



**Universidade Católica Portuguesa
Faculdade de Engenharia**

**Dimensionamento de Pontes Rodoviárias de Betão Armado e
Pré-Esforçado**

Análise da Regulamentação Nacional e Europeia

Maria Amélia de Oliveira Nunes

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

Júri

Prof. Doutor Manuel José Martinho Barata Marques (Presidente)

Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos

Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo (Orientador)

Março de 2014

Índice Geral

Índice Geral	i
Resumo	iii
Abstract	v
Agradecimentos	vii
Índice de Figuras	ix
Índice de Tabelas	xiii
Abreviaturas e Símbolos	xv
1. Introdução	1
1.1 Evolução da Regulamentação de Estruturas	1
1.2 Motivação para este Estudo	3
1.3 Ações de Tráfego Rodoviário	4
1.4 Objectivos desta Dissertação	4
2. Modelos de Dimensionamento de Tabuleiros Rodoviários	7
2.1 Introdução	7
2.2 Avaliação da Segurança Estrutural	8
2.2.1 Definição de Estados Limites	8
2.2.2 Níveis de Segurança Estrutural aos Estados Limites	9
2.2.3 Enquadramento da Avaliação da Segurança nos Regulamentos	10
2.2.4 Valores Característicos e de Cálculo	12
2.3 Combinação de Ações	15
2.4 Ação do Tráfego em Pontes Rodoviárias	17
2.4.1 Modelo de Sobrecarga Rodoviária do RSA.....	19
2.4.2 Modelo de Sobrecarga Rodoviária do EC1	22
2.5 Modelos de Cálculo de Armadura de Flexão e Esforço Transverso	26
2.5.1 Dimensionamento da Armadura de Flexão - REBAP vs EC2.....	27

2.5.2	Dimensionamento da Armadura de Esforço Transverso - REBAP	30
2.5.3	Dimensionamento da Armadura de Esforço Transverso – EC2	33
3.	Estudo Comparativo da Aplicação da Regulamentação num Tabuleiro	
	 Simplesmente Apoiado.....	37
3.1	Introdução.....	37
3.2	Factores de Influência nos Modelos de Sobrecarga	37
3.3	Comparação dos Efeitos dos Modelos do RSA e EC1.....	41
3.4	Conclusões.....	44
4.	Estudo Comparativo da Aplicação da Regulamentação em Tabuleiros	
	 Correntes.....	45
4.1	Introdução.....	45
4.2	Caracterização.....	46
4.3	Tabuleiro A – Laje Maciça de Betão Armado.....	48
4.4	Tabuleiro B – Laje Nervurada de Betão Armado Pré-Esforçado	54
4.5	Tabuleiro C – Laje Vigada de Betão Armado Pré-Esforçado	62
5.	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	67
5.1	Conclusões.....	67
5.2	Desenvolvimentos Futuros.....	69
6.	Referências Bibliográficas	71

Resumo

Os regulamentos portugueses atuais para o dimensionamento de pontes de betão armado e pré-esforçado - Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA) e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP), serão substituídos, a curto prazo, pelas normas europeias - Eurocódigos. O Eurocódigo 0 (EC0) - Bases de Projecto de Estruturas, Eurocódigo 1 (EC1) - Ações em Estruturas e o Eurocódigo 2 (EC2) - Dimensionamento de Estruturas de Betão Armado, apresentam algumas diferenças particulares em relação à regulamentação nacional em vigor, RSA e REBAP. Assim sendo, o principal objetivo desta dissertação passa por comparar o dimensionamento de pontes rodoviárias em betão armado e pré-esforçado usando as duas regulamentações, analisando a ação das sobrecargas (rodoviárias e passeios) e os modelos de cálculo das armaduras de flexão e de esforço transversal, bem como quantificando os esforços e respectivas armaduras.

Assim, e de forma sumária, esta dissertação começa com uma breve introdução ao tema da segurança estrutural, tal como descrito no RSA e EC0, através do posicionamento do método semi-probabilístico – Método dos Coeficientes Parciais, que considera de forma apropriada as incertezas associadas às variáveis que intervêm na caracterização das ações e na resposta estrutural. Posteriormente, são descritos, pormenorizadamente, os modelos de sobrecarga rodoviária em pontes previstos em cada regulamento, RSA e EC1, assim como a sua aplicação. Descreve-se também, de forma sucinta, os modelos de cálculo associados ao dimensionamento da armadura em flexão e esforço transversal segundo o REBAP e o EC2.

Em termos de análise estrutural, em primeiro lugar comparam-se e analisam-se os efeitos produzidos pelos modelos de sobrecarga regulamentares através de um breve estudo paramétrico e teórico num tabuleiro simplesmente apoiado. Em segundo lugar, e do ponto de vista numérico, é efectuado um estudo comparativo, usando três tabuleiros correntes de betão em Portugal. Este estudo permitiu quantificar e comparar os esforços nos tabuleiros resultantes da aplicação direta dos modelos acima referidos, bem como as armaduras ordinárias e de pré-esforço.

Palavras-Chave: Segurança Estrutural; REBAP; RSA; Eurocódigos; Sobrecarga Rodoviária; Pontes Rodoviárias.

Abstract

The Eurocodes will replace soon the current Portuguese codes for the design of reinforced concrete bridges, namely the *Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA)* and *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP)*. The Eurocode 0 (EC0), Eurocode 1 (EC1), and Eurocode 2 (EC2), Basis of Structural Design, Actions on Structures, and Design of Concrete Structures, respectively, show some particular differences in relation to national codes - RSA and REBAP. Therefore, the main objective of this dissertation is to study the concrete road bridge design from the point of view of the two different codes, by analyzing the action of live loads (traffic loads and footways) as well as the design models and amount of bending and shear reinforcements required.

Thus, this dissertation begins with a brief introduction to structural safety by standing the semi-probabilistic method - Method of Partial Safety Factors - that, appropriately, considers the uncertainties associated with the variables involved in the characterization of actions and the structural response. Then, it is described, in detail, the models of highway traffic loads provided in each code, namely RSA and EC0, as well as its implementation procedure. It also describes, briefly, the designing models for bending and shear reinforcement, according to REBAP and EC2.

In terms of structural analysis, firstly the effects produced by the traffic load models are exposed and analyzed, in a brief parametric and theoretical study, on a simply supported beam bridge. Secondly, from a numerical point of view, a comparative study is carried out using three typical concrete decks in Portugal. This study allowed us to quantify and compare the stresses on the decks resulting from direct application of live loads, as well as the amount of reinforcement and prestress needed.

Keywords: Structural Safety; REBAP; RSA; Eurocodes; Highway Traffic Loads; Highway Bridges.

Agradecimentos

O meu profundo agradecimento a todos os que me apoiaram, de forma direta ou indireta, na realização deste trabalho. Em particular:

- Ao meu orientador, Prof. Elói Figueiredo, pelos ensinamentos que me soube ministrar, sempre com a maior disponibilidade e dedicação, pela paciência e constante incentivo. Queria também agradecer pelos mais diversos ensinamentos partilhados, pelos assuntos debatidos e pela orientação enquanto Professor e enquanto Pessoa;
- Ao meu coorientador, Prof. António Perry da Câmara, pelo apoio, partilha de conhecimentos e pela ajuda na revisão desta dissertação;
- Aos meus amigos e colegas da faculdade, pelo apoio e compreensão prestados, pelo companheirismo e ajuda muitas vezes prestada. Agradeço principalmente o Tempo comigo partilhado, proporcionando muitos dos melhores momentos por mim vividos.
- A toda a minha família, nomeadamente ao meu pai, pelo carinho e apoio incondicional, tornando todo o meu projeto académico e pessoal possível.

Finalmente, um especial agradecimento à minha irmã, Leandra, pelo apoio, compreensão e encorajamento constante para o desenvolvimento deste trabalho.

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Evolução da rede de estradas em Portugal.	3
Figura 2.1 – Esquematização da verificação da segurança segundo o método dos coeficientes de segurança parciais.....	12
Figura 2.2 – Distribuição normal da resistência característica do betão.....	13
Figura 2.3 – Veículo-tipo segundo o RSA: em planta [5] (em cima) e em perfil longitudinal (em baixo) sobre um tabuleiro simplesmente apoiado.	19
Figura 2.4 – SDU e SCL segundo o RSA, em perfil longitudinal sobre um tabuleiro simplesmente apoiado.	20
Figura 2.5 – Simultaneidade de veículos-tipo a considerar, segundo o RSA, em função do número de vias por faixa de rodagem.	21
Figura 2.6 – Distribuição das sobrecargas em passeios.....	21
Figura 2.7 – Modelo (LM1) proposto pelo EC1 [9]. Dimensões e geometria dos veículos-tipo (dimensões em metros lineares).....	24
Figura 2.8 – Valor característico da sobrecarga no passeio.....	25
Figura 2.9 – Formas de rotura em vigas de betão-armado.....	27
Figura 2.10 – Distribuição rectangular de tensões.....	28
Figura 2.11 – Parâmetros para a determinação da largura efetiva do banzo segundo o REBAP e o EC2.	30
Figura 3.1 – Viga simplesmente apoiada sujeita a uma veículo-tipo de três eixos, para maximização do momento flector (em cima) e do esforço transversal (em baixo).....	38
Figura 3.2 – Influência da distribuição de carga total ($3Q$) por dois e três eixos, através da maximização dos momentos flectores e esforço transversal.....	39
Figura 3.3 – Influência do espaçamento entre eixos nos esforços.....	40

Figura 3.4 – Evolução do momento flector máximo para Q constante e diferente espaçamento entre eixos.....	40
Figura 3.5 – Evolução do esforço transversal máximo para Q constante e diferente espaçamento entre eixos.....	41
Figura 3.6 – Sobrecargas rodoviárias adoptadas para o caso em estudo.....	42
Figura 3.7 – Comparação do momento flector máximo a meio vão.....	43
Figura 3.8 – Comparação do esforço transversal máximo.....	43
Figura 4.1 – Geometria e dimensões da secção do Tabuleiro A.....	48
Figura 4.2 – Discretização adoptada para o modelo de cálculo do Tabuleiro A.....	48
Figura 4.3 – Esquema da aplicação do modelo de sobrecarga (valores característicos) do RSA.....	49
Figura 4.4 – Esquema da aplicação do modelo de sobrecarga (valores característicos) do EC1 – LM1.....	49
Figura 4.5 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores por cada uma das 14 barras (RSA).....	51
Figura 4.6 – Distribuição dos diagramas de esforço transversal por cada uma das 14 barras (RSA).....	51
Figura 4.7 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores por cada uma das 14 barras (EC1).....	53
Figura 4.8 – Distribuição dos diagramas de esforço transversal por cada uma das 14 barras (EC1).....	53
Figura 4.9 – Geometria e dimensões da secção do Tabuleiro B.....	55
Figura 4.10 – Discretização adoptada para o modelo de grelha do Tabuleiro B.....	55
Figura 4.11 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores em ELU por cada barra (RSA).....	59
Figura 4.12 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores em ELU por cada barra (EC1).....	59
Figura 4.13 – Distribuição dos diagramas de esforço transversal por cada barra (RSA).....	60

Figura 4.14 – Distribuição dos diagramas de esforço transversal por cada barra (EC1).....	60
Figura 4.15 – Geometria e dimensões da secção do Tabuleiro C.....	62
Figura 4.16 – Discretização adoptada para o modelo de cálculo do Tabuleiro C.	62
Figura 4.17 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores em ELU por cada barra (RSA).	64
Figura 4.18 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores em ELU por cada barra (EC1).	64
Figura 4.19 – Distribuição dos diagramas de esforço transversal por cada barra (RSA).	64
Figura 4.20 – Distribuição dos diagramas de esforço transversal por cada barra (EC1).....	65

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais: betão e aço (RSA e EC0).....	14
Tabela 2.2 – Valores característicos das cargas associadas ao modelo proposto pelo RSA.	20
Tabela 2.3 – Valores caraterísticos das cargas associados ao modelo proposto pelo EC1.....	24
Tabela 2.4 – Coeficientes de ajuste associados ao LM1.....	25
Tabela 3.1 – Esforços máximos produzidos pelos modelos em estudo, RSA e EC1.	43
Tabela 4.1 – Coeficientes de segurança usados no dimensionamento das secções.	47
Tabela 4.2 – Esforços característicos máximos, por metro linear, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no RSA.	50
Tabela 4.3 – Esforços característicos máximos, por metro linear, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no EC1.	52
Tabela 4.4 – Dimensionamento segundo os regulamentos portugueses e as normas europeias.....	54
Tabela 4.5 – Esforços característicos máximos, na nervura mais solicitada, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no RSA.....	56
Tabela 4.6 – Esforços característicos máximos, na nervura mais solicitada, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no EC1.....	56
Tabela 4.7 – Dimensionamento segundo os regulamentos portugueses e as normas europeias.....	61
Tabela 4.8 – Esforços característicos máximos, na viga mais solicitada, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no RSA.	63
Tabela 4.9 – Esforços característicos máximos, na nervura mais solicitada, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no EC1.....	63
Tabela 4.10 – Dimensionamento segundo os regulamentos portugueses e as normas europeias.....	65

Abreviaturas e Símbolos

Abreviaturas

EC0	Eurocódigo 0
EC1	Eurocódigo 1
EC2	Eurocódigo 2
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
LM1	Modelo de Sobrecarga 1
LM2	Modelo de Sobrecarga 2
LM3	Modelo de Sobrecarga 3
LM4	Modelo de Sobrecarga 4
PP	Peso Próprio
RCP	Restante Carga Permanente
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Ações
SC	Sobrecarga
SCL	Sobrecarga Linear
SDU	Sobrecarga Uniformemente Distribuída (RSA)
TS	<i>Tandem System</i> (veículos-tipo segundo o EC1)
UDL	Sobrecarga Uniformemente Distribuída (EC1)
VT	Veículo-tipo (RSA)

Símbolos

A	Área da secção
A_p	Área das armaduras de pré-esforço
A_s	Área da secção de armadura

$A_{s,min}$	Área mínima de armaduras
A_{sw}	Área de armadura de esforço transversal existente no comprimento s
a	Largura da superfície de contacto das rodas do veículo-tipo
b	Altura da superfície de contacto das rodas do veículo-tipo
b_{ef}	Largura efetiva da peça
b_w	Largura da alma
d	Altura útil da secção
e	Excentricidade do cabo de pré-esforço ao centro de gravidade da secção
F_c	Força de compressão no betão
F_p	Força de pré-esforço
F_s	Força no tirante no aço
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão resistente do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão resistente do betão à compressão
f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{puk}	Valor característico da resistência do aço das armaduras de pré-esforço
f_{pyd}	Valor de cálculo de cedência das armaduras de pré-esforço;
f_{syd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço (REBAP)
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço (EC2)
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
h_f	Altura do banzo
I	Momento de inércia da secção
L	Comprimento do vão do tabuleiro
l_0	Distância entre secções de momento nulo
$M_{c,qp}$	Momento fletor referente à combinação quase permanente das ações
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante (EC)

M_{sd}	Valor de cálculo do momento flector atuante (RSA)
Q	Carga transmitida por cada eixo do veículo-tipo
Q_{fwk}	Sobrecarga concentrada nos passeios segundo o EC1
Q_k	Valor característico da carga concentrada aplicada, por eixo, em cada via de cálculo
q_k	Valor característico da carga uniformemente distribuída aplicada em cada via de cálculo
q_1	Sobrecarga rodoviária uniformemente distribuída
q_2	Sobrecarga rodoviária linear (carga de “faca”)
q_{fk}	Sobrecarga uniformemente distribuída nos passeios
R_d	Valor de cálculo da resistência do material
R_k	Valor característico da resistência do material
R_m	Valor médio referente à resistência
S_d	Valor de cálculo da solicitação atuante
S_{Gik}	Esforço resultante da ação permanente, tomada com o seu valor característico
S_k	Valor característico da ação
S_m	Valor médio referente à ação
S_{Qjk}	Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação base, tomada com o seu valor característico
S_{Q1k}	Esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico
s	Espaçamento entre estribos
V_{ccd}	Valor de cálculo da componente de esforço transversal da força de compressão, no caso de um banzo comprimido inclinado
V_{cd}	Termo corretor da treliça de Morsch
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal atuante (EC)
V_{Rd}	Força resistente de cálculo

$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal
$V_{Rd,s}$	Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência
V_{Sd}	Valor de cálculo do esforço transversal atuante (RSA)
V_{td}	Valor de cálculo da componente de esforço transversal da força na armadura de tração, no caso de um banzo traccionado inclinado
V_{wd}	Resistência das armaduras de esforço transversal segundo a teoria de Morsch
v_1	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
v_i	Distância entre o centro de gravidade da secção e a fibra inferior
x	Profundidade do eixo neutro
w	Largura do tabuleiro
z	Braço do binário das forças interiores
α	Ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal com o eixo do elemento
α_{cw}	Coefficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
α_q	Coefficiente de ajuste referente às cargas uniformemente distribuídas
α_Q	Coefficiente de ajuste referente ao sistema de veículos-tipo
γ_c	Coefficiente parcial relativo ao betão
γ_f	Coefficiente de segurança relativo às ações
γ_g	Coefficiente de segurança relativo às ações permanentes
γ_m	Coefficiente de segurança relativo à resistência do material
γ_p	Coefficiente de segurança relativo ao pré-esforço
γ_q	Coefficiente de segurança relativo às ações variáveis
γ_s	Coefficiente parcial relativo ao aço
ϵ_c	Extensão do betão à compressão
ϵ_s	Extensão do aço

ε_{yd}	Valor de cálculo da extensão do aço
ρ	Taxa de armadura
ρ_w	Taxas de armaduras de esforço transversal
σ_{cp}	Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou ao pré-esforço
σ_i	Tensão normal na fibra inferior da secção
σ_s	Tensão máxima na armadura
τ_1 e τ_2	Valores de tensão tabelados (Quadros VI e VII, REBAP)
ψ	Coefficiente que quantifica as ações consoante a combinação e o estado limite

1. Introdução

Os atuais regulamentos portugueses para o dimensionamento de pontes de betão armado e pré-esforçado - Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA, 1983) e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP, 1983), serão substituídos a curto prazo pelas normas europeias - os Eurocódigos Estruturais. O Eurocódigo 0 (EC0), Eurocódigo 1 (EC1) e o Eurocódigo 2 (EC2), Bases de Projeto de Estruturas, Ações em Estruturas e Dimensionamento de Estruturas de Betão Armado, respectivamente, apresentam determinadas dissemelhanças em relação à regulamentação nacional atualmente em vigor - o RSA e o REBAP.

