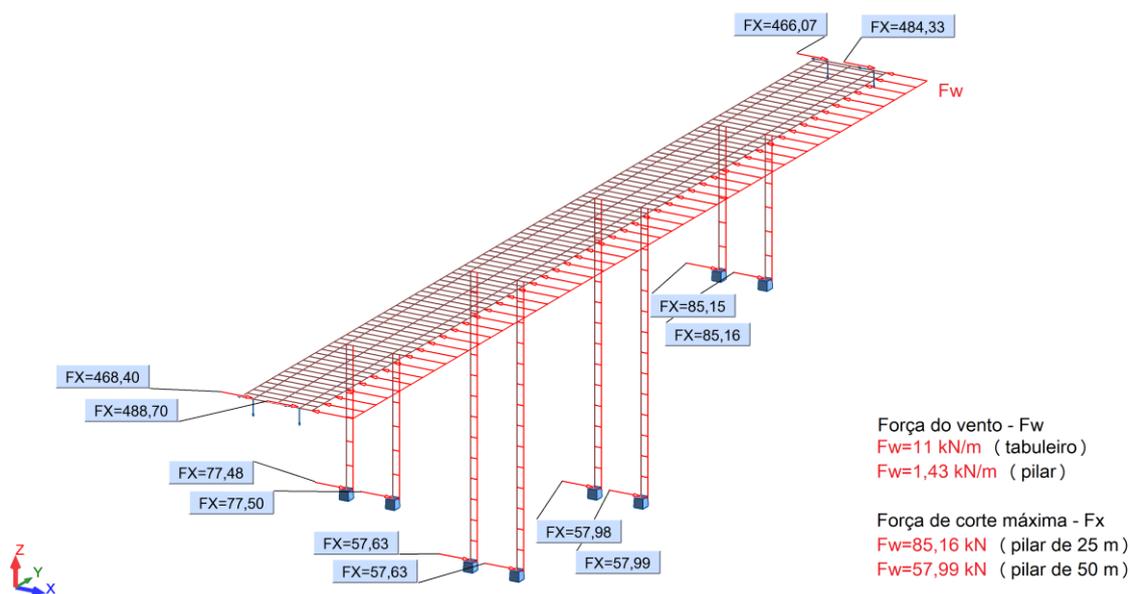
Ação	Regulamento		M_{sk}^{apoio} (kNm)	$M_{sk}^{vão}$ (kNm)
Permanente	RSA/EC	PP	-16735,20	8154,58
		RCP	-4405,20	2147,07
Sobrecarga rodoviária	RSA	VT	-2052,10	4342,90
		SCU	-2404,90	3259,60
		SCL	-1126,20	2422,96
	EC	TS	-2866,52 (+39,7%)	6084,66 (+40,1%)
		UDL	-2407,64 (+0,1%)	3201,76 (-1,8%)
Sobrecarga nos passeios	RSA		-323,42	438,36
	EC		-539,03 (+66,7%)	730,60 (+66,7%)

3.5.1.2 Esforços nos pilares

Em seguida é analisada a distribuição dos esforços de corte na base dos pilares e encontros do viaduto, causadas pelas ações do vento, do sismo e da frenagem.

A ação do vento, aplicada no sentido transversal do viaduto, provoca uma distribuição das forças nos pilares e encontros, tal como ilustrado na Figura 3.26. Observa-se que no modelo tridimensional de barras a rigidez dos pilares laterais e encontros é muito superior à dos restantes pilares, ocorrendo efeitos desfavoráveis na distribuição das forças, nomeadamente através da concentração de esforços nos elementos mais rígidos. Os encontros e os pilares laterais suportam maiores esforços de corte do que os restantes pilares, sendo esta uma das razões que justificam muitas vezes a utilização de aparelhos de apoio com elastómeros nos pilares curtos e nos encontros, com objetivo de uniformizar a rigidez lateral transversal e longitudinal. Como se pode verificar, existe uma clara diferença dos esforços de corte originadas pela ação do vento preconizadas pelo RSA e pelo EC. Constata-se que o esforço de corte máximo, causados pela ação do vento do EC na base do pilar de 50 m, são mais gravoso em 22,4 %.