Em termos gerais, em relação à regulamentação nacional, observa-se que os Eurocódigos apresentam uma intensidade de sobrecarga rodoviária tendencialmente superior, coeficientes de segurança menos conservativos e maior capacidade de otimização do dimensionamento das armaduras.

Deste modo, e durante esta fase de transição de regulamentações, torna-se necessário analisar e perceber os efeitos que a implementação do novo regulamento europeu terá em relação à regulamentação atualmente em vigor em Portugal. Estas ilações são preciosas para ajudar os projetistas na definição de estratégias optimizadas de reforço ou reabilitação de pontes existentes e dimensionadas segundo a regulamentação nacional.

1.1 Evolução da Regulamentação de Estruturas

Com o intuito de superar os desafios subjacentes ao avanço tecnológico, sobretudo na evolução dos materiais e no surgimento de novas infraestruturas, a evolução da regulamentação de estruturas em Portugal, e na Europa em geral, desenvolveu-se no sentido de atualizar e suprimir lacunas que pudessem existir nas regulamentações precedentes. Desta forma, em 1990, foi atribuído ao Comité Europeu de Normalização a preparação de regulamentos europeus para a construção – os Eurocódigos Estruturais. Os Eurocódigos estão atualmente publicados num conjunto de Normas Europeias (*EN – European Standards*), nomeadamente:

- Eurocódigo 0 (EN 1990): Bases de projeto de estruturas;
- Eurocódigo 1 (EN 1991): Ações em estruturas;

- Eurocódigo 2 (EN 1992): Projeto de estruturas de betão;
- Eurocódigo 3 (EN 1993): Projeto de estruturas de aço;
- Eurocódigo 4 (EN 1994): Projeto de estruturas mistas aço-betão;
- Eurocódigo 5 (EN 1995): Projeto de estruturas de madeira;
- Eurocódigo 6 (EN 1996): Projeto de estruturas de alvenaria;
- Eurocódigo 7 (EN 1997): Projeto geotécnico;
- Eurocódigo 8 (EN 1998): Projeto de estruturas para resistência aos sismos;
- Eurocódigo 9 (EN 1999): Projeto de estruturas de alumínio.

Estes cobrem, em grande parte, a matéria regulamentada em Portugal pelo RSA, REBAP e Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE, 1986).

A elaboração dos Eurocódigos contou com a participação de vários Estados-Membros da União Europeia a fim de uniformizar os regulamentos a nível europeu. Em Portugal, esta tarefa foi coordenada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil. As versões portuguesas (Normas Portuguesas) dos Eurocódigos Estruturais, foram publicadas entre 1998 e 2007 com os respectivos Anexos Nacionais.

De uma forma geral, os Eurocódigos Estruturais são documentos de referência destinados a comprovar a analogia das obras de engenharia civil com requisitos essenciais estabelecidos na Diretiva dos Produtos de Construção, nomeadamente a resistência mecânica e estabilidade e segurança em caso de incêndio. Por outro lado, estes têm como objetivo consagrar uma base comum para a elaboração e execução de obras de construção assim como disposições devidamente concebidas para a prestação de serviços de engenharia [1]. Deste modo, os Eurocódigos constituem, no seu todo, uma evolução favorável e evidente, na medida em que complementam e aperfeiçoam a regulamentação nacional atualmente em vigor, tanto em Portugal como na generalidade dos estados membros da União Europeia. Adicionalmente, uma outra potencial mais valia desta transição passa pela facilidade de trocas de serviços de engenharia entre Estados-Membros, contribuindo assim para o aumento da competitividade internacional do sector da construção europeia. Observe-se que atualmente ainda estamos inseridos no período de transição entre a regulamentação portuguesa e as normas europeias.

1.2 Motivação para este Estudo

A expansão da rede rodoviária registada nas últimas décadas, nomeadamente ao nível das autoestradas, integra hoje grande parte do património público edificado, contribuindo para o aumento acentuado do tráfego rodoviário, quer em termos de número de veículos, quer em termos de peso bruto. A Figura 1.1 ilustra a evolução da rede de estradas nacionais classificadas, em geral, e da rede de autoestradas, em particular [2]. A figura mostra claramente um salto, na década de 90, provocado pela construção de uma rede massiva de autoestradas, impulsionado em parte pelos fundos estruturais provenientes da União Europeia.

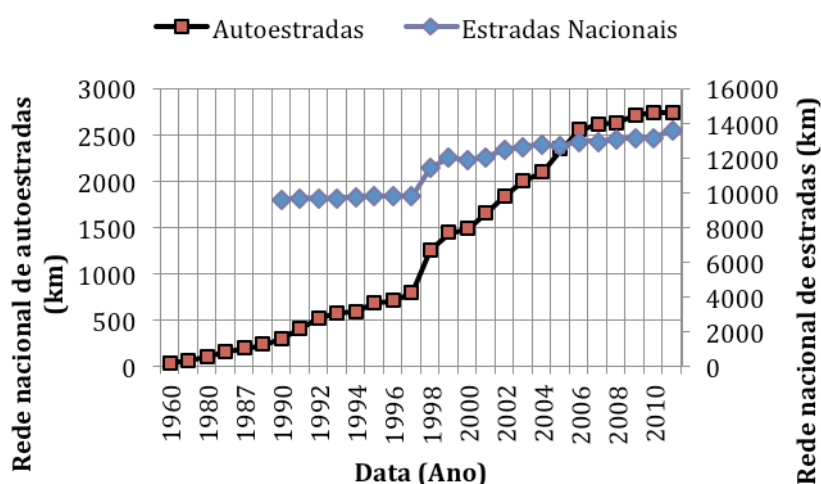


Figura 1.1 – Evolução da rede de estradas em Portugal.

Atualmente, e após duas décadas de grande crescimento na construção de autoestradas, começa-se a assistir a uma acentuada degradação da infraestrutura rodoviária, produzida não só pelas condições mais rigorosas em termos de tráfego, mas também, por vezes, como resultado de projetos deficientes, da falta de qualidade na construção, da deterioração rápida dos materiais e da ausência de práticas de inspeção e manutenção periódicas por parte dos donos de obra. Naturalmente, este cenário tem manifestado um aumento do peso relativo dos custos de manutenção e de reabilitação no orçamento global conferido à rede de estradas.

Perante este cenário, torna-se um extraordinário desafio para a engenharia civil desenvolver políticas adequadas, visando não só a ampliação da rede atual, caso seja necessário, mas também a manutenção e reabilitação deste património, em particular no que se refere às pontes.

Contudo, a generalidade das pontes atuais foram dimensionadas recorrendo preferencialmente à regulamentação nacional, pelo que em situações de reforço, alargamento ou reabilitação das mesmas torna-se pertinente optar pelas normas europeias, na medida em que esta será decretada em Portugal dentro de pouco tempo.

1.3 Ações de Tráfego Rodoviário

As ações que atuam sobre as pontes são de origem e natureza muito diversa. A ação mais influente é, na generalidade, o peso próprio da estrutura, o qual solicita as pontes de uma forma estática e permanente ao longo da sua vida útil. As pontes são igualmente solicitadas pelo meio ambiente, tais como ações do vento, da temperatura e dos sismos, e também pela atividade humana atribuída às ações do tráfego e pedestres. No entanto, para grande parte das pontes, o tráfego rodoviário constitui a ação variável predominante.

De forma a simular a ação variável de tráfego, os regulamentos estipulam ações específicas de pontes rodoviárias. Contudo, as ações preconizadas nas normas europeias são diferentes tanto na forma como na magnitude em relação à regulamentação portuguesa atual.

Neste contexto, assume especial interesse o estudo da avaliação dos efeitos provenientes da ação do tráfego rodoviário em pontes, assim como o seu subsequente dimensionamento, segundo as regulamentações nacional e europeia, de forma a perceber o impacto desta última na avaliação da segurança das pontes construídas sob a batuta da regulamentação nacional. Este assunto é especialmente sensível em situações de obras de alargamento de autoestradas bem como na reabilitação pontes, pois de forma a explorar todas as suas capacidades resistentes, torna-se necessário avaliar a funcionalidade das pontes existentes, nomeadamente a sua capacidade resistente às ações que atuam efetivamente sobre estas.

1.4 Objectivos desta Dissertação

O presente trabalho pretende descrever e comparar os modelos de carga e de cálculo estabelecidos nas regulamentações portuguesa (RSA e REBAP) e europeia (EC1 e EC2), analisando assim as ações do tráfego rodoviário, as sobrecargas em passeios e os modelos de cálculo de armadura de flexão e de esforço transversal no dimensionamento de pontes em betão armado e betão armado e pré-esforçado.

O estudo é efectuado em duas fases. Na primeira fase, analisam-se os esforços induzidos num tabuleiro simplesmente apoiado, quando sujeito às ações de tráfego. Na segunda fase, recorre-se a três tabuleiros típicos em Portugal, um em betão armado e dois em betão armado e pré-esforçado, para quantificação de esforços e consequentes armaduras (ordinárias e de pré-esforço), de modo a avaliar os efeitos inerentes à aplicação dos modelos preconizados nos regulamentos em análise.

2. Modelos de Dimensionamento de Tabuleiros Rodoviários

2.1 Introdução

Atualmente, a filosofia de dimensionamento de elementos estruturais, preconizada nos regulamentos de uma forma geral, está dividida em duas fases:

- 1ª Fase: os esforços são calculados segundo a teoria clássica da elasticidade;
- 2ª Fase: a verificação da segurança é realizada ao nível das secções mais esforçadas onde se consideram leis constitutivas não lineares para o betão e para o aço, sendo as variações das ações e resistências definidas a partir de valores característicos e valores de cálculo (obtidos através da aplicação dos coeficientes parciais de segurança).

Esta filosofia de análise e verificação da segurança (ou dimensionamento) não é única, pelo que tem sido alvo de amplas discussões na comunidade científica. Estas discussões têm originado o aparecimento de outras abordagens que serão brevemente explicadas neste capítulo. Assim, as abordagens de verificação da segurança de nível inferior usam técnicas de natureza determinística, com recurso a modelos de análise estrutural lineares. Por outro lado, as abordagens de verificação da segurança de nível superior usam técnicas de natureza probabilística, com recurso a modelos de análise não lineares, mais realistas mas também mais complexas. O EC1 e o RSA estão associados a uma análise de segurança com base probabilística, nomeadamente através de um formato semi-probabilístico que é usado para estruturas correntes e para métodos de análise estrutural simplificados.

Observe-se que esta dissertação pretende comparar as diferenças de dimensionamento (tanto ao nível dos esforços como da resistência) através de uma metodologia de análise da segurança estrutural integrando técnicas semi-probabilísticas com modelos de análise estrutural puramente lineares.

2.2 Avaliação da Segurança Estrutural

2.2.1 Definição de Estados Limites

A segurança estrutural e o adequado comportamento em serviço são dois requisitos básicos a ter em conta no dimensionamento de estruturas [3]. O primeiro requisito corresponde à necessidade de minimizar o risco de colapso parcial ou global da estrutura. O segundo requisito está relacionado com a necessidade de possibilitar aos utentes um bom funcionamento estrutural em condições normais de utilização.

A validação de uma solução estrutural de uma ponte é geralmente realizada averiguando se os efeitos das cargas aplicadas à estrutura excedem ou não as capacidades resistentes dos seus membros isolados, ou a capacidade da ponte no seu todo, para um determinado conjunto de situações, aqui designadas por estados limites. Assim sendo, a avaliação da segurança das estruturas, em termos últimos ou de serviço, deve ser levada a cabo em relação a determinados estados limites.

Um estado limite é, por definição, um estado idealizado a partir do qual se considera que a estrutura fica prejudicada total ou parcialmente na sua capacidade para desempenhar as funções que lhe são atribuídas. Atualmente, os regulamentos consideram a existência de dois estados limite na verificação da segurança para certos níveis de solicitação:

- **Estados Limites Últimos (ELU)**, os quais se referem à estabilidade e à resistência, assegurando o não colapso da estrutura, cuja ocorrência resulta em prejuízos muito severos para a mesma;
- **Estados Limites de Serviço (ELS)**, ou de utilização, que dizem respeito à durabilidade e funcionalidade das estruturas quando sujeitas a ações características, cuja ocorrência resulta em prejuízos pouco severos.

Nas pontes, as sobrecargas podem estar na origem de pelo menos dois ELU: ELU de resistência, quando o valor do esforço atuante ultrapassa o valor do esforço resistente numa dada secção, o que acontece para valores de sobrecarga elevados, caracterizados por períodos de retorno também elevados; ELU de fadiga, associado, por exemplo, à passagem periódica de veículos, correspondendo a sobrecargas com curtos períodos de retorno. No entanto, os modelos em estudo nesta dissertação apenas dizem respeito aos ELU de resistência. Observe-se, contudo, a existência de outros ELU, tal como perda de equilíbrio estático do conjunto ou parte da

estrutura, considerada como um corpo rígido, ou por instabilidade de elementos da estrutura ou da estrutura no seu conjunto (fenómeno de encurvadura).

Os ELS tencionam controlar o funcionamento das estruturas em condições de utilização corrente, através da limitação e controlo das tensões, abertura de fendas, deformações, vibrações, etc. Estes estados estão atualmente divididos em três classes em função da duração temporal de referência:

- Muito curta – correspondente a poucas horas da vida da estrutura;
- Curta – correspondente a durações da ordem dos 5% da vida da estrutura;
- Longa – correspondente a duração da ordem dos 50% da vida da estrutura.

As teorias de comportamento que permitem relacionar as ações, os esforços, as tensões e os parâmetros por meio dos quais são definidos os estados limites, encontram-se preconizados nos Regulamentos/Normas relativos aos diferentes tipos de estrutura e materiais.

2.2.2 Níveis de Segurança Estrutural aos Estados Limites

No dimensionamento de estruturas, existem vários métodos para abordar o estudo da segurança estrutural. Os métodos de verificação da segurança devem considerar de forma apropriada as incertezas associadas às variáveis que intervêm na caracterização das ações e da resposta estrutural. A cada método está associada uma margem de segurança em relação aos diferentes estados limites, de acordo com as respectivas probabilidades de ocorrência. Os métodos podem ser de natureza determinística, semi-probabilística e probabilística [3].

Usualmente, e de forma crescente de complexidade, é usual agrupar os vários métodos de segurança estrutural da seguinte forma:

- *Nível 0* – Análise baseada em métodos puramente determinísticos; as variáveis envolvidas no processo de dimensionamento têm valores estritamente determinísticos, sendo as incertezas consideradas através de coeficientes de segurança globais; geralmente, estes coeficientes são estimados empiricamente através de experiências passadas.
- *Nível 1* – análise baseada em métodos designados por semi-probabilísticos; a variabilidade das ações e das características resistentes dos materiais é considerada através de valores representativos (característicos ou nominais) associados com

coeficientes parciais de segurança; os valores característicos são definidos a partir dos valores médios, dos coeficientes de variação e da função de distribuição; os coeficientes de segurança são definidos, geralmente, através de métodos probabilísticos do Nível 2 ou do Nível 3; estes métodos são habitualmente utilizados nas normais de estruturas para definir regras de dimensionamento, tal como será explicado no subcapítulo 2.2.3.

- *Nível 2* – corresponde a métodos probabilísticos baseados na caracterização das variáveis básicas que intervêm no processo, através de medidas estatísticas que descrevem a tendência central (geralmente os valores médios) e a sua dispersão (desvio padrão), e no cálculo da probabilidade de ser atingido um dado estado limite; a avaliação probabilística da segurança é efectuada por técnicas numéricas aproximadas, recorrendo a hipóteses simplificadas na determinação dessa probabilidade.
- *Nível 3* – corresponde a métodos puramente probabilísticos, baseados em técnicas que têm em conta a distribuição conjunta de todas as variáveis básicas; a probabilidade de ser atingido um dado estado limite é calculada analiticamente ou usando métodos de simulação; devido à sua inerente complexidade, este nível apenas é viável para casos muito simples.

2.2.3 Enquadramento da Avaliação da Segurança nos Regulamentos

O regulamento português, atualmente em vigor, e a norma europeia descrevem princípios de dimensionamento e requisitos relativos à segurança, utilização e durabilidade de estruturas, baseados em estados limites conjugados com o método dos coeficientes de segurança parciais. Assim, e tal como explicado no subcapítulo 2.2.2, os regulamentos adoptam uma filosofia de verificação da segurança semi-probabilística (Nível 1).

A experiência tem demonstrado que são inúmeras as fontes de incerteza que condicionam o processo de avaliação da segurança estrutural, nomeadamente a incapacidade de prever condições de solicitações futuras e de conhecer com rigor as propriedades dos materiais, o uso de hipóteses simplificadas para prever o comportamento das estruturas às ações atuantes e às condições ambientais, bem como às limitações dos métodos numéricos usados e aos factores humanos. Assim sendo, não é possível fixar limites superiores ou inferiores aos valores a atingir por solicitações, pois nem as ações nem a resistência dos materiais são valores determinísticos conhecidos.

De uma forma geral, nas regulamentações mais antigas, no que respeita à avaliação da segurança de estruturas, era usual o recurso a métodos que consideram a limitação das tensões admissíveis do material, nos quais a tensão máxima calculada em todos os elementos estruturais sob o carregamento mais desfavorável, é comparada com a tensão admissível dos mesmos. Sendo a ponderação destas tensões realizada apenas com base nas propriedades mecânicas dos materiais usados, faz deste método um conceito insuficiente e pouco rigoroso na avaliação da segurança estrutural - método determinístico baseado no conceito de factores globais de segurança. Desta forma, surgiu a necessidade de definir a noção de segurança sob uma perspectiva probabilística, adoptando-se valores que têm em conta as distribuições reais das propriedades mecânicas dos materiais, das imperfeições geométricas dos elementos estruturais e das ações ou dos seus efeitos descritas pelas suas funções densidade de probabilidade [4].

Nas ações incluem-se as causas capazes de modificar o estado de tensão e de deformação da estrutura, nomeadamente as cargas permanentes, as sobrecargas, o vento, etc. Geralmente estas assumem um carácter aleatório, por isso apenas pode admitir-se uma certa probabilidade de ocorrência. Analogamente, a resistência da estrutura, devido à variabilidade das propriedades dos materiais, das imperfeições geométricas nos elementos estruturais, da aproximação dos modelos de cálculo, dos erros cometidos durante a execução da obra, etc., apenas pode ser estudada com uma certa probabilidade de ser atingida.

Assim, a partir da interpretação de informações estatísticas, torna-se possível a avaliação das probabilidades de serem atingidos e excedidos certos valores de solicitações ou de resistência, recorrendo a formas aproximadas de avaliação de rotura baseadas no conhecimento dos valores médios e desvios padrões, tanto das ações como das resistências.

Tendo em conta que o método semi-probabilístico produz um nível relativamente uniforme de segurança nos elementos estruturais e que é de aplicação simples, este torna-se muito prático de utilizar no processo de projeto e avaliação de estruturas.

Contudo, em algumas situações, a aplicação deste método pode ser muito conservativo, uma vez que os coeficientes parciais de segurança e os valores característicos são, usualmente, valores baseados na experiência passada. Este facto pode conduzir a um desnecessário reforço ou até à substituição do elemento em análise quando este ainda apresenta reservas de resistência suficientes para que a intervenção não seja ainda necessária [4].

2.2.4 Valores Característicos e de Cálculo

Tal como o RSA [5], também o EC0 [6] descreve os princípios de dimensionamento e requisitos relativos à segurança, utilização e durabilidade de estruturas. Tal como enunciado na secção anterior, estes baseiam-se no conceito de estados limites e no método dos coeficientes parciais de segurança.

De forma geral, as ações são grandezas aleatórias, em relação às quais é possível associar uma determinada distribuição estatística (geralmente, uma distribuição normal), sendo o seu valor característico, especificado em termos de um valor limite superior ou inferior [7], correspondendo a uma dada probabilidade de não serem excedidos ou de serem atingidos, respectivamente, durante o período de vida útil da estrutura. Estas grandezas podem, no entanto, serem especificados em termos de um valor médio. Deste modo, são definidas funções densidade de probabilidade que têm em conta as ações ou os efeitos intrínsecos a estas.

Na Figura 2.1 [7] estão representadas as distribuições estatísticas (normais) associadas às ações e às propriedades mecânicas dos materiais.

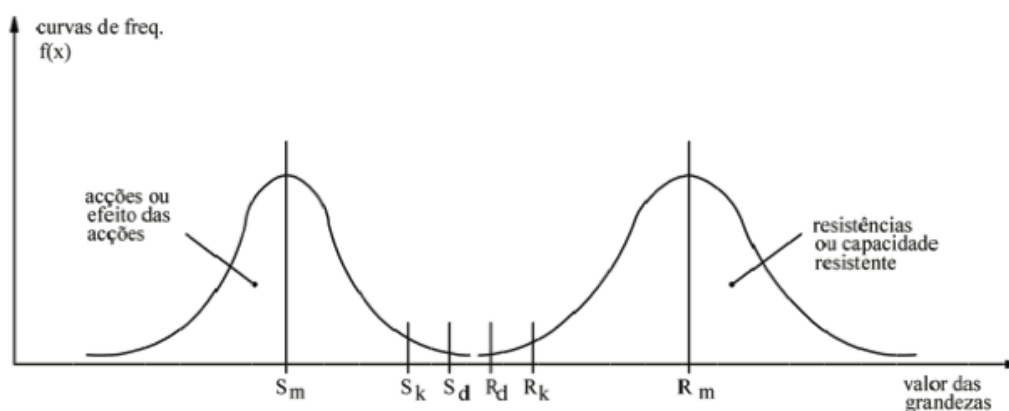


Figura 2.1 – Esquematização da verificação da segurança segundo o método dos coeficientes de segurança parciais.

No caso de ações com efeitos desfavoráveis, os valores característicos correspondem ao valor cuja probabilidade de ser atingido é de 95% - valor característico superior, S_k . No caso das ações com efeitos favoráveis, os valores característicos correspondem aos valores cuja probabilidade de ser excedido é de 5% - valor característico inferior. Os valores característicos

tornam-se os respectivos valores médios, S_m , para ações cujos valores característicos diferem pouco dos valores médios.

Quando não for possível conhecer uma distribuição estatística característica da ação, o seu valor característico é especificado através de um valor nominal especificado [7].

Assim como nas ações, também as propriedades resistentes dos materiais podem ser associadas a distribuições estatísticas. Neste caso, o valor característico corresponde a uma probabilidade de 95% de ser atingido (R_k), isto é, a probabilidade de ocorrer um valor inferior ao característico é de 5%.

No caso particular do betão, dada a sua heterogeneidade e condições de fabrico (controlo de qualidade), apresenta uma resistência variável significativa, pelo que não pode ser caracterizada apenas pelo valor médio dos resultados obtidos de ensaios de um determinado número de provetes [8]. Assim sendo, de forma a ter em conta a dispersão dos valores inerentes às características do material, adoptou-se o conceito de resistência característica. A este conceito está associado um valor característico que reproduz a média aritmética das tensões de rotura à compressão (f_{cm}), obtidas nos ensaios de provetes, e o coeficiente de variação dos valores medidos. O valor característico da resistência do betão, f_{ck} , é ilustrado na Figura 2.2 [8].

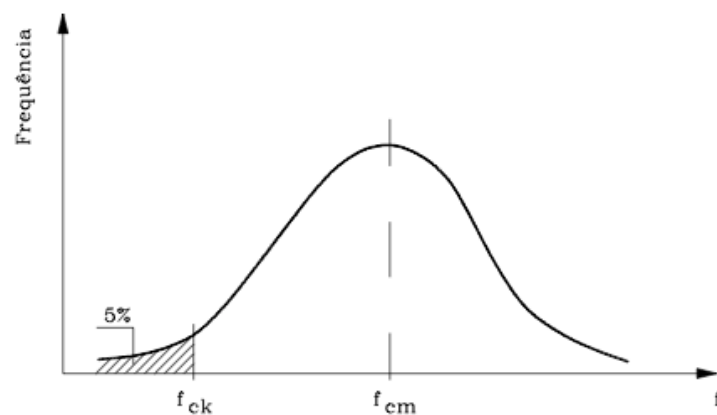


Figura 2.2 – Distribuição normal da resistência característica do betão.

Os valores de cálculo para verificação da segurança dos elementos estruturais são, tradicionalmente, definidos mediante a afectação do valor característico da grandeza em análise pelos chamados “coeficientes parciais de segurança”. Deste modo, os regulamentos de projeto e normas de avaliação recorrem a um método semi-probabilístico que transmite o nível de

fiabilidade correspondente a determinado elemento estrutural [4]. Este método passa pela verificação de um critério de segurança que inclui valores característicos, S_k e R_k , e os respectivos coeficientes parciais de segurança γ_f e γ_m , que têm como principal objetivo majorar as cargas (ver subcapítulo 2.3), consoante o tipo de ação, e minorarem as resistências dos materiais, respectivamente. O valor de cálculo da sollicitação que atua sobre os elementos, S_d , e o valor de cálculo da resistência dos mesmos, R_d , representam a relação entre os seus valores característicos e respectivos coeficientes parciais de segurança (Figura 2.1). Assim, o critério utilizado para garantir a segurança da estrutura, em estado limite, pode ser expresso na seguinte forma,

$$S_d \leq R_d. \quad (2.1)$$

A partir da Equação (2.1), e tendo em conta a relação entre os valores de cálculo e os valores característicos, a verificação pode ser representada da seguinte forma:

$$S_k \cdot \gamma_f \leq \frac{R_k}{\gamma_m}. \quad (2.2)$$

No caso particular do betão e do aço, para a obtenção dos esforços resistentes de cálculo, os seus valores característicos são divididos, respectivamente, e em ambos os regulamentos, pelos coeficientes de segurança γ_c e γ_s . Os coeficientes parciais relativos ao betão e aço (para betão armado e pré-esforçado) para os ELU e ELS estão resumidos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais: betão e aço (RSA e EC0).

	Betão (γ_c)	Aço de armaduras de betão armado (γ_s)	Aço de armaduras de pré-esforço (γ_s)
ELU	1.5	1.15	1.15
ELS	1.0	1.0	1.0

Em ELU, o betão apresenta um coeficiente de segurança superior ao do aço devido à sua heterogeneidade enquanto material e ao facto de ser, geralmente, produzido em obra e em diferentes condições de execução. Por outro lado, o coeficiente de segurança do aço é menor devido à, relativamente, baixa variabilidade da sua resistência, em resultado da sua produção industrial e controlo de qualidade constante e rigoroso.

2.3 Combinação de Ações

Para efeitos de combinações de ações, o RSA e o EC0 fazem a verificação da segurança em relação aos diferentes estados limites, tendo em atenção a possibilidade de atuação simultânea e provável de ações que provoquem, na estrutura, os efeitos mais desfavoráveis. Estas ações são associadas num certo número de combinações que intervêm no cálculo das solicitações.

Os valores de cálculo dos esforços atuantes são determinados a partir de certas combinações de ações afectadas pelos coeficientes parciais de segurança. As combinações de ações preconizadas nos regulamentos português e europeu, podem ser de dois tipos: combinações fundamentais, onde intervêm ações permanentes e ações variáveis, e combinações acidentais, em que, para além das ações permanentes e variáveis, intervirão as ações de acidente.

A classificação das ações é feita, fundamentalmente, para servir de base à sua quantificação e atender às regras da sua combinação: as ações permanentes devem ser sempre consideradas, as variáveis só quando a sua consideração levar a um efeito desfavorável e as de acidente constituem casos especiais que apenas são de prever quando não for possível arranjar processos para evitar a sua ocorrência [9].

Assim sendo, para o caso em estudo, despreza-se a probabilidade de ocorrência das ações de acidente, abordando apenas as combinações fundamentais.

Com o objetivo de majorar as ações nas combinações, como já foi referido no subcapítulo anterior, o RSA prevê a existência de coeficientes de segurança parciais para as ações permanentes e para as ações variáveis, γ_g e γ_q , respectivamente. Estes coeficientes variam conforme a ação em causa tem efeito favorável ou desfavorável. Os valores assumidos são, geralmente, os seguintes:

$\gamma_g = 1.5$, para ação com efeito desfavorável;

$\gamma_g = 1.0$, para a ação com efeito favorável;

e

$\gamma_q = 1.5$, para ação com efeito desfavorável;

$\gamma_q = 0$, para ação com efeito favorável.

Porém o coeficiente de segurança γ_g , pode ser reduzido até 1.2, no caso da ação do pré-esforço, excepto se os efeitos desta ação forem os predominantes na verificação da segurança, caso em que aquele coeficiente não deverá ser tomado com valor inferior a 1.35. Para outras ações permanente, cujos valores podem ser previstos com muito rigor, o coeficiente γ_g pode também ser reduzido para o coeficiente de 1.35 [16].

No caso das combinações fundamentais [9], a determinação dos valores de cálculo dos esforços atuantes será obtida, de forma geral, pelas seguintes regras de combinação:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_g S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} S_{Qjk} \right]. \quad (2.3)$$

No caso da ação variável base ser a ação sísmica:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{EK} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} S_{Qjk}, \quad (2.4)$$

em que:

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

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

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

ψ_{0j} , ψ_{2j} – coeficientes ψ correspondentes à ação variável distinta da ação base (ação variável de ordem j).

Os coeficientes ψ destinam-se a quantificar as ações tendo em conta a sua combinação e o estado limite em consideração. Deste modo, torna-se importante salientar a existência de três sublimites relativos à verificação da segurança aos ELS [10] associados a determinadas combinações de ações com diferentes probabilidades de ocorrência:

- Estado limite de muito curta duração (pequena probabilidade de ocorrência – algumas horas no tempo de vida da estrutura): **Combinação Rara**;

- Estado limite de curta duração (probabilidade de ocorrência superior ou igual a 5% do tempo de vida da estrutura): **Combinação Frequente**;
- Estado limite de longa duração (probabilidade de ocorrência superior a 50% do tempo de vida da estrutura): **Combinação Quase Permanente**.