Ação do vento pelo RSA



Ação do vento pelo EC

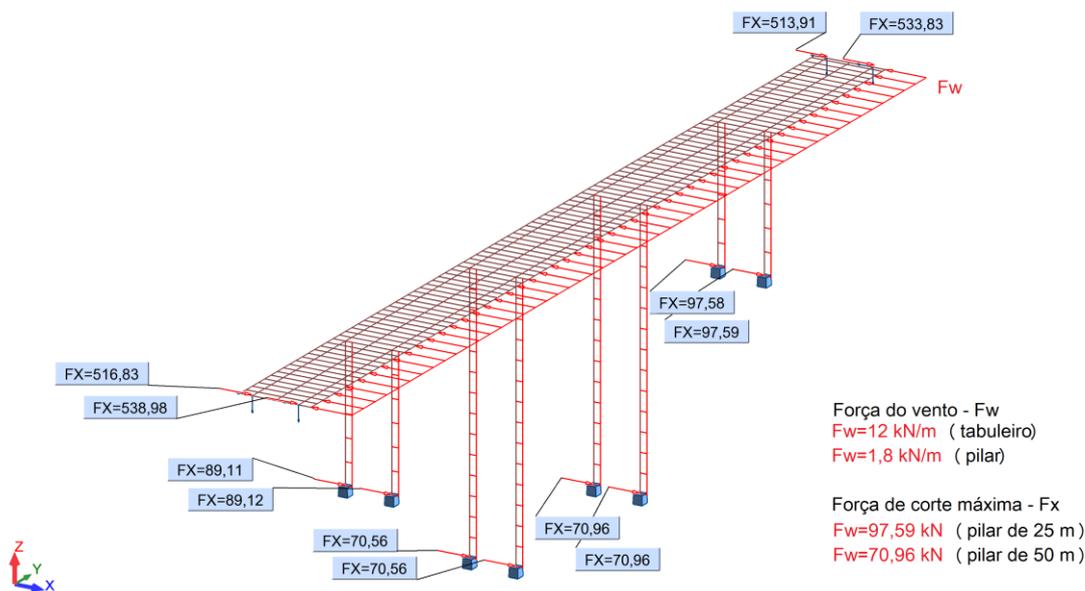


Figura 3.26 - Esforços de corte originadas pela aplicação da ação do vento

A ação sísmica a aplicar no sentido longitudinal do viaduto, através de forças sísmicas estáticas equivalentes, provoca esforços de corte na base dos pilares, tal como ilustra a Figura 3.27. Note-se que este método de análise é feito porque o comportamento dinâmico da estrutura

é assimilado a um sistema de um grau de liberdade, admitindo assim que a resposta sísmica é dominada pelo modo fundamental de vibração no sentido longitudinal.

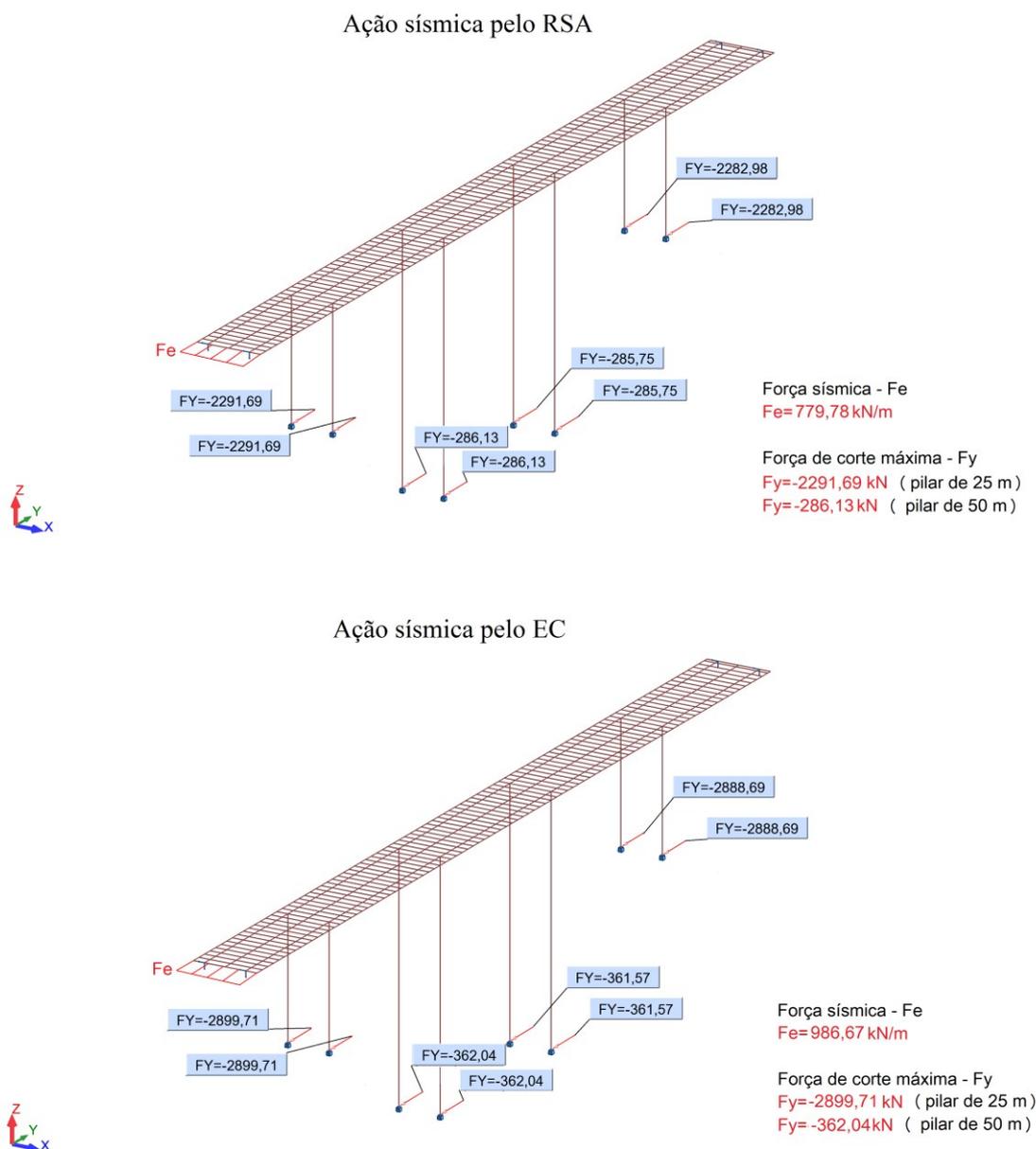


Figura 3.27 - Esforços de corte originadas pela aplicação da ação do sismo

Verifica-se na Figura 3.27 que a energia transmitida pelo sismo neste viaduto é absorvida pelos pilares, pois são os únicos elementos que contribuem para a rigidez longitudinal do tabuleiro. Apesar dos pilares terem o mesmo tipo de ligação ao tabuleiro (ligação

monolítica), os esforços de corte são bastante maiores nos pilares mais curtos devido à superior rigidez, comparativamente aos pilares mais altos.