Os valores reduzidos das ações variáveis são obtidos a partir dos seus valores característicos (S_k) multiplicando-os pelos respectivos coeficientes ψ .

Os valores de combinação (ψS_k) correspondem a valores das ações, considerados nas combinações, de forma a que a probabilidade de ocorrência das ações combinadas não atinja valores inferiores aos significativos. Os valores frequentes ($\psi_1 S_k$) e quase permanentes ($\psi_2 S_k$) das ações, interessam os ELS e estão relacionados com os valores dessas ações que são excedidos durante o intervalo de tempo que define o estado limite em causa [9].

Naturalmente, no caso de ações permanentes, por estas serem constantes no tempo, não se consideram valores reduzidos.

Segundo os EC0 e EC1 [11] as disposições são genericamente idênticas à regulamentação portuguesa, com a exceção do coeficiente a aplicar às cargas permanentes, γ_g , que deixa de ser 1.5 e passa, assumidamente, para 1.35.

2.4 Ação do Tráfego em Pontes Rodoviárias

Em pontes, o tráfego rodoviário é caracterizado por diversos factores de carácter aleatório, o que o torna alvo de inúmeros estudos cuja finalidade passa por compreender melhor os fenómenos que o constituem, diminuindo o grau de incerteza a estes inerente.

As ações variáveis mais importantes a ter em consideração em pontes de pequeno e médio vão, não só na fase de projeto mas também na avaliação da segurança, advêm do tráfego de veículos, incluindo os efeitos estáticos e dinâmicos por este causados [12]. Assim, e tendo em conta a relevância da sobrecarga proveniente da ação do tráfego rodoviário em pontes, um dos principais objectivos desta secção é, efetivamente, compreender e enquadrar a situação da regulamentação portuguesa no contexto dos Eurocódigos.

A determinação dos efeitos referidos é, usualmente, feita através de modelos descritos nos respectivos regulamentos. Estes modelos são fundamentados em configurações estáticas de tráfego, tentando cobrir todas as situações possíveis de acontecer durante a vida útil da

estrutura. Baseando-se em registos de tráfego real e procurando quantificar de forma probabilística todos os parâmetros relevantes do tráfego, são geradas artificialmente configurações de carregamento [12].

Deste modo, os modelos de carga devem abranger uma vasta gama de características como o comprimento do vão ou os materiais que a constituem bem como as diferentes situações e intensidades de tráfego, de forma a reproduzirem os efeitos reais causados por ações de natureza rodoviária ao longo do seu período de vida útil.

No entanto, torna-se importante salientar que, no que respeita a sobrecargas rodoviárias, a avaliação da segurança em pontes existentes é um problema complexo. O uso de regulamentos e normas abrangentes, geralmente para projetos de pontes novas, implica a adopção de uma elevada margem de segurança [12]. A fase de avaliação da segurança de uma ponte existente torna-se mais vantajosa relativamente a uma ponte nova uma vez que as informações relativas à ponte e às suas condições reais de exploração, nomeadamente o tráfego e as suas características estáticas e dinâmicas, são conhecidas ou, poderão ser medidas. Algumas das incertezas inerentes à fase de projeto são desta forma atenuadas. Observe-se, contudo, que em certos países há regulamentos especialmente estabelecidos para a avaliação de pontes existentes, permitindo uma redução de esforços para valores mais próximos da realidade.

O tráfego rodoviário difere de país para país o que torna expectável que os regulamentos de sobrecargas rodoviárias e os respectivos modelos apresentem um grau significativo de heterogeneidade. Em países onde exista tráfego rodoviário intenso, e com elevadas percentagens de veículos pesados, espera-se encontrar modelos regulamentares de sobrecargas que produzam efeitos mais severos comparativamente com países em que o tráfego não seja tão intenso ou os veículos em circulação apresentem menores dimensões e pesos brutos.

Um outro desafio para a definição das sobrecargas rodoviárias prende-se com o facto de que, ao longo dos anos, têm-se verificado inúmeras alterações no tipo de tráfego, nomeadamente volume, peso de veículos e dos seus eixos, aliados a aumentos das dimensões das estruturas que o suportam – largura do tabuleiro e comprimento dos vãos.

Na realidade, as sobrecargas rodoviárias são caracterizadas como ações variáveis livres e de múltiplas componentes, isto é, são ações dinâmicas que provocam esforços e acelerações nas estruturas ou elementos estruturais onde atuam. Contudo, os regulamentos tratam-nas como modelos estáticos, que têm em conta os efeitos destas acelerações incluindo-as nos valores característicos das cargas ou através da aplicação de coeficientes de amplificação dinâmica aos mesmos.

Um modelo, na sua generalidade, é constituído por um ou dois tipos de carga, nomeadamente cargas concentradas e/ou distribuídas. O número de cargas concentradas, a intensidade de cada tipo de carga assim como a disposição das mesmas nas estruturas são bastante variáveis consoante o regulamento que os estabelece.

2.4.1 Modelo de Sobrecarga Rodoviária do RSA

No regulamento português, o efeito dos veículos no tabuleiro é traduzido através de ações estáticas horizontais e verticais. As forças horizontais correspondem aos efeitos de frenagem e de arranque e à força centrífuga. Em função da distribuição mais condicionante, as forças verticais são constituídas por um veículo-tipo ou por forças uniformemente distribuídas (lineares e de superfície).

O veículo-tipo (VT) é definido através de cargas concentradas, Q , transmitidas por cada eixo do veículo de dimensões a e b , tal como representado esquematicamente na Figura 2.3.

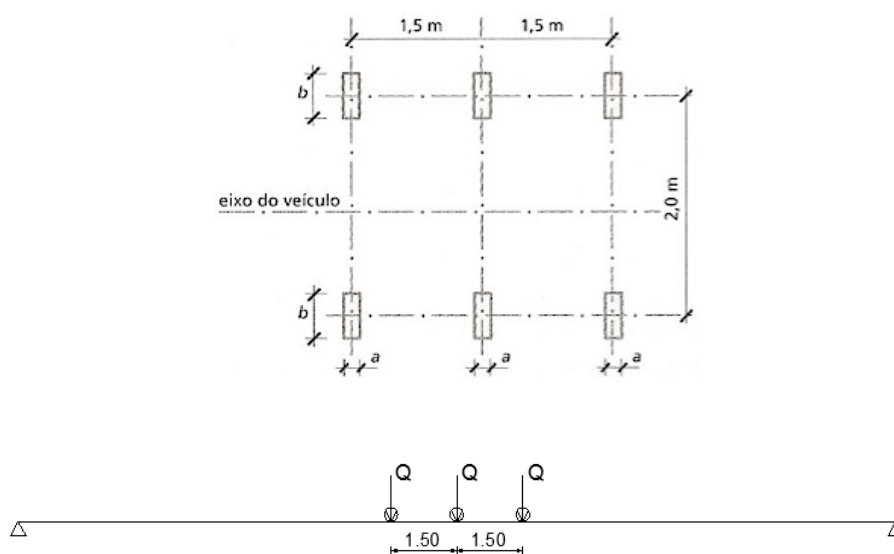


Figura 2.3 – Veículo-tipo segundo o RSA: em planta [5] (em cima) e em perfil longitudinal (em baixo) sobre um tabuleiro simplesmente apoiado.

As forças uniformemente distribuídas atuam, separadamente, sobre as faixas de rodagem: uma sobrecarga uniformemente distribuída (SDU), q_1 , em simultâneo com uma sobrecarga de faca (SCL), q_2 , com distribuição linear e uniforme aplicada transversalmente (Figura 2.4). Os

valores característicos das ações referidos, consideram, implicitamente, os efeitos dinâmicos e estão distribuídos por duas classes tal como resumido na Tabela 2.2. Segundo o RSA, na Classe I inserem-se as pontes que servem vias de comunicação de tráfego intenso ou pesado, nomeadamente estradas nacionais, vias urbanas e certas estradas municipais e florestais; na Classe II o regulamento recomenda incluir as pontes situadas em vias de comunicação com tráfego ligeiro e pouco intenso, que é o caso dos caminhos e passagens agrícolas e de certas estradas municipais e florestais.



Figura 2.4 – SDU e SCL segundo o RSA, em perfil longitudinal sobre um tabuleiro simplesmente apoiado.

Tabela 2.2 – Valores característicos das cargas associadas ao modelo proposto pelo RSA.

Classe	a [m]	b [m]	Q [kN]	q_1 [kN/m ²]	q_2 [kN/m]
Classe I	0.20	0.60	200	4	50
Classe II	0.20	0.40	100	3	30

Note-se que este modelo foi desenvolvido no início dos anos 60, e preconizado no Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes [13], permanecendo quase constante até à atualidade. A única alteração efectuada envolve o valor do parâmetro q_2 para a Classe I, que passou de 3 para 4kN/m², e a definição de classes de carga inferior. Este regulamento adoptava, ainda, um coeficiente dinâmico com o valor de 1.2.

É importante salientar que, de acordo com o RSA, em pontes com duas faixas de rodagem (cada uma destinada a um único sentido de tráfego) considera-se a atuação simultânea de dois veículos-tipo apenas nos casos em que cada faixa de rodagem comporte duas ou mais vias de tráfego. O número de veículos-tipo a considerar no cálculo de duas, três e quatro vias é representado na Figura 2.5 [12].

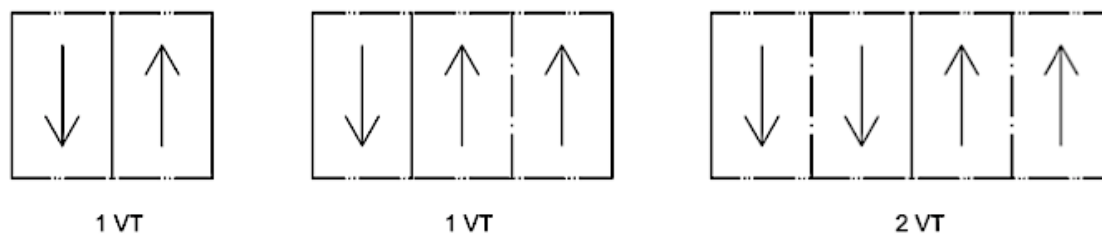


Figura 2.5 – Simultaneidade de veículos-tipo a considerar, segundo o RSA, em função do número de vias por faixa de rodagem.

Note-se que no exemplo de três vias de tráfego, apesar de existir a probabilidade de circulação simultânea, lado a lado de dois veículos, o regulamento considera apenas a atuação de um veículo-tipo. Como tal, também não é considerada a redução da probabilidade da circulação de veículos lado a lado à medida que as vias de tráfego no mesmo sentido aumentem em número.

Para a obtenção dos esforços máximos resultantes da atuação das sobrecargas, deve considerar-se a atuação das mesmas nas posições mais desfavoráveis para a estrutura em análise. O veículo-tipo poderá estar localizado em qualquer posição da faixa de rodagem desde que o seu eixo seja paralelo ao eixo do tabuleiro da ponte (Figura 2.3).

No que respeita à sobrecarga em passeios, o RSA preconiza que deve considerar-se uma sobrecarga uniforme de 3kN/m^2 , ou uma sobrecarga concentrada de 20kN , optando pela distribuição mais desfavorável. A Figura 2.6 [14] ilustra o esquema da distribuição transversal das sobrecargas acima referidas.

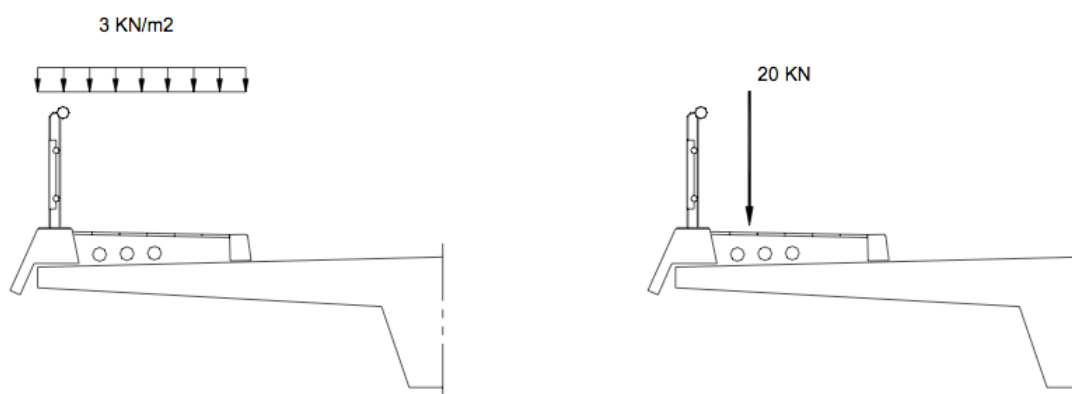


Figura 2.6 – Distribuição das sobrecargas em passeios.

2.4.2 Modelo de Sobrecarga Rodoviária do EC1

Segundo o EC1 (Parte 2: Ações de Tráfego em Pontes), o tráfego de veículos em pontes rodoviárias varia de acordo com a sua composição/tipologia, densidade, condições (por exemplo, frequência de congestionamento), os pesos extremos prováveis dos veículos e as suas cargas por eixo, e, se for o caso, a influência de sinais de trânsito restringindo a capacidade de carga.

Estas particularidades devem ser levadas em conta através do uso de modelos de carga adequados para determinada ponte, incluindo os efeitos da amplificação dinâmica. Assim sendo, o EC1, para a verificação de segurança aos ELU sem fadiga (a norma prevê modelos específicos para este tipo de verificação), apresenta quatro modelos de carga (*Load Models*):

- **Modelo de sobrecarga 1** (*Load Model 1*, LM1): destinado ao caso geral, constituído por cargas concentradas (veículos-tipo, denominados *Tandem System*, TS) e cargas uniformemente distribuídas (*Uniformly Distributed Load*, UDL), que cobrem a maior parte dos efeitos do tráfego de veículos pesados e ligeiros;
- **Modelo de sobrecarga 2** (*Load Model 2*, LM2): aplicado a pontes de pequeno vão (3 a 7 metros) e constituído por uma carga concentrada num eixo único;
- **Modelo de sobrecarga 3** (*Load Model 3*, LM3): representa veículos especiais cuja circulação necessita de autorização específica; constituído por cargas concentradas numa série de eixos que dependem da carga total do veículo;
- **Modelo de sobrecarga 4** (*Load Model 4*, LM4): estabelecido para reproduzir cargas de multidão e utilizado apenas quando o LM1 não cobre o seu efeito; este modelo é constituído por uma carga uniformemente distribuída.

Em concreto, o modelo LM1, descrito na norma EN 1991-2, e como modelo base nesta dissertação, consiste na atuação conjunta de dois sistemas parciais, isto é, os veículos-tipo e cargas uniformemente distribuídas.

Os veículos-tipo são constituídos por cargas concentradas em dois eixos sendo a carga por eixo dada pela expressão:

$$\alpha_Q Q_k, \quad (2.5)$$

em que α_Q corresponde ao coeficiente de ajuste nacional (especificado no Anexo Nacional), que permite considerar as diferenças do tráfego rodoviário nos diferentes estados membros da União Europeia e diferentes classes de pontes.

O EC analisa a simultaneidade de veículos-tipo de forma distinta ao RSA. Nas vias de cálculo (*notional lanes*) atuam até três veículos-tipo alinhados transversalmente com valores de carga variáveis conforme a via na qual atuam. Tal consideração leva a supor que foi tida em conta a redução da probabilidade da circulação de veículos lado a lado à medida que o número de vias de tráfego, no mesmo sentido, aumenta.

As cargas uniformemente distribuídas são aplicadas em cada via e a carga por metro quadrado é dada por:

$$\alpha_q q_k, \quad (2.6)$$

onde α_q representa o coeficiente de ajuste nacional. A observação feita acima para o coeficiente α_Q é igualmente aplicável nesta situação.

De acordo com o EC1, a largura da faixa de rodagem (incluindo bermas e/ou separadores não fixos), é dividida em vias de cálculo de três metros de largura, sendo a via que provoca o efeito mais desfavorável identificada como via nº1 (*Lane 1*). Note-se que a largura e posição das vias não têm que corresponder à marcação física das vias no pavimento, mas é segundo estas que o carregamento é feito.

Assim, o modelo LM1 deve ser aplicado em cada via e na área remanescente. Na Tabela 2.3 apresentam-se os valores característicos a atribuir às cargas do referido modelo, incluindo amplificação dinâmica.

Observe-se que as cargas referidas devem ser aplicadas na posição mais desfavorável do elemento estrutural consoante o esforço em causa. A Figura 2.7 ilustra o esquema de aplicação proposto pela norma europeia.

Tabela 2.3 – Valores caraterísticos das cargas associados ao modelo proposto pelo EC1.

Designação	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Via nº 1	300	9
Via nº 2	200	2.5
Via nº 3	100	2.5
Outras vias, n	0	2.5
Área Remanescente (q_r)	0	2.5

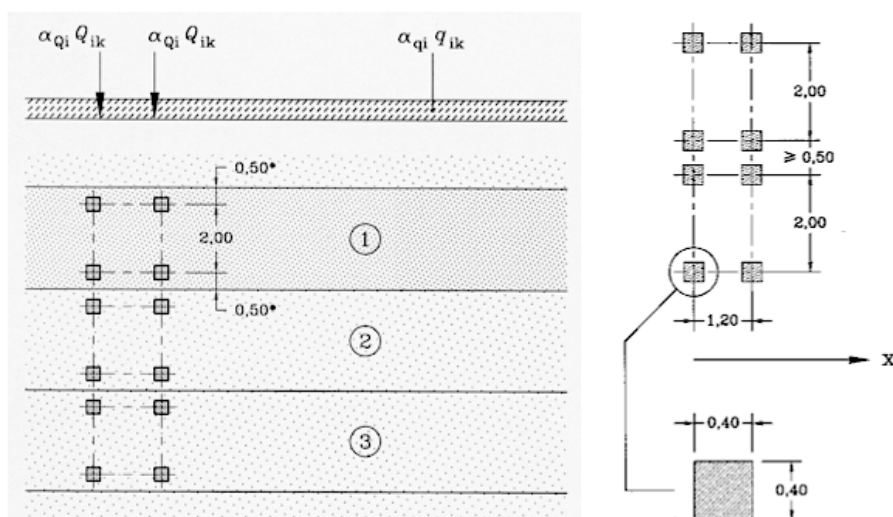


Figura 2.7 – Modelo (LM1) proposto pelo EC1 [11]. Dimensões e geometria dos veículos-tipo (dimensões em metros lineares).

Para o caso português, os coeficientes de ajuste, α , estão resumidos na Tabela 2.4. Se o seu valor for igual à unidade reproduz situações de tráfego industrial intenso, sendo que, para situações mais correntes em estradas e autoestradas, pode aplicar-se uma redução de 10 a 20% aos coeficientes aplicados à via nº1.

Tabela 2.4 – Coeficientes de ajuste associados ao LM1.

Classe	α_{Q_1}	$\alpha_{Q_{i(i \geq 2)}}$	α_{q_1}	$\alpha_{q_{i(i \geq 2)}}$	α_{q_r}
Classe I	1	1	1	1	1
Classe II	0.9	0.8	0.7	1	1

Note-se que o modelo LM1 foi definido e calibrado com a finalidade de produzir efeitos mais próximos da realidade, determinados através de medições de tráfego real, com o objetivo de cobrir a generalidade dos cenários mais comuns de tráfego rodoviário, nomeadamente a sua composição e intensidade de tráfego, etc., com uma margem de segurança apropriada. Os dados para calibrar o modelo provêm de medições efectuadas em várias fases, entre 1977 e 1998, e tiveram lugar em vários países europeus como a França, Alemanha, Reino Unido, Itália e Holanda [12], tendo especial destaque a autoestrada francesa A6 perto de Auxerre, onde o tráfego é maioritariamente de carácter internacional (veículos pesados).

Assim sendo, devido à diferença de tráfego rodoviário nos diversos membros da união europeia, os coeficientes α são definidos por cada estado membro no respectivo anexo nacional, de forma a simular com maior exatidão a realidade do tráfego de cada país.

Relativamente à sobrecarga em passeios, o regulamento europeu estabelece uma carga uniformemente distribuída (Figura 2.8 [11]), q_{fk} , com o valor recomendado de 5kN/m^2 , ou uma carga pontual, Q_{fvk} , de 10kN (atuando numa superfície quadrada de 0.10m de aresta), optando pela mais condicionante.

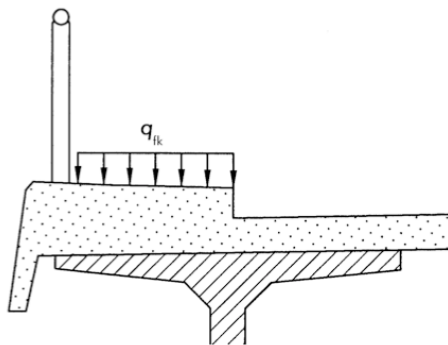


Figura 2.8 – Valor característico da sobrecarga no passeio.

2.5 Modelos de Cálculo de Armadura de Flexão e Esforço Transverso

Após a análise dos modelos de sobrecarga rodoviária da atual e da futura regulamentação nacional, torna-se importante para esta dissertação averiguar as diferenças e semelhanças ao nível dos modelos de dimensionamento das armaduras.

Em termos gerais, o EC2 [15], quando comparado com o REBAP [16], apresenta diferenças na forma e no conteúdo que se repercutem no dimensionamento das estruturas de betão armado. Naturalmente que, tendo a teoria do comportamento das estruturas de betão armado sido estabelecida no início do século XX e a filosofia de dimensionamento das estruturas aos estados limite nos anos 60 [17], é expectável que uma nova regulamentação não introduza alterações profundas mas apenas alguns refinamentos e atualizações. Desta forma, torna-se fundamental efetuar estudos comparativos entre as duas regulamentações a diferentes níveis.

O caso particular do dimensionamento à flexão, ao nível da secção transversal em elementos estruturais lineares, que tem por base a hipótese das secções planas antes e após a deformação (princípio de Navier-Bernoulli), recorre-se a princípios de tensões-extensões de cálculo dos materiais intervenientes: o betão e o aço. As propostas do REBAP e do EC2 para a definição destes princípios são semelhantes. No cálculo dos esforços resistentes, e para a flexão simples, para além do princípio de Navier-Bernoulli, são adoptadas outras hipóteses correntes, nomeadamente a não consideração da resistência à tração do betão e a aderência perfeita entre o aço e o betão, desprezando possíveis escorregamentos entre os materiais.

É necessário estipular as propriedades dos materiais intervenientes para determinar os esforços correspondentes ao ELU de resistência, assim como dispor de uma teoria de comportamento que relacione os esforços em causa com os parâmetros definidos por este nas referidas regulamentações. Neste caso, tratando-se da determinação de esforços relativos ao ELU de resistência por flexão, é necessário analisar a influência das diferenças que existem entre o REBAP e o EC2 ao nível dos diagramas tensões-extensões de cálculo para os materiais betão e aço.

O esforço transverso apresenta uma contribuição importante para a rotura por corte, nomeadamente através da formação de fendas diagonais junto aos apoios. Com o aumento das ações sobre o elemento estrutural, o valor das tensões principais aumenta até que a tensão principal de tração atinge o valor da tensão resistente à tração do betão, originando a fissuração. Assim, é necessário atender ao estado fendilhado da peça, tendo em conta o ELU da mesma

para a verificação da segurança. A estabilidade do elemento depende da disposição da armadura para resistir às ações adjacentes a este fenómeno.

De forma ilustrativa, na Figura 2.9 [18] estão representadas as formas de rotura em vigas de betão, conforme o esforço envolvido, em que:

- (1) Rotura por flexão: efeito exclusivo de momento flector;
- (2) Rotura por corte/compressão: devido ao momento flector e esforço de corte;
- (3) e (4) Rotura por corte/flexão: devido principalmente a esforço de corte;
- (3) Rotura por corte, associada à interrupção antecipada da armadura;
- (4) Rotura por corte ligada à deficiente amarração das armaduras no apoio;
- (5) Rotura por esmagamento da alma (vigas em T, por exemplo).

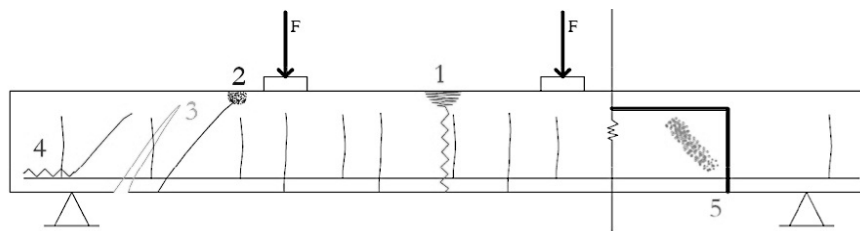


Figura 2.9 – Formas de rotura em vigas de betão-armado.

2.5.1 Dimensionamento da Armadura de Flexão - REBAP vs EC2

O RSA sugere as disposições a ter em conta na verificação da segurança das estruturas, independentemente dos materiais que as constituem, sendo, conseqüentemente, aplicável às estruturas de betão armado. Há, no entanto, para estas estruturas, disposições complementares e específicas preconizadas no REBAP.

Nas relações tensões-extensões de cálculo, o REBAP fixa uma tensão de cálculo máxima de compressão no betão de $0.85 f_{cd}$. O factor de redução da tensão de cálculo (0.85) pretende ter em conta o efeito de diminuição de capacidade resistente sob carga constante bem como atender à elevada dispersão de valores registada na tensão de rotura de um determinado betão (coeficiente $\gamma_c = 1.5$) [9]. Esta é, reconhecidamente, a maior dissemelhança relativamente ao EC2 como iremos abordar mais à frente neste subcapítulo.

No que se refere ao dimensionamento das armaduras, ambos os regulamentos recorrem a um método simplificado, associado aos diagramas de tensões-extensões, que permite simular, de forma simples, a resultante das tensões de compressão no betão e no aço – Método do Diagrama Rectangular – representado na Figura 2.10.

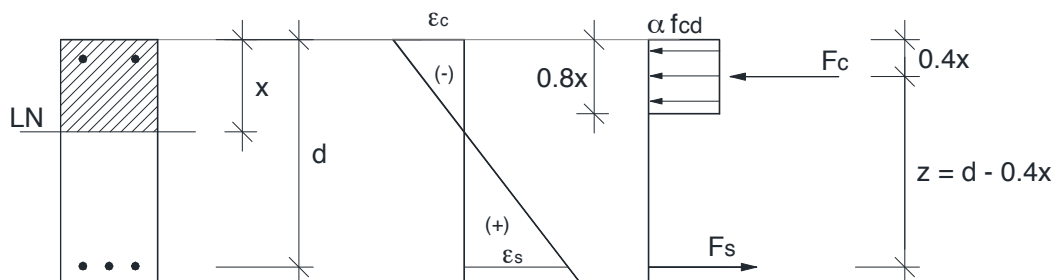


Figura 2.10 – Distribuição rectangular de tensões.

Tal como no REBAP, também o EC2 considera a tensão de rotura do betão à compressão, definida por classes de resistência do betão, relacionada com o valor característico da resistência à compressão, f_{ck} , determinado aos 28 dias.

Assim, no EC2 o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão é definido por:

$$f_{cd} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (2.7)$$

onde α representa o coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada. Segundo o EC2, o valor do referido coeficiente, num determinado país, deve situar-se entre 0.8 e 1.0 e é dado no respectivo Anexo Nacional. No entanto, o valor recomendado é 1.0. Relativamente ao REBAP, como já foi referido, o valor sugerido é 0.85.

Admitindo que as armaduras se encontram em cedência, ou seja,

$$\sigma_s = f_{yd} \quad (\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}), \quad (2.8)$$

é possível determinar a posição da linha neutra (LN), x , através do equilíbrio axial e a área de armadura necessária, A_s , através do equilíbrio de momentos. Observe-se que é importante garantir que as armaduras se encontram em cedência na situação de rotura por duas razões fundamentais [19]: por razões económicas, uma vez que esta tem que ser aproveitada na sua

totalidade e, portanto, mobilizada integralmente a sua capacidade resistente; por outro lado, a peça deve apresentar ductilidade em situação de rotura, ou seja, deve poder evidenciar deformações por cedência das armaduras sem perda de capacidade resistente.

Relativamente à armadura mínima, o REBAP recorre a uma taxa de armadura, ρ , que depende da capacidade resistente do aço, sem qualquer referência à qualidade do betão,

$$A_{s,\min} = \frac{b_t \cdot d \cdot \rho}{100}. \quad (2.9)$$

O EC2 não apela a taxas de armaduras e calcula a armadura mínima da seguinte forma:

$$A_{s,\min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d, \quad (2.10)$$

em que f_{ctm} corresponde ao valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples e f_{yk} ao valor característico da tensão de cedência do aço.

Torna-se também interessante destacar as diferenças no cálculo da largura efetiva, b_{ef} , em vigas em T (Figura 2.11). Segundo o REBAP, deve considerar-se uma largura efetiva,

$$b_{ef} = \min\{b_{ef,a}, b_{ef,b}\}, \quad (2.11)$$

onde,

$$b_{ef,a} = b_w + 2 \left(\frac{1}{10} l_0 \right) \quad (2.12)$$

e

$$b_{ef,b} = \left(\frac{b_1}{2} + b_w + \frac{b_2}{2} \right). \quad (2.13)$$

O valor l_0 representa a distância entre secções de momento nulo. Para vigas simplesmente apoiadas, o valor de l_0 é igual ao vão do tabuleiro, L .

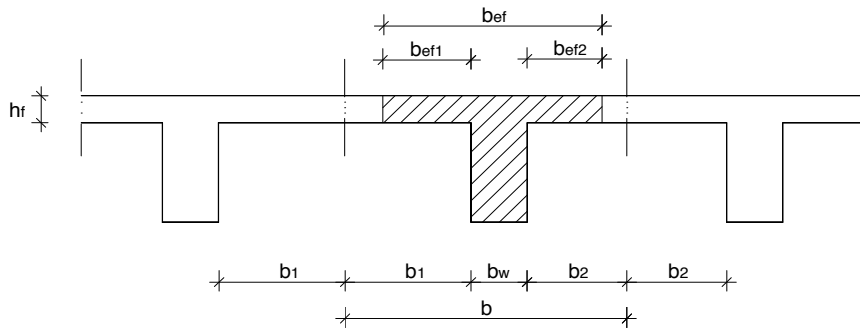


Figura 2.11 – Parâmetros para a determinação da largura efetiva do banzo segundo o REBAP e o EC2.

O EC2 determina que, para o caso genérico da Figura 2.11, a largura efetiva é obtida através da expressão:

$$b_{ef} = \sum b_{ef,i} + b_w \leq b, \quad (2.14)$$

em que:

$$b_{ef,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0, \quad (2.15)$$

e

$$b_{ef,i} \leq b_i. \quad (2.16)$$

2.5.2 Dimensionamento da Armadura de Esforço Transverso - REBAP

Segundo o REBAP, o esforço transverso produz fendilhação diagonal que não é controlada pela armadura longitudinal de flexão. Para “coser” essas fendas, é necessário colocar armadura transversal para ligar com eficiência os banzos comprimidos e traccionados, pelo que devem ser amarrados quer num, quer noutro. Como armaduras transversais podem ser usados estribos com inclinações variáveis ou varões inclinados.

A determinação do valor do esforço transverso resistente, V_{Rd} , é feita com base na teoria da treliça de Mörsh corrigida. O seu valor é obtido através da expressão:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} , \quad (2.17)$$

com

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d \quad (2.18)$$

e

$$V_{wd} = 0.9d \frac{A_{sw}}{s} f_{syd} (1 + \cot \alpha) \text{sen} \alpha , \quad (2.19)$$

sendo:

V_{wd} – resistência das armaduras de esforço transversal segundo a teoria de Morsch;

V_{cd} – termo corretor segundo a teoria de Morsch;

τ_1 – tensão cujo valor é tabelado e tem como base a resistência à tração do betão;

b_w – largura da alma do elemento;

d – altura útil da secção;

A_{sw} – área da secção da armadura de esforço transversal existente no comprimento s ;

s – espaçamento das armaduras de esforço transversal;

f_{syd} – valor de cálculo da tensão de cedência;

α – ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal com o eixo do elemento ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$).