No Quadro 3.4 estão resumidos os esforços de corte na base de um pilar de 50 m de altura, localizado no tabuleiro central do viaduto, para as ações do vento, sismo e frenagem. Comparando os esforços originados pelas três ações preconizadas no RSA e no EC, constata-se que os esforços característicos causados pelas ações do EC são mais gravosos em cerca de 22,4%, 26,5% e 55,0%, respetivamente, para as ações do vento, sismo e frenagem.

Quadro 3.4 - Esforços de corte na base de um pilar de 50 m

Ação	Regulamento	Direção	Esforços de corte (kN)
Vento	RSA	Transversal	57,99
	EC	Transversal	70,96 (+22,4%)
Sismo	RSA	Longitudinal	286,13
	EC	Longitudinal	362,04 (+26,5%)
Frenagem	RSA	Longitudinal	12,09
	EC	Longitudinal	18,74 (+55,0%)

De forma a permitir analisar os esforços normais em pilares, no Quadro 3.5 estão resumidos os resultados dos esforços normais de compressão na base de um pilar de 50 m de altura a considerar para combinação. Note-se que os valores dos esforços são retirados dos diversos modelos usados, isto é, os esforços normais das sobrecargas são retirados do modelo de grelha; ao invés, os esforços derivados das ações permanentes, o vento e o sismo são retirados do modelo tridimensional de barras. Comparando os esforços preconizados pelo EC em relação ao RSA, constata-se que o esforço de compressão pelo EC, nomeadamente, o esforço causado pelo UDL é mais gravoso em cerca de 1,8% e o TS em cerca de 38,2%; o esforço causado pela sobrecarga nos passeios é mais gravoso em cerca de 66,7%; pela ação do vento é mais gravoso em cerca de 10,8% e pela ação do sismo é mais gravoso em cerca de 26,5%.

Quadro 3.5 - Esforço de compressão num pilar de 50 m

Ação	Regulamento		N_k (kN)
Permanente	RSA/EC	PP	9061,99
		RCP	1403,99
Sobrecarga rodoviária	RSA	VT	701,00
		SCU	1160,00
		SCL	362,50
	EC	TS	969,00 (+38,2%)
		UDL	1181,20 (+1,8%)
Sobrecarga nos passeios	RSA	156,00	
	EC	260,00 (+66,7%)	
Vento	RSA	6,84	
	EC	7,58 (+10,8%)	
Sismo	RSA	47,67	
	EC	60,32 (+26,5%)	

Note-se que o esforço de compressão provocado pelo modelo de sobrecarga é considerado o efeito mais desfavorável, ou seja, a *carga equivalente* é aplicada no centro de rigidez do pilar, provocando a mesma carga na base do pilar mas com sinal diferente.

3.5.2 Combinação dos esforços

Apesar de os modelos numéricos estarem preparados para analisar os resultados de ações de forma isolada, torna-se importante interpretar os esforços internos no viaduto através da combinação de esforços das várias ações, uma vez que se observa ligeiras diferenças nas regulamentações ao nível dos coeficientes parciais de segurança.

Assim, a combinação ao estado limite último, dos momentos fletores máximos positivos e negativos na viga pré-esforçada do tabuleiro central, provocados pelos modelos de

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

sobrecarga do RSA e do EC estão indicados no Quadro 3.6. Nota-se que os modelos de sobrecargas (rodoviárias e passeios) são as únicas ações variáveis verticais a considerar no tabuleiro.

Quadro 3.6 - Comparação da combinação ao ELU dos momentos fletores na viga pré-esforçada do tabuleiro central

Ação base	Regulamento	Combinação ao ELU	M_{sd}^{apoio} (kNm)	$M_{sd}^{1/2vão}$ (kNm)
Sobrecarga rodoviária	RSA	$1,35 \cdot M_{Gk} + 1,5 \cdot (M_{SCU+SCL} + 0.6 \cdot M_{SCP})$	-34127,27	22825,59
	EC	$1,35 \cdot M_{Gk} + 1,5 \cdot (M_{TS+UDL} + 0.4 \cdot M_{SCP})$	-36774,20 (+8%)	28275,22 (+24%)

Note-se que no Quadro 3.6, a diferença em percentagem dos momentos fletores do EC em relação ao RSA são bastante significativas, nos apoios são mais 8% do que RSA e no meio vão são mais 24%.

As combinações ao estado limite último, dos esforços normais de compressão, na base de um pilar de 50 m de altura estão indicados no Quadro 3.7. Observa-se que os esforços normais de compressão característicos das respetivas ações são retirados do Quadro 3.5. Os esforços normais característicos da ação do sismo preconizado pelo RSA já foram anteriormente majorados pelo coeficiente parcial de segurança de 1,5 para poder confrontar com os esforços do EC. Em forma de resumo, na Figura 3.28 está ilustrada a comparação entre os regulamentos relativamente as combinações dos esforços normais de compressão na base de um pilar de 50 m.