No caso de elementos sujeitos a pré-esforço, os valores de V_{cd} devem ser multiplicados pelo factor

$$\eta = 1 + \frac{M_0}{M_{Sd}} , \quad (2.20)$$

onde $\eta \leq 2$ e M_0 representa o valor do momento flector considerado no cálculo da força de pré-esforço.

Para evitar compressões elevadas nas bielas de compressão, deve ter sido em conta o seguinte limite superior:

$$V_{Rd} \leq \tau_2 b_w d, \quad (2.21)$$

em que τ_2 é uma tensão cujo valor está tabelado no Quadro VII do REBAP.

Naturalmente, a verificação da segurança é cumprida se o valor de cálculo do esforço transversal atuante não exceder o valor do esforço transversal resistente, isto é,

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}. \quad (2.22)$$

Para o esforço transversal, o regulamento referido recomenda uma percentagem de armadura mínima calculada segundo a equação (2.23) e deve ser superior a 0.16 para aços A235, 0.10 para A400 e 0.08 para A500.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s \cdot \sin \alpha} \times 100. \quad (2.23)$$

A percentagem mínima de armadura visa impedir uma rotura frágil por esforço transversal e flexão. No entanto, torna-se relevante salientar o facto de que nem sempre é necessário calcular a armadura de esforço transversal:

- Se $V_{Sd} \leq V_{cd}$, o betão resiste por si só ao esforço transversal na secção em análise, sendo suficiente colocar apenas a armadura mínima e obedecer às disposições preconizadas no REBAP;
- Se $V_{cd} \leq V_{Sd} \leq \tau_2 b_w d$, o betão resiste mas não é suficiente; é necessário calcular a armadura de esforço transversal, A_{sw} ;
- Se $V_{Sd} \geq \tau_2 b_w d$, as bielas de compressão do betão rompem por esmagamento e torna-se necessário redimensionar a secção transversal, aumentando b_w ou d .

Relativamente ao espaçamento entre estribos, s , o REBAP estabelece limites de acordo com o esforço atuante, como é possível observar nas equações (2.24) a (2.26).

$$V_{sd} < \frac{1}{6} \tau_2 b_w d \Rightarrow s \leq 0.9d \wedge s \leq 0.30, \quad (2.24)$$

$$\frac{1}{6} \tau_2 b_w d < V_{sd} \leq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d \Rightarrow s \leq 0.5d \wedge s \leq 0.25, \quad (2.25)$$

$$V_{sd} \geq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d \Rightarrow s \leq 0.3d \wedge s \leq 0.20. \quad (2.26)$$

O espaçamento entre estribos influi na abertura das fendas longitudinais e na eficiência da ligação entre as secções traccionada e comprimida.

2.5.3 Dimensionamento da Armadura de Esforço Transverso – EC2

A determinação do esforço atuante, V_{Ed} , segundo o EC2, depende da geometria do elemento e da aplicação da carga. (Note-se que a designação para o esforço atuante difere entre os regulamentos, sendo este homólogo ao V_{sd} no REBAP.)

Segundo o EC2, o elemento apenas terá de ser reforçado com a armadura mínima de esforço transverso se,

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}. \quad (2.27)$$

cujo valor de cálculo do esforço transverso resistente sem armadura específica é dado por,

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (2.28)$$

com d em mm e f_{ck} em MPa . O valor de ρ_l não deve ser superior a 0.02, e:

$$V_{Rd,c} \geq \left[0.035 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0.15 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d. \quad (2.29)$$

O parâmetro σ_{cp} representa a tensão de compressão no betão dada pelo pré-esforço e pode ser calculada através da expressão:

$$\sigma_{cp} = \frac{P}{A}, \quad (2.30)$$

com $\sigma_{cp} < 0.20f_{cd}$.

Para o caso corrente, sendo necessário reforçar o elemento com armadura de esforço transversal, é imprescindível ter em conta a seguinte condição:

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}, \quad (2.31)$$

onde $V_{Rd,s}$ corresponde ao valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura específica. Este valor é determinado da seguinte forma,

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) s e n \alpha, \quad (2.32)$$

sendo que $V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max}$, ou seja, o valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo é limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas na forma de,

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}, \quad (2.33)$$

onde θ corresponde ao ângulo formado pelas escoras e o eixo da viga, a sua cotangente deve estar limitada a $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$. Para elementos pré-esforçados, considera-se $\theta = 25^\circ$. O coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, α_{cw} , é unitário para estruturas não pré-esforçadas e, para estruturas pré-esforçadas, pode tomar os seguintes valores:

- $1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$, para $0 < \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd}$;
- 1.25, para $0.25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5f_{cd}$;
- $2.5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right)$, para $0.5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1.0f_{cd}$.

Relativamente ao parâmetro v_1 , que representa o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$v_1 = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right). \quad (2.34)$$

A armadura transversal mínima em vigas, segundo o EC2, é dada por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \frac{0.08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w \operatorname{sen} \alpha. \quad (2.35)$$

Os espaçamentos longitudinal e transversal máximos dos estribos, em vigas, são dados pelas expressões (2.36) e (2.37), respectivamente:

$$0.75d \cdot (1 + \cot \alpha), \quad (2.36)$$

$$0.75d \leq 0.6. \quad (2.37)$$

3. Estudo Comparativo da Aplicação da Regulamentação num Tabuleiro Simplesmente Apoiado

3.1 Introdução

Com o objectivo de quantificar e avaliar os efeitos da sobrecarga rodoviária em pontes, este capítulo descreve um estudo comparativo entre os dois modelos específicos de sobrecarga: o modelo proposto pelo RSA e o equivalente definido pelo EC1, recorrendo a um tabuleiro em forma de viga simplesmente apoiada. Adicionalmente, este capítulo também faz um breve comentário sobre os factores de influência nos esforços da intensidade de carga, do número de eixos e do espaçamento entre eixos.

3.2 Factores de Influência nos Modelos de Sobrecarga

O comprimento do vão é um dos factores mais importantes na influência nos esforços provocados pelo tráfego rodoviário numa ponte. Assim, os modelos propostos por cada um dos regulamentos podem fazer com que o comprimento do vão tenha maior ou menor influência no valor dos esforços provocados. Esta influência prende-se, sobretudo, com o tipo de cargas presentes no modelo e a respectiva intensidade.

A experiência tem demonstrado que nos modelos constituídos por cargas distribuídas de intensidade elevada, a influência do comprimento do vão é mais significativa do que em modelos constituídos apenas por veículos-tipo (cargas concentradas). Contudo, este facto pode ser fundamentado tal como se demonstra em seguida.

Para o caso de uma viga simplesmente apoiada, a aplicação dos modelos de sobrecarga presentes nos regulamentos permite verificar que o aumento do comprimento do vão implica um aumento do momento flector a meio vão e do esforço transversal nos apoios. Na realidade, para um veículo-tipo de três eixos, e com valor da intensidade da carga Q por eixo, pode ser observado, no caso de uma viga simplesmente apoiada de comprimento L da Figura 3.1, que o momento flector e esforço transversal máximos são proporcionais à carga e que dependem linearmente do comprimento L :

$$M_{\max} = 1.5Q \cdot \left(\frac{L}{2} - 1 \right), \quad (3.1)$$

e

$$V_{\max} = Q \cdot \left(3 - \frac{4.5}{L} \right). \quad (3.2)$$

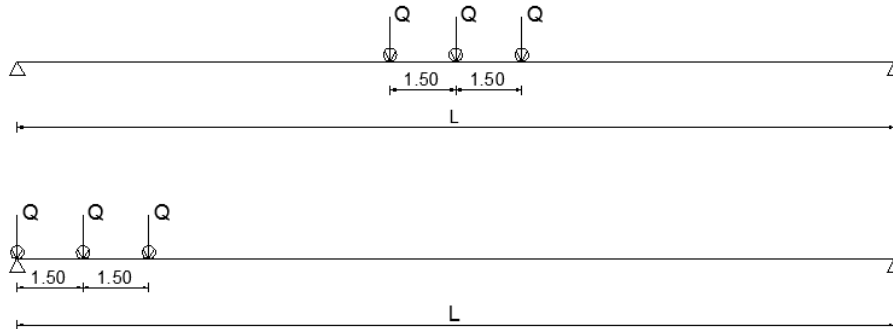


Figura 3.1 – Viga simplesmente apoiada sujeita a uma veículo-tipo de três eixos, para maximização do momento fletor (em cima) e do esforço transversal (em baixo).

Analogamente, devido à presença de cargas distribuídas, as expressões de momentos flectores produzidos representam-se através de polinómios do segundo grau (expressão (3.3)). Deste modo, constata-se que a intensidade destas cargas, q_1 , provoca um acentuado aumento das sobrecargas distribuídas por metro, uma vez que dependem do comprimento do vão, L .

$$M_{\max} = \frac{w}{4} \cdot \left(q_2 L + q_1 L^2 - \frac{q_1 L^2}{2} \right), \quad (3.3)$$

sendo w a largura do tabuleiro e

$$V_{\max} = w \cdot \left(\frac{q_1 L}{2} + q_2 \right). \quad (3.4)$$

Tal como o comprimento do vão, também o número de eixos, bem como a distância entre eles e a intensidade das cargas por eixo, constituem factores de elevada influência nos esforços do tabuleiro de uma ponte. Uma vez que os regulamentos em estudo, RSA e EC1, consideram veículos-tipo de três e dois eixos, respectivamente, bem como diferentes espaçamentos entre eixos, torna-se interessante avaliar os efeitos por estes produzidos.

A Figura 3.2 [12] ilustra a situação de dois veículos-tipo com a mesma intensidade de carga ($3Q$) mas com diferente número de eixos sobre uma viga simplesmente apoiada. Pode constatar-se que o veículo-tipo que distribui o seu peso pelo menor número de eixos, provocará esforços mais elevados no tabuleiro. Através das expressões os esforços máximos, observa-se no entanto que o aumento dos esforços, devido à redução do número de eixos, é menos significativo com o aumento do vão. Deste modo, a redução do número de eixos torna-se mais penalizadora quanto menor for o comprimento do vão.

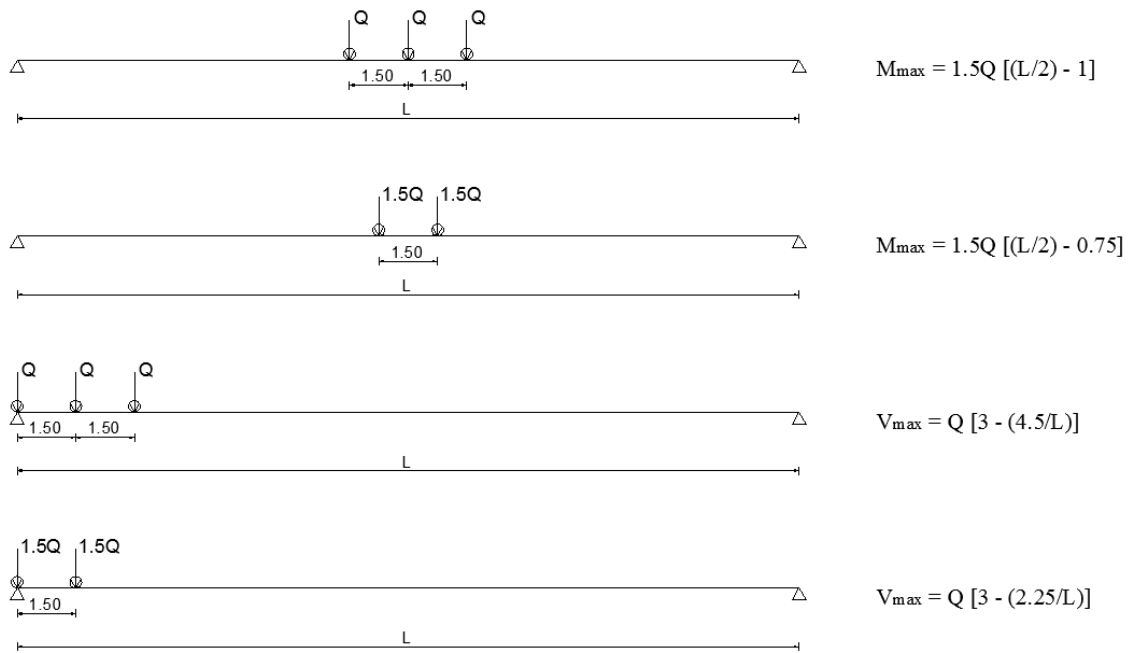


Figura 3.2 – Influência da distribuição de carga total ($3Q$) por dois e três eixos, através da maximização dos momentos flectores e esforço transversal.

Considera-se agora, o exemplo em que dois veículos-tipo distribuem igual intensidade de carga pelo mesmo número de eixos, diferenciando apenas no espaçamento entre os mesmos como ilustra a Figura 3.3 [12]. Através da visualização das equações de momento flector e esforço transversal máximos, com o aumento do espaçamento entre os eixos do veículo-tipo, verifica-se uma redução dos esforços. Esta redução que pode ser observada, de forma clara, nos gráficos representados na Figura 3.4 e Figura 3.5, respectivamente. No que respeita ao esforço transversal esta redução é atenuada à medida que o comprimento do vão aumenta, isto é, uma vez mais, a diminuição da distância entre eixos é mais desfavorável quanto menor for o comprimento do vão.

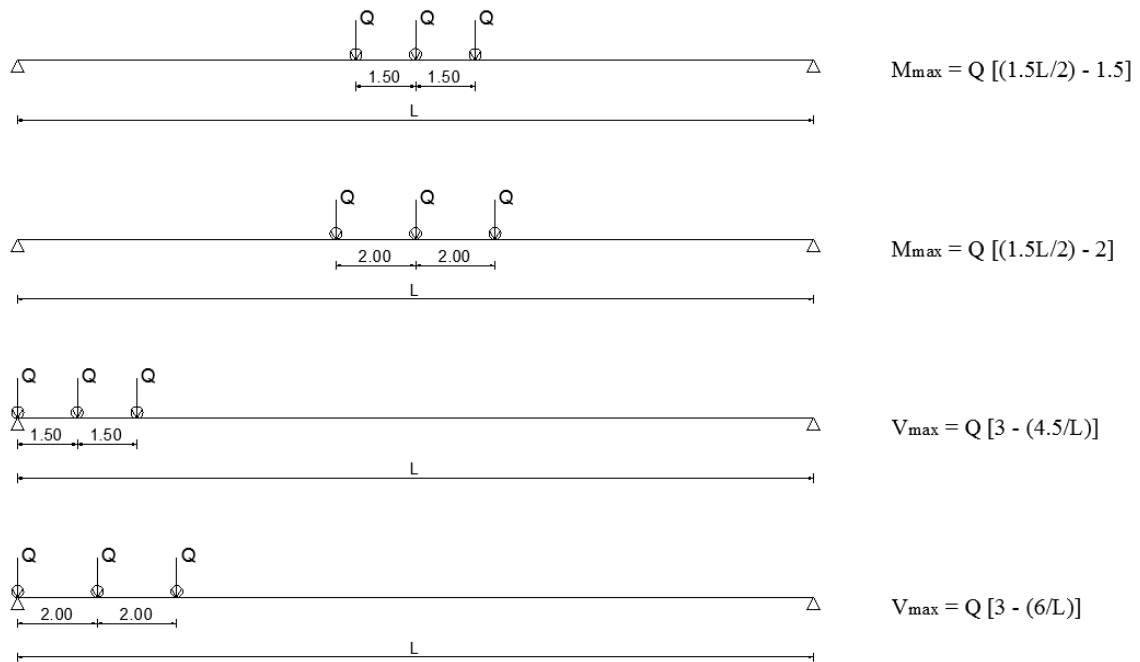


Figura 3.3 – Influência do espaçamento entre eixos nos esforços.