TERZILDO SERAFIM DA CONCEIÇÃO ALVES DE CARVALHO
ESTUDO COMPARATIVO DA REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA E AÇÕES NACIONAL COM OS
EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS ATRAVÉS DE ESFORÇOS INTERNOS NUM VIADUTO

Quadro 3.7 - Comparação das combinações ao ELU dos esforços normais de compressão no pilar de 50 m

Ação base	Regulamento	Combinação ao ELU	N_{sd} (kN)
Sobrecarga rodoviária	RSA	$1,35 \cdot N_{Gk} + 1,5 \cdot (N_{SCU+SCL} + 0,6 \cdot N_{SCP} + 0,6 \cdot N_{Wk})$	16559,38
	EC	$1,35 \cdot N_{Gk} + 1,5 \cdot (N_{TS+UDL} + 0,4 \cdot N_{SCP} + 0,6 \cdot N_{Wk})$	17632,40 (+7%)
Vento	RSA	$1,35 \cdot N_{Gk} + 1,5 \cdot (N_{Wk} + 0,7 \cdot N_{SCU+SCL} + 0,6 \cdot N_{SCP})$	15878,36
	EC	$1,35 \cdot N_{Gk} + 1,5 \cdot (N_{Wk} + 0,75 \cdot N_{TS} + 0,40 \cdot N_{UDL} + 0,40 \cdot N_{SCP})$	16095,29 (+1,4%)
Sismo	RSA	$1,35 \cdot N_{Gk} + 1,5 \cdot N_{Ek} + 0 \cdot N_{SCU+SCL} + 0 \cdot N_{SCP}$	14176,74
	EC	$1,35 \cdot N_{Gk} + 1,0 \cdot N_{Ek} + 0 \cdot N_{UDL+TS} + 0 \cdot N_{SCP}$	14189,39 (+0,1%)

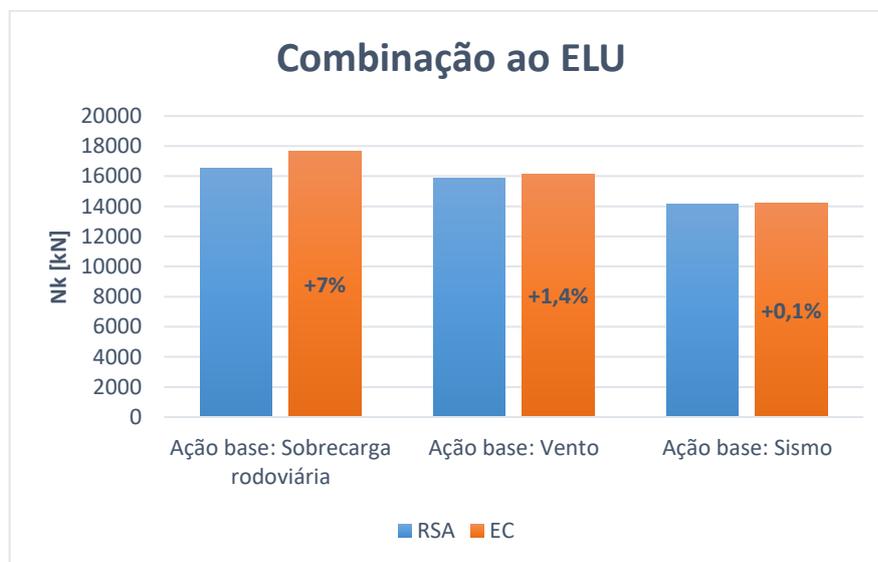


Figura 3.28 - Comparação das combinações dos esforços normais de acordo o RSA e com o EC

Através do Quadro 3.7, a combinação em que a ação de base é a sobrecarga rodoviária, tanto o RSA como o EC, consideram os mesmos coeficientes de majoração e de redução dos esforços, com exceção dos coeficientes de redução para os esforços nos passeios; constata-se que a combinação dos esforços de compressão em que a ação de base é a sobrecarga rodoviária, o EC é mais gravosa em 7% em relação ao RSA. Já a combinação em que ação base é o vento,

os regulamentos consideram os mesmos coeficientes de majoração dos esforços, mas diferentes nos coeficientes de redução, constatando que a combinação dos esforços de compressão em que ação base é o vento, o EC é mais gravoso e, 1,4% em relação ao RSA. Relativamente a combinação em que a ação base é o sismo, o RSA majora o esforço da ação sísmica em 1,5 e não considera o esforço da sobrecarga rodoviária nem dos passeios; já o EC, não majora o esforço sísmico e não considera os esforços das sobrecargas rodoviárias nem dos passeios. Assim, constata-se que a combinação dos esforços de compressão em que ação base é o sismo, o EC é apenas 0,1% mais gravosa em relação ao RSA. Este último tem uma diferença bastante reduzida porque os esforços das ações permanentes que são iguais entre os regulamentos, foram muito superiores que o esforço da ação sísmica, tornado quase insignificante para diferenciá-los com os esforços das ações permanentes.

Note-se que, aquando da quantificação das ações aplicadas no viaduto de acordo o RSA e o EC, observou-se que as mesmas eram claramente mais desfavoráveis para o EC. Contudo, após combinação dos esforços por elas provocadas, nota-se que os esforços de cálculo do EC são também mais desfavoráveis.