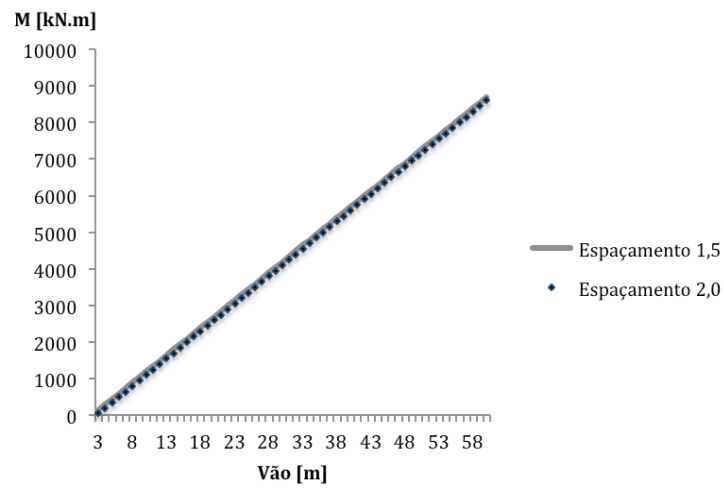


Figura 3.4 – Evolução do momento flector máximo para Q constante e diferente espaçamento entre eixos.

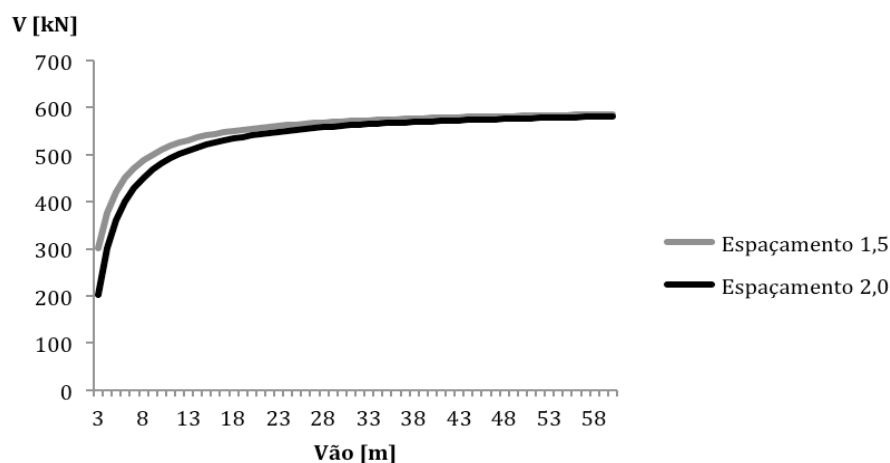


Figura 3.5 – Evolução do esforço transversal máximo para Q constante e diferente espaçamento entre eixos.

Note-se ainda que, mantendo o espaçamento entre eixos e o comprimento de vãos constantes, o aumento da carga por eixo aumenta proporcionalmente os valores dos esforços, fazendo deste, de forma isolada, o factor de maior influência nos esforços.

3.3 Comparação dos Efeitos dos Modelos do RSA e EC1

Apesar da diversidade e aleatoriedade dos factores inerentes aos efeitos das sobrecargas rodoviárias em pontes, nesta secção apenas o comprimento do vão será tomado em conta na parametrização da comparação de resultados entre modelos dos dois regulamentos.

Para o caso em estudo nesta dissertação, considerou-se um tabuleiro simplesmente apoiado de comprimento variável, admitindo uma faixa de rodagem de 11 metros, na qual se inserem duas vias de circulação (2x3.5 metros) e respectivas bermas (2x2.0 metros). O comprimento do vão é admitido variar entre 3 e 60 metros.

Os modelos de sobrecarga rodoviária foram aplicados de forma plena segundo os regulamentos em análise, nomeadamente no que respeita ao número de vias de cálculo a considerar, o número de veículos-tipo e os valores característicos atuantes definidos nas respectivas regulamentações, incluindo os parâmetros de ajuste, α , referidos no EC1. Os veículos-tipo foram aplicados na posição mais desfavorável para a obtenção dos esforços máximos pretendidos, isto é, posicionados a meio vão, aproximadamente, para maximização do momento flector e junto ao

apoio para maximização do esforço transversal. As considerações adoptadas relativamente a cada modelo estão representadas, de forma resumida, na Figura 3.6.

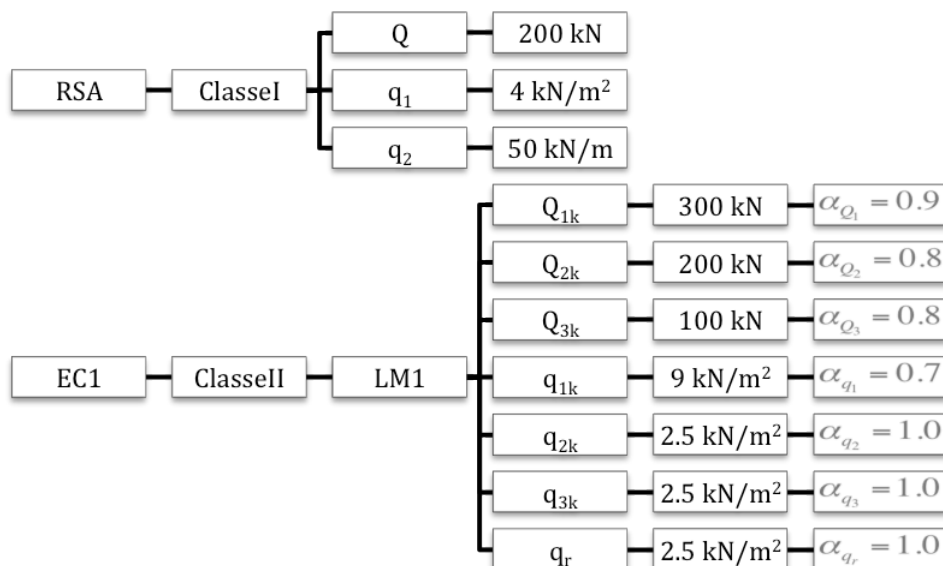


Figura 3.6 – Sobrecargas rodoviárias adoptadas para o caso em estudo.

Torna-se, no entanto, importante salientar que para casos de vãos contínuos, diferentes larguras do tabuleiro, número de vias de tráfego, entre outros aspectos que influenciam os esforços, deverão ser previstas as devidas adaptações tendo em conta a especificidade de cada caso.

A Figura 3.7 e Figura 3.8 ilustram, respectivamente, a evolução do momento flector e do esforço transversal máximos, em função do vão do tabuleiro, associados aos dois modelos de carga acima referidos. De uma forma geral, observa-se que os esforços originados pela norma europeia são superiores aos da regulamentação portuguesa. Em particular, e em termos de regulamentação nacional, tal como seria de esperar, a atuação simultânea do conjunto SDU+SCL, constitui sempre a situação condicionante (relativamente ao VT) quer para momentos flectores quer para esforços transversos.

Adicionalmente, a Tabela 3.1 resume os resultados para vãos de 10, 20, 40 e 60 metros. Dos vãos resumidos na tabela, e em termos de momentos flectores, constata-se que a maior diferença entre regulamentos ocorre para um comprimento de vão de 10 metros, em que o momento flector máximo produzido pelo modelo da norma europeia é 42% mais elevado que o do modelo previsto no RSA. Quanto ao esforço transversal, as conclusões são semelhantes, observando-se esforços mais exigentes no caso do EC1.

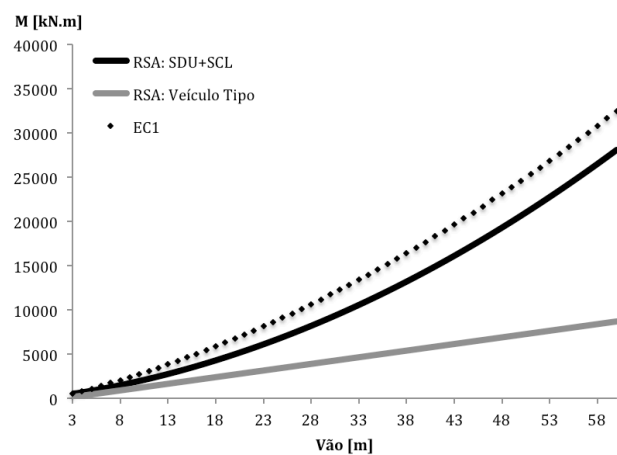


Figura 3.7 – Comparação do momento flector máximo a meio vão.

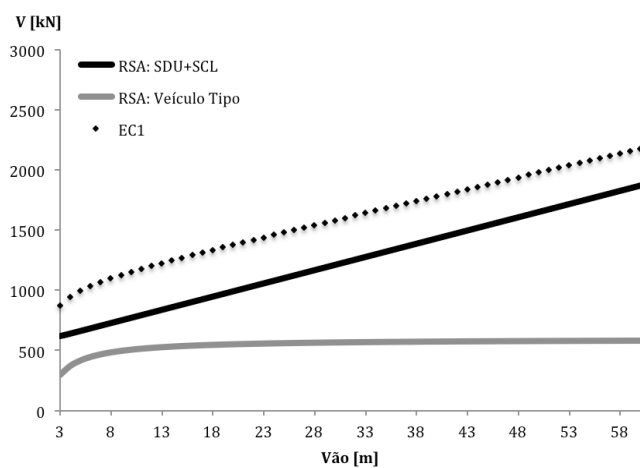


Figura 3.8 – Comparação do esforço transverso máximo.

Tabela 3.1 – Esforços máximos produzidos pelos modelos em estudo, RSA e EC1.

Regulamento	Modelo	$L = 10 \text{ m}$		$L = 20 \text{ m}$		$L = 40 \text{ m}$		$L = 60 \text{ m}$	
		M_{\max} [kN.m]	V_{\max} [kN]	M_{\max} [kN.m]	V_{\max} [kN]	M_{\max} [kN.m]	V_{\max} [kN]	M_{\max} [kN.m]	V_{\max} [kN]
RSA	VT	1200	510	2700	555	5700	578	8700	585
	SDU+SCL	1925	770	4950	990	14300	1430	28050	1870
EC1	LM1	2730	1153	6739	1378	17674	1783	32499	2177

3.4 Conclusões

Os efeitos produzidos pelo modelo de sobrecarga da norma europeia, de forma global, revelam-se mais desfavoráveis do que os efeitos produzidos pelo modelo do regulamento português. Tendo em consideração que os dois modelos estudados foram formulados com base em dados de diferentes origens, a previsão dos efeitos que cada um produz numa ponte apontava para a existência de divergências. Observe-se que o modelo europeu é baseado em dados estatísticos de tráfego rodoviário de uma região francesa (nomeadamente da cidade de Auxerre) com elevada percentagem de veículos pesados e, conseqüentemente, mais exigente a nível de esforços resultantes [20].

Assim, este estudo sugere igualmente que os coeficientes de ajuste das ações do modelo de sobrecarga do EC1 poderão ser reduzidos, de forma a aproximar os esforços originados pelas duas regulamentações.

4. Estudo Comparativo da Aplicação da Regulamentação em Tabuleiros Correntes

4.1 Introdução

Após comparação dos efeitos dos modelos de sobrecarga rodoviária produzidos pela regulamentação portuguesa e europeia, ao nível dos esforços num tabuleiro simplesmente apoiado com secção transversal genérica, torna-se necessário comparar os respectivos regulamentos, tendo em consideração os efeitos combinados dos modelos de sobrecarga para determinar os esforços (RSA, EC0 e EC1) com as metodologias de cálculo para determinar as armaduras (REBAP e EC2), e assim aferir qual dos regulamentos deriva a secção mais económica. Para tal, foram escolhidos três tabuleiros correntes em Portugal, de betão armado e pré-esforçado, de modo a quantificar as diferenças ao nível da quantificação dos esforços de flexão e esforço transversal, assim como ao nível das quantidades de armaduras ordinárias e de pré-esforço, resultantes da aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária e das metodologias de dimensionamento prescritas nos respectivos regulamentos. Basicamente, este estudo pretende averiguar se o aumento relativo dos esforços obtidos tendencialmente através do EC0 e EC1 poderá ser compensado ao nível da capacidade de optimização das metodologias de cálculo das armaduras preconizadas no EC2.

Para dimensionar as armaduras ordinárias e de pré-esforço com base nas verificações de segurança e metodologias de cálculo, é necessário efetuar uma análise transversal dos esforços em cada tabuleiro. Esta análise permite determinar a distribuição transversal do peso próprio e das sobrecargas (rodoviárias e dos passeios) pelos vários elementos longitudinais principais. Note-se que a análise estrutural transversal do tabuleiro tem em conta a excentricidade de cargas inerentes aos modelos de sobrecarga rodoviária estabelecidos no RSA e EC1, podendo condicionar os esforços máximos e respectivo dimensionamento. Observe-se que no estudo efetuado no capítulo anterior, as cargas e os esforços foram aplicados e determinados, respectivamente, no eixo de um modelo plano de barras.

4.2 Caracterização

Os três tabuleiros usados neste estudo são representativos de passagens superiores cujos modelos de cálculo consistem numa viga simplesmente apoiada com vãos de 10, 20 e 24m. No que respeita às secções transversais dos tabuleiros (A, B e C), estes exibem características e geometrias diferenciadas, nomeadamente laje maciça de betão armado (A), laje nervurada (B) e laje vigada (C) de betão armado pré-esforçado. As respectivas secções são descritas com maior detalhe nos subcapítulos seguintes.

De modo a determinar os esforços, os tabuleiros foram modelados recorrendo a modelos de grelha elaborados no programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*. Este programa permite determinar os valores característicos dos esforços atuantes nos respectivos tabuleiros devidos às solicitações estáticas. Os modelos estruturais, nos três casos de estudo, resumem-se a uma grelha constituída por um conjunto de vigas longitudinais e transversais, ligadas rigidamente nos nós, que pretendem simular o comportamento da laje. Na definição dos elementos de grelha, de modo a simular com maior precisão a deformabilidade da laje, a rigidez à torção de todas as barras foram reduzidas em 50%, isto é, considerou-se uma inércia de torção J equivalente a:

$$J = \frac{bh^3}{6}, \text{ com } \frac{bh^3}{6} = \frac{1}{2} \times \frac{bh^3}{3}, \quad (4.1)$$

em que b e h são a largura e a altura do elemento prismático, respectivamente.

Relativamente ao dimensionamento das armaduras, considerou-se um betão da classe de resistência C40/50. O aço das armaduras ordinárias longitudinais e transversais é da classe S500. O aço de alta resistência das armaduras de pré-esforço é do tipo Y1860S715.7, ou seja, $f_{pyd} = 1450\text{MPa}$, $f_{puk} = 1860\text{MPa}$ e $f_{p0,1k} = 1640\text{MPa}$, onde:

f_{pyd} – valor de cálculo de cedência das armaduras de pré-esforço;

f_{puk} – valor característico da resistência do aço das armaduras de pré-esforço ;

$f_{p0,1k}$ – tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço.

No cálculo da força de pré-esforço a aplicar, o momento flector resulta da combinação quase permanente de ações correspondente a ambientes moderadamente agressivos, no REBAP, e às

classes de exposição XC2, XC3 e XC4, no EC2. A comparação dos dois regulamentos é baseada na consideração do valor quase permanente do momento flector e o valor de pré-esforço para verificação do estado limite de descompressão. Note-se, no entanto, que o EC2 impõe ainda a verificação do estado limite de abertura de fendas para a combinação frequente das ações. Contudo, por simplificação, esta verificação não é tida em consideração neste estudo.

Como solicitações estáticas, as cargas permanentes são definidas pelo peso próprio (PP), função da área da secção, e pela restante carga permanente (RCP) de 30kN/m, que inclui o peso dos passeios, piso betuminoso e restantes revestimentos. Para além das sobrecargas rodoviárias inerentes aos modelos de cada regulamento, considerou-se também a ação variável associada à sobrecarga dos passeios.

Na Tabela 4.1 estão resumidos os coeficientes parciais de segurança, γ , e os coeficientes de combinação ψ , utilizados nas combinações de ações ao longo do dimensionamento segundo a perspectiva portuguesa e a perspectiva europeia.

Tabela 4.1 – Coeficientes de segurança usados no dimensionamento das secções.

	RSA	EC
γ_g	1.5	1.35
γ_q	1.5	1.5
$\gamma_{p, fav}$	1.0	1.0
ψ_0	0.6	0.4
ψ_2	0.2	$\psi_{2, TS} - 0$
		$\psi_{2, UDL} - 0$
$\psi_{2, Pass}$	0.2	0

Observe-se que o EC prevê diferentes coeficientes de combinação para cada tipo de sobrecarga, $\psi_{2, TS}$ e $\psi_{2, UDL}$, enquanto que o RSA considera apenas um – ψ_2 .