3.6 Conclusões

O modelo numérico perfeito é um mito, pois todos possuem limitações. Preliminarmente, deve-se encontrar o problema que precisa ser resolvido. Nem sempre o modelo mais sofisticado e abrangente é o mais indicado para ser utilizado em toda análise estrutural. Muitas das vezes é preferível recorrer a modelos numéricos simples, possibilitando uma visão ampla, mais crítica e sensível do comportamento da estrutura. Os esforços internos originados da aplicação das ações são distribuídos de acordo com a rigidez relativa entre os elementos que compõem a estrutura. Os esforços sempre tendem a emigrar para as zonas que possuem maior rigidez.

Além disso, as estruturas estão sujeitas a várias ações em simultâneo, por isso é necessário combinar as ações de forma adequada. Uma estrutura precisa ser projetada para atender a diversas combinações de ações de modo que os efeitos mais desfavoráveis sejam tidos em conta. A combinação ao estado limite último é alcançada quando a estrutura tem o seu uso

interrompido por um colapso parcial ou total. Trata-se de uma indesejável condição última, que leva à necessidade de se definir diversos coeficientes de segurança, de tal forma a evitar este tipo de situação.

Foram elaborados três modelos numéricos, nomeadamente um modelo plano de barras, um modelo de grelha e um modelo tridimensional de barras. O modelo de grelha foi usado para se obter os esforços internos no tabuleiro provocados pelas ações verticais perpendiculares ao mesmo. O modelo tridimensional foi usado para se obter os esforços nos pilares provocados pelas ações do vento, sismo e frenagem. O modelo plano de barras serviu, essencialmente, para validar os restantes modelos.

A comparação dos momentos fletores negativos e positivos, numa das vigas do tabuleiro tendo em conta a excentricidade de ações, preconizados pelos modelos de sobrecarga rodoviária e sobrecarga nos passeios do EC em relação aos do RSA, permitiu constatar algumas discrepâncias entre os esforços dos modelos de sobrecarga rodoviária dos dois regulamentos. Na combinação ao ELU em que ação base é a sobrecarga rodoviária, o momento fletor de cálculo do EC chega a ser 24% mais gravoso em relação ao momento fletor de cálculo do RSA. No entanto, nos passeios existe uma proporcionalidade entre os modelos dos regulamentos, constatando que os momentos fletores característicos negativo e positivo são mais gravosos em cerca de 66,7%.

A comparação dos esforços característicos de corte ao nível da base de um dos pilares com 50 m de altura, foi de grande interesse, porque notou-se as diferenças espectáveis para as ações do EC, isto é, os esforços são mais gravosos em relação aos do RSA em 22,4%, 26,5% e 55,0%, respetivamente, para as ações do vento, sismo e frenagem. No âmbito geral, através da combinação dos esforços normais de cálculo contactou-se que, quando a ação base é a sobrecarga rodoviária, o EC é mais gravoso 7%; quando ação base é o vento, o EC é mais gravoso 1,4%; e quando ação base é o sismo, O EC é mais gravoso em cerca de 0,1%. Este último tem uma diferença bastante reduzida porque os esforços das ações permanentes, iguais para ambos os regulamentos, foram muito maiores que o esforço da ação sísmica, tornando quase insignificante a contribuição dos esforços devido ao sismo na direção horizontal e longitudinal.

Capítulo 4 - Conclusões e desenvolvimentos futuros

Este capítulo tem como objetivo concluir os aspetos mais importantes abordados em cada capítulo da dissertação e também abordar os pontos de estudo que ficarão para desenvolvimentos futuros.

4.1 Conclusões

Esta dissertação constitui uma contribuição para melhor compreender as diferenças entre a regulamentação de segurança e ações portuguesa (RSA e REBAP) e a homologa europeia, nomeadamente os Eurocódigos Estruturais, aqui designados genericamente por Eurocódigo (EC), quanto às ações e suas combinações aplicadas em viadutos rodoviários de betão armado e pré-esforçado.

O Capítulo 1 serviu para fazer um enquadramento histórico de algumas pontes existentes em Portugal, bem como resumir o ponto de situação das regulamentações de segurança e ações para pontes; constatou-se que o RSA e o REBAP serão substituídos a muito curto prazo pelo EC. Também serviu para apresentar a organização da dissertação.

O Capítulo 2 serviu para fazer uma análise das semelhanças e diferenças dos critérios para quantificação das ações e verificação da segurança em pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado, segundo o RSA/REBAP e o EC (nomeadamente, o Eurocódigo 0, Eurocódigo 1 e Eurocódigo 8).

Relativamente aos modelos de sobrecargas rodoviárias, as diferenças residem, entre outras, nos valores das cargas e na composição dos veículos tipo ao nível do número de eixos, forma de aplicação e espaçamentos das rodas. Em virtude da dificuldade de fazer uma comparação direta dos modelos de sobrecargas do RSA com os do EC, de acordo com um estudo paramétrico realizado para uma ponte, com tabuleiro simplesmente apoiado, verificou-se para um vão de 60 m, que o momento fletor característico máximo provocado pela sobrecarga rodoviária do EC [EC1: LM1 (Classe 2)] é superior em cerca de 30% do que o momento fletor da sobrecarga condicionante do RSA [RSA (Classe I): SCU+SCL]. Quanto a sobrecarga no passeio, a sobrecarga uniformemente distribuída do EC é mais gravoso em cerca 66,7% em relação a do RSA.

A ação do vento de acordo o RSA e o EC assemelham-se nas formulações para as suas quantificações, tendo havido interesse comparar as suas pressões dinâmicas de pico. Em primeiro lugar, constatou-se que a categoria do terreno I do RSA corresponde, aproximadamente, à categoria do terreno IV do EC e a categoria II do RSA está compreendida entre categoria II e III do EC. Em segundo lugar, ao nível da quantificação das pressões tornou-se difícil fazer uma comparação direta, pois de acordo com o RSA apenas há duas categorias de terreno, ao invés de acordo com o EC há quatro categorias. No entanto, a título de exemplo, a uma altura de 120 m para a Zona A, verificou-se que a pressão dinâmica de pico mínima de todas as categorias de terreno do EC (condicionado pela categoria IV) apresenta uma pressão menor em 8% do que a mínima pressão dinâmica de pico do RSA (condicionada pela categoria do terreno I).

Na comparação da ação sísmica por espectros de resposta de acordo o RSA e o EC, destaca-se logo o facto de o EC propor zonamentos diferentes, consoante a ação sísmica considerada seja do tipo 1 ou tipo 2, em relação ao RSA; este último considera um único zonamento elaborado com base na ação sísmica afastada. De acordo com o estudo feito através dos espectros de resposta para zona de Lisboa, com o terreno tipo rocha e mesmo coeficiente de amortecimento, constatou-se que o EC e o RSA apresentam valores semelhantes para a ação sísmica afastada; no entanto, para a ação sísmica próxima, as acelerações espectrais do EC são ligeiramente menores do que as do RSA. Observe-se que para ter uma comparação mais direta e realista dos espectros de resposta do EC com os do RSA, em ELU, houve necessidade de majorar os espectros de resposta do RSA em 1,5.

As combinações das ações em ELU preconizadas pelo RSA e o EC têm bastantes semelhanças no tratamento das ações que se devem considerar no dimensionamento das estruturas e ligeiras diferenças ao nível dos coeficientes parciais de segurança. Por exemplo, para a combinação sísmica em ELU, o EC não majora a ação sísmica e no RSA esta é majorada por 1,5. No âmbito geral da combinação fundamental, onde a ação base é a sobrecarga rodoviária, a diferença entre os regulamentos encontra-se apenas ao nível da sobrecarga nos passeios, isto é, o RSA considera 60% das sobrecargas nos passeios; em contrapartida, o EC considera 40% das sobrecargas do passeio. Também é de realçar que o modelo fundamental de sobrecarga rodoviária do EC apresenta diferentes coeficientes de redução, Ψ_0 , para os submodelos; ao invés, o RSA apenas utiliza um único valor para os submodelos.

O Capítulo 3 foi desenvolvido essencialmente para colmatar a dificuldade de comparação direta das ações dos regulamentos encontrada no Capítulo 2. Através da aplicação num caso prático, nomeadamente num viaduto de betão armado e pré-esforçado, localizado na cidade de Mirandela, foi possível modelar o viaduto com diferentes modelos numéricos, aplicar as diversas ações, extrair esforços internos característicos e combiná-los, permitindo assim confrontar os resultados de acordo a aplicação do RSA/REBAP e do EC.

Foram elaborados três modelos numéricos, nomeadamente um modelo plano de barras, um modelo de grelha e um modelo tridimensional de barras. O modelo de grelha foi usado para se obter os esforços internos no tabuleiro provocados pelas ações verticais perpendiculares ao mesmo. O modelo tridimensional foi usado para se obter os esforços nos pilares provocados pelas ações do vento, sismo e frenagem. O modelo plano de barras serviu, essencialmente, para validar os restantes modelos.

A comparação dos momentos fletores negativos e positivos, numa das vigas do tabuleiro tendo em conta a excentricidade de ações, preconizados pelos modelos de sobrecarga rodoviária e sobrecarga nos passeios do EC em relação aos do RSA, permitiu constatar algumas discrepâncias entre os esforços dos modelos de sobrecarga rodoviária dos dois regulamentos. Na combinação ao ELU em que ação base é a sobrecarga rodoviária, o momento fletor de cálculo do EC chega a ser 24% mais gravoso em relação ao momento fletor de cálculo do RSA. No entanto, nos passeios existe uma proporcionalidade entre os modelos dos regulamentos, constatando que os momentos fletores característicos negativo e positivo são mais gravosos em cerca de 66,7%.

A comparação dos esforços característicos de corte ao nível da base de um dos pilares com 50 m de altura, foi de grande interesse, porque notou-se as diferenças espectáveis para as ações do EC, isto é, os esforços são mais gravosos em relação aos do RSA em 22,4%, 26,5% e 55,0%, respetivamente, para as ações do vento, sismo e frenagem. No âmbito geral, através da combinação dos esforços normais de cálculo contactou-se que, quando a ação base é a sobrecarga rodoviária, o EC é mais gravoso 7%; quando ação base é o vento, o EC é mais gravoso 1,4%; e quando ação base é o sismo, o EC é mais gravoso em cerca de 0,1%. Este último tem uma diferença bastante reduzida porque os esforços das ações permanentes, iguais para ambos os regulamentos, foram muito maiores que o esforço da ação sísmica, tornando quase insignificante a contribuição dos esforços devido ao sismo na direção horizontal e longitudinal.

Em conclusão, de acordo com o estudo desenvolvido e aos aspetos analisados, torna-se importante interpretar os esforços internos no viaduto através da combinação de esforços, uma vez que se observa ligeiras diferenças nas regulamentações tanto ao nível das ações como ao nível dos coeficientes parciais de segurança utilizados nas combinações de esforços.

4.2 Desenvolvimentos futuros

Na sequência do trabalho realizado, em que se procurou desenvolver mecanismos simples e eficientes para comparar as regulamentações portuguesas (RSA e REBAP) com a europeia - os Eurocódigos Estruturais, quanto às ações e suas combinações aplicadas num viaduto de betão armado e pré-esforçado, ficam abertos vários estudos para desenvolvimentos futuros; nomeadamente análise dos esforços do viaduto com modelos de elementos finitos de casca; consideração de outras ações como as variações uniforme e diferencial de temperatura, bem como os efeitos diferidos no betão - retração e fluência; e análise comparativa ao nível do dimensionamento orgânico de todos os elementos estruturais, nomeadamente as armaduras ordinárias e o pré-esforço.

Bibliografia

- Denton, S. (2010). *EN 1991 – Actions on Bridges*. Vienna: CEN/TC250 Horizontal Group - Bridges (JRC).
- Lopes, H. M. (2007). *Dissertação de Mestrado: Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado*. Lisboa: IST.
- APEB. (2008). *Guia para a utilização da norma NP EN 206-1 - A ESPECIFICAÇÃO DO BETÃO*. Lisboa: APEB - Associação de empresas portuguesas de betão pronto .
- Appleton, J. (2013). *Estruturas de Betão* (1ª ed.). Edições Orion.
- Azevedo, Á. F. (2003). *Método dos Elementos finitos*. Porto: FEUP.
- Azevedo, M. d. (10 de Outubro de 2016). *As Pontes do Porto - The Bridges of Porto*. Obtido de As Pontes do Porto: <https://web.fe.up.pt/~azr/pontes/>
- Betbeder-Matibet, J. (2008). *Seismic Engineering*. London and Hoboken: ISTE Ltd and John Wiley & Sons, Inc.
- Bouassida, Y., Bouchon, E., Crespo, P., Croce, P., Davaine, L., Denton, S., & al., e. (2012). *Bridge Design to Eurocodes - Worked examples*. (A. Athanasopoulou, M. Poljansek, A. Pinto, G. Tsionis, & S. Denton, Edits.) Luxembourg: JRC European Commission.
- Branco, H. A. (2013). *Dissertação de Mestrado: Colapsos de pontes: Lições aprendidas*. Lisboa: ISEL.
- Castanheta, M. (1985). *Curso sobre Estruturas de Betão Armado Sujeitas à ação dos sismos*. Lisboa: LNEC.
- Castro, T. L. (1984). *Iniciação ao cálculo de resistências*. Lisboa: CETOP.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering*. University of California at Berkeley: Prentice hall.
- Costa, A. (11 de Novembro de 2011). *OE - Seminário - Aplicação do Eurocódigo 8 ao Projeto de Edifícios*. Obtido em 25 de Março de 2016, de <http://www.ordemengenheiros.pt>

- Denton, S. (2010). *EN1990 – Basis of Design*. Vienna: CEN / TC250 Horizontal Group-Bridges Conveno (JRC).
- Eurocódigo 0 NP EN 1990:2009. (2009). *Bases para o projecto de estruturas*.
- Eurocódigo 1 EN 1991-2:2003. (2003). *Actions on Structures - Parte 2: General Actions - Traffic Loads on Bridges*.
- Eurocódigo 1 NP EN 1991-1-1:2009. (2009). *Ações em Estruturas - Parte 1-1: Ações Gerais - Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios*.
- Eurocódigo 1 NP EN1991-1-4:2010. (2010). *Ações em Estruturas - Parte 1- 4: Ações Gerais - Ações do Vento*.
- Eurocódigo 8 EN 1998 - 2: 2003. (2003). *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 2: Bridges*.
- Eurocódigo 8 NP EN 1998 - 1: 2010. (2010). *Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*.
- Eurocódigo 8 NP EN1998-1-1:2010. (2010). *Projecto de estruturas para resistências ao sismos - Parte 1-1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*.
- Falcão, M. J. (2014/2015). *Acetatos da Disciplina de Análise de Estruturas: Métodos dos elementos finitos aplicados à análise de estruturas*. Lisboa: ULHT.
- Farinha, J. S. (1994). *R.S.A Anotado (Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios E Pontes)*. Lisboa : cooptécnica / EPGE.
- Farinha, J., & Reis, A. (2000). *Tabelas Técnicas*. Lisboa: E.T.T.
- Figueiredo , E. (2015/2016). *Apontamentos da Disciplina de Estruturas Especiais* . Lisboa: ULHT.
- Figueiredo, E. J. (2014/2015). *Ação dos Sismos em Edifícios - Apontamentos da Disciplina:Engenharia Sísmica*. Lisboa: ULHT-FE.
- Figueiredo, E., Moldovan, I., & Marques, M. B. (2013). *Condition Assessment of Bridges:Past, Present and Future*. Lisboa: Universidade Católica Editora, Unipessoal, Lda.
- Filipe, J. C. (2012). *Estudo paramétrico da ação do vento em torres metálicas de telecomunicações, Dissertação de Mestrado* . Lisboa: ULHT.

- Gama, M. L. (2011). *Internacionalização de empresas de construção portuguesas: Análise dos factores de sucesso e da gestão de risco em mercados emergentes*. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa - UNL.
- Hambly, E. C. (1990). *Bridge Deck Behaviour*. E F N Spon.
- Henriques, A. (1998). *Segurança Estrutural*. Porto: FEUP.
- IPQ. (2016). *CT 115 - Eurocódigos Estruturais*. Obtido de Instituto Português da Qualidade: <http://www1.ipq.pt/PT/Normalizacao/ComissoesTecnicas/Pages/CT/CT115.aspx>
- IST. (s.d.). *Tabelas - Esforço e Flechas Elástica em Lajes*. Obtido em 2016, de <http://www.civil.ist.utl.pt>
- Jacinto, L. (2011). *Avaliação da Segurança de Pontes Existentes Abordagem Probabilística Bayesiana, Tese de Doutoramento*. Lisboa: FCT.
- Jacinto, L. (2013). *Bases para o projecto de estruturas segundo o EC0*. Lisboa: ISEL.
- Jacinto, L. (2014). *Acção do vento segundo o Eurocódigo 1 – Implicações do período de retorno especificado de 50 anos. Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*. Lisboa: JPEE 2014. LNEC.
- Jacinto, L. (2014). *Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1*. Lisboa: ISEL.
- K. Ingle, V., & G. Proakis, J. (2007). *Digital Signal Processing using MATLAB (2ª ed.)*. Canada: THOMSON.
- Kimura, A. E. (2007). *Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado: Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais*. São Paulo: PINI LTDA.
- Leet, K. M., Uang, C.-M., & Gilbert, A. M. (2008). *Fundamentals of structural analysis*. New York: McGraw-Hill.
- Leonardo da Vinci Pilot Project. (2005). *HANDBOOK 3-ACTION EFFECTS FOR BUILDINGS*. Aachen: Leonardo da Vinci Pilot Project.
- LNEC. (2016). *CT 115 – EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS*. Obtido de Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC: <http://www.lnec.pt>
- Lopes, M. (2008). *Sismos e Edifícios*. Lisboa: Edições Orion.

- Lusoponte. (10 de Outubro de 2016). *Lusoponte*. Obtido de Antecedentes:
https://www.lusoponte.pt/pvg_projecto_antecedentes.htm
- Marcus, M. (1993). *Matrices and Matlab: A Tutorial*. New Jersey: Prentice-Hall.
- Marques, F. (1 de Abril de 2016). *Tragédia na Índia: Investigação por homicídio na derrocada de viaduto em Calcutá*. (euronews) Obtido em 20 de Abril de 2016, de www.euronews.com.pt
- Martha, L. F. (2010). *Análise de Estruturas: Conceitos e Método Básico*. Rio de Janeiro: Elsevier Ltda.
- Menn, C. (1990). *Prestressed Concrete Bridges*. Basel. Boston. Berlin: Birkhäuser Verlag.
- NP EN ISO 9001 . (2008). *Sistemas de gestão da qualidade*.
- Nunes, M. A. (2014). *Dimensionamento de pontes rodoviárias de betão armado e pré-esforçado. Análise da regulamentação Nacional e Europeia, Tese de Mestrado*. Lisboa: UCP.
- P. Beer, F., E. J., & E. E. (2010). *MECÂNICA VETORIAL para ENGENHEIROS*. São Paulo: McGrawHill.
- P.E, T. E. (2007). *I-35W Bridge Collapse Investigation*. US Department of transportation, Federal Highway Administration.
- Pereira, O. J. (2005). *Disciplina de Análise de Estruturas II: Introdução ao Método de elementos finitos na análise de problemas planos de elasticidade*. Lisboa: IST.
- Pezeshpour, M., Duan, L., & Chung, P. (2015). *BRIDGE DESIGN PRACTICE - Volume I: Fundamentals and Superstructure Design*. State of California: Caltrans.
- Pietro Croce et al. (2010). *Guidebook 2 Design of Bridges (1ª ed.)*. (Pietro Croce, & University of Pisa, Edits.) Czech Republic: Czech Technical University in Prague,.
- Pina, C. (2012). Os Eurocódigos Estruturais: Estado da sua implementação em Portugal. *Seminário "Comportamento ao fogo de estruturas mistas aço-betão: nova metodologia de cálculo"*. Lisboa: LNEC.

- Primo, J., & Mateus, D. (2014). *Normas para a elaboração e apresentação de teses de Doutoramento; (Aplicáveis às dissertações, trabalhos de projeto e relatórios de estágio de Mestrado)*. Lisboa: ULHT - Reitoria .
- REBAP. (1983). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforço*. Porto: Porto Editora.
- Reis, A. J. (2006). *Folhas da Disciplina de Pontes*. Lisboa: IST.
- Rito, A. (5 de Maio de 2011). *A Nova ponte sobre o rio Catumbela, em Angola*. (Tektónica)
Obtido em 29 de Março de 2016, de <http://www.ordemengenheiros.pt>
- RSA. (1983). *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto: Porto Editora.
- Saraiva, M. F. (2013). *Efeitos estruturais das sobrecargas rodoviárias definidas nas normas mais utilizadas pela engenharia portuguesa em tabuleiros de betão de nervura única e em caixão, Dissertação de Mestrado*. Lisboa: FCT.
- Structurae. (10 de Outubro de 2016). *Tejo Ponte Rio*. Obtido de Structurae:
<https://structurae.net/structures/tagus-river-bridge>
- Vasconcelos, A. (2008). *Pontes dos Rios Douro e Tejo*. Lisboa: Ingenium Edições, Lda.
- Vortex Magazine. (10 de Outubro de 2016). Obtido de Vortex Magazine:
<http://www.vortexmag.net/as-7-pontes-mais-bonitas-de-portugal/>