4.3 Tabuleiro A – Laje Maciça de Betão Armado

O primeiro tabuleiro em estudo consiste numa laje maciça de altura constante em betão armado e, como já referido no subcapítulo anterior, com um vão de 10m - Figura 4.1. Este tipo de secção é usada em vãos pequenos (até 20 metros) [21] e é de fácil execução, pois a sua geometria conduz, por um lado, a uma cofragem e betonagem simples e, por outro, a uma disposição clara e evidente das armaduras. A área de secção é de 5.44m^2 e a inércia de 0.0725m^4 .

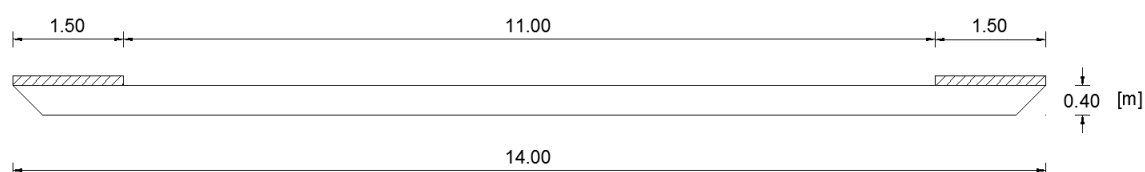


Figura 4.1 – Geometria e dimensões da secção do Tabuleiro A.

Para efeitos de cálculo, o modelo estrutural do Tabuleiro A foi discretizado num conjunto de vigas longitudinais, com secção rectangular de 0.40m de altura e largura unitária. A sua discretização está representada na Figura 4.2. Os elementos transversais são espaçados de 1.00m e com 0.40m de espessura, sendo que os centros de gravidade encontram-se ao mesmo nível dos elementos longitudinais.

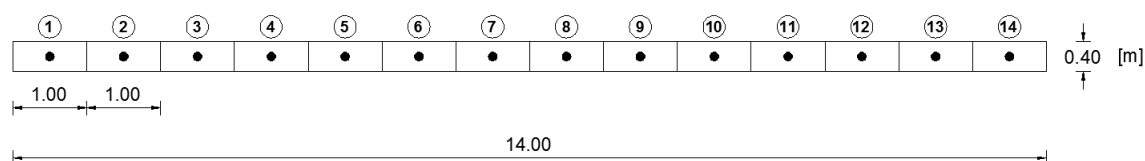


Figura 4.2 – Discretização adoptada para o modelo de cálculo do Tabuleiro A.

Tal como no caso de estudo tratado no subcapítulo 3.3, os modelos de sobrecarga rodoviária foram aplicados na sua plenitude segundo as regulamentações portuguesa e europeia – Figura 4.3 e Figura 4.4. Salienta-se ainda que foram tidos em conta os coeficientes de ajuste, α , definidos no EC1 e que as cargas foram aplicadas na posição mais desfavorável para a

maximização dos esforços. Este pressuposto aplica-se, analogamente, aos tabuleiros B e C a tratar nos subcapítulos seguintes.

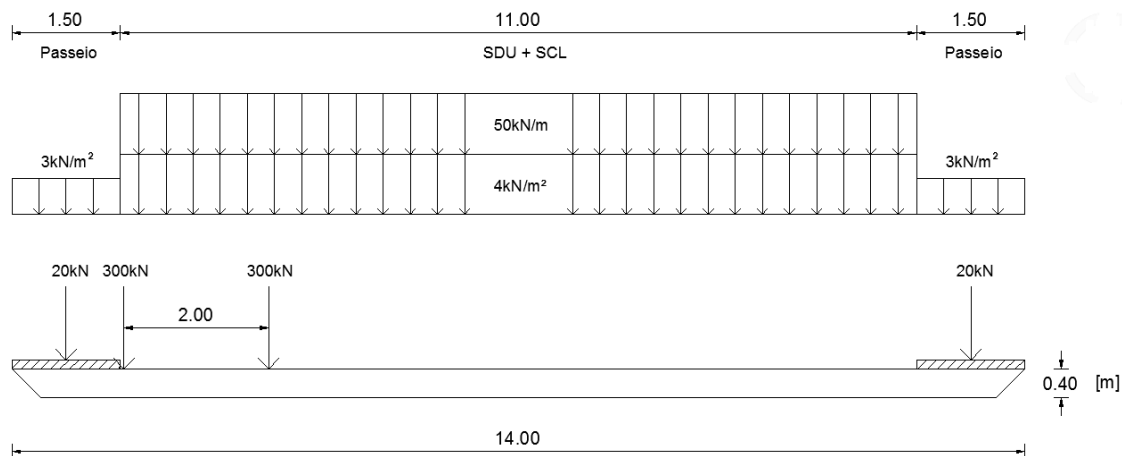


Figura 4.3 – Esquema da aplicação do modelo de sobrecarga (valores característicos) do RSA.

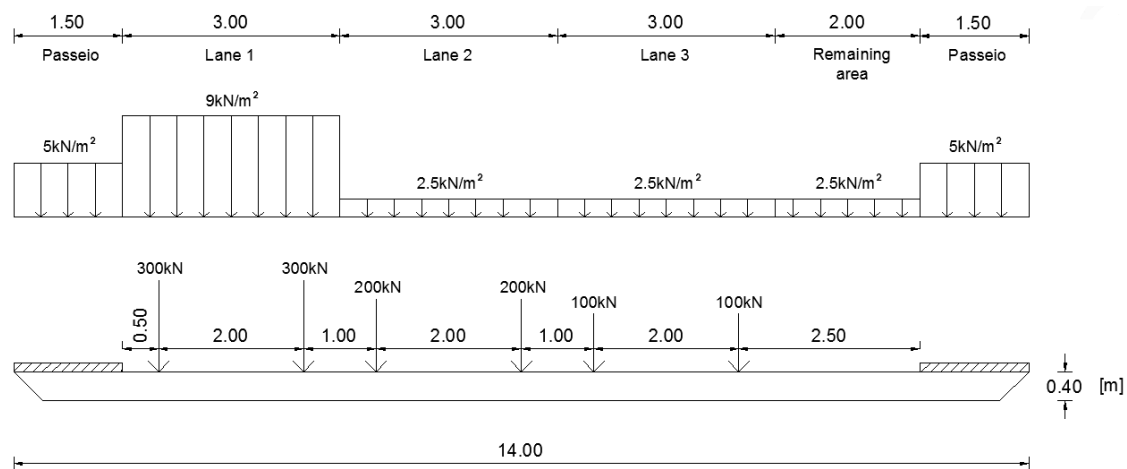


Figura 4.4 – Esquema da aplicação do modelo de sobrecarga (valores característicos) do EC1 – LM1.

Os valores de cálculo dos esforços atuantes, M_{Sd} e V_{Sd} , obtêm-se através da combinação fundamental de ações, mais desfavorável, prevista no RSA e referida no subcapítulo 2.3. Neste caso:

$$M_{Sd} = \gamma_g (M_{PP} + M_{RCP}) + \gamma_q (M_{VT} + \psi_0 M_{Pass}) \quad (4.2)$$

e

$$V_{Sd} = \gamma_g (V_{PP} + V_{RCP}) + \gamma_q (V_{VT} + \psi_0 V_{Pass}), \quad (4.3)$$

onde:

M_{PP} – momento flector devido à ação do peso próprio;

M_{RCP} – momento flector devido à ação da restante carga permanente;

M_{VT} – momento flector devido à ação do veículo-tipo;

M_{Pass} – momento flector devido à ação dos passeios;

V_{PP} – esforço transversal devido à ação do peso próprio;

V_{RCP} – esforço transversal devido à ação da restante carga permanente;

V_{VT} – esforço transversal devido à ação do veículo-tipo;

V_{Pass} – esforço transversal devido à ação dos passeios.

O coeficiente ψ_0 , como mencionado na Tabela 4.1, tem o valor de 0.6 no RSA.

Na Tabela 4.2 estão resumidos os esforços característicos máximos nas barras mais solicitadas consequentes à aplicação do modelo de sobrecarga rodoviária e à sobrecarga em passeios estabelecidos no RSA, dando origem aos esforços atuantes acima referidos.

Tabela 4.2 – Esforços característicos máximos, por metro linear, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no RSA.

		M_{barra1} [kN.m/m]	V_{barra2} [kN/m]	
PP		125	50	
RCP		27	11	
SC	Passeios	20kN	9	
		3kN/m ²	5	
	VT		180	79
	SDU+SCL		115	43

Da análise da tabela, constata-se que, nos passeios, a maximização do momento fletor e do esforço transversal é imposto pela carga pontual de 20kN e, ao nível do modelo de sobrecarga rodoviária, o VT é a ação de sobrecarga condicionante.

Através da Figura 4.5 e Figura 4.6 pode observar-se que o momento fletor e o esforço transversal máximos ocorrem nas barras 1 e 2, respectivamente. Os valores dos esforços de dimensionamento (M_{sd} e V_{sd}) estão representados a vermelho (esforços máximos).

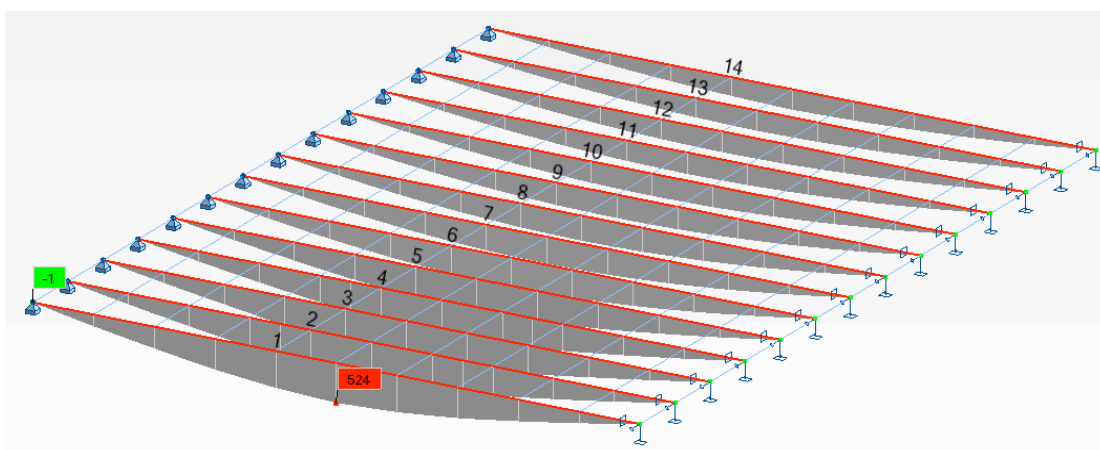


Figura 4.5 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores por cada uma das 14 barras (RSA).

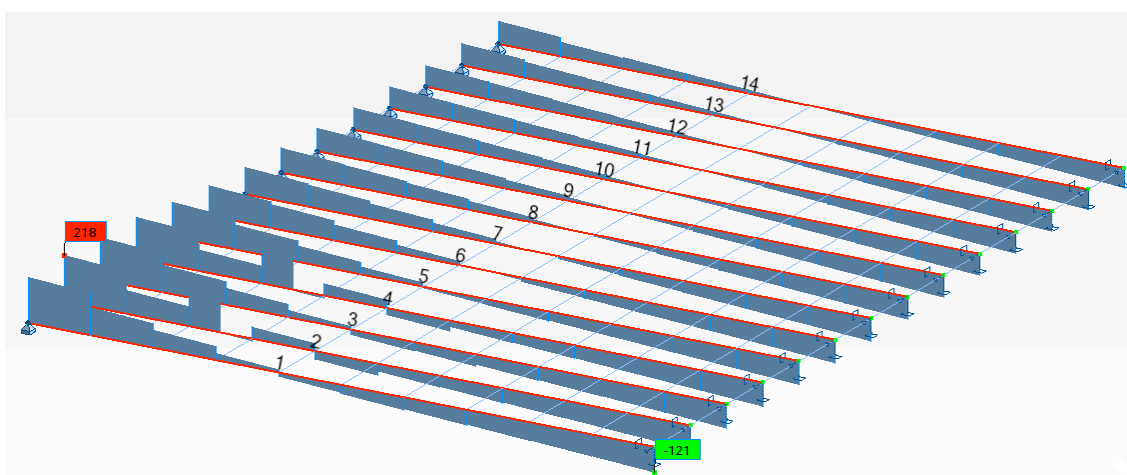


Figura 4.6 – Distribuição dos diagramas de esforço transversal por cada uma das 14 barras (RSA).

Analogamente ao RSA, também os esforços atuantes, M_{Ed} e V_{Ed} , resultam da combinação fundamental de ações prevista no EC, ou seja,

$$M_{Ed} = \gamma_g (M_{PP} + M_{RCP}) + \gamma_q (M_{TS} + M_{UDL} + \psi_0 M_{Pass}) \quad (4.4)$$

e

$$V_{Ed} = \gamma_g (V_{PP} + V_{RCP}) + \gamma_q (V_{TS} + V_{UDL} + \psi_0 V_{Pass}), \quad (4.5)$$

onde:

M_{TS} – momento flector devido à ação do *TS*;

M_{UDL} – momento flector devido à ação da *UDL*;

V_{TS} – esforço transversal devido à ação do *TS*;

V_{UDL} – esforço transversal devido à ação da *UDL*.

Note-se que, o EC define um valor de 0.4 para o coeficiente ψ_0 (referido na Tabela 4.1).

Do mesmo modo, a Tabela 4.3 resume os esforços característicos máximos, por metro, resultantes da aplicação do modelo sugerido pelo EC1 – LM1. No entanto, e contrariamente ao verificado para o RSA, as barras 3 e 4 (Figura 4.7 e Figura 4.8) são as barras mais solicitadas para a maximização dos esforços.

Tabela 4.3 – Esforços característicos máximos, por metro linear, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no EC1.

		M_{barra3} [kN.m/m]	V_{barra5} [kN/m]
PP		125	50
RCP		27	11
SC	Passeios	15	3
	TS – LM1	277	103
	UDL – LM1	55	25

Note-se que os esforços resultantes do TS e da UDL foram analisados separadamente pelo facto da norma europeia prever diferentes coeficientes de combinação (ψ) para cada tipo de sobrecarga. Este tópico será abordado de forma mais explícita nos subcapítulos 4.4 e 4.5, referentes aos tabuleiros B e C, respectivamente.

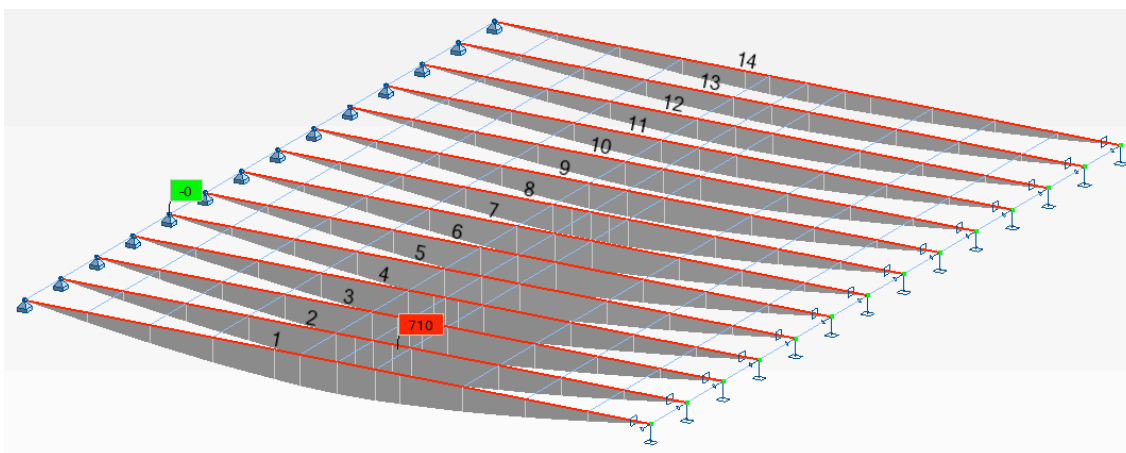


Figura 4.7 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores por cada uma das 14 barras (EC1).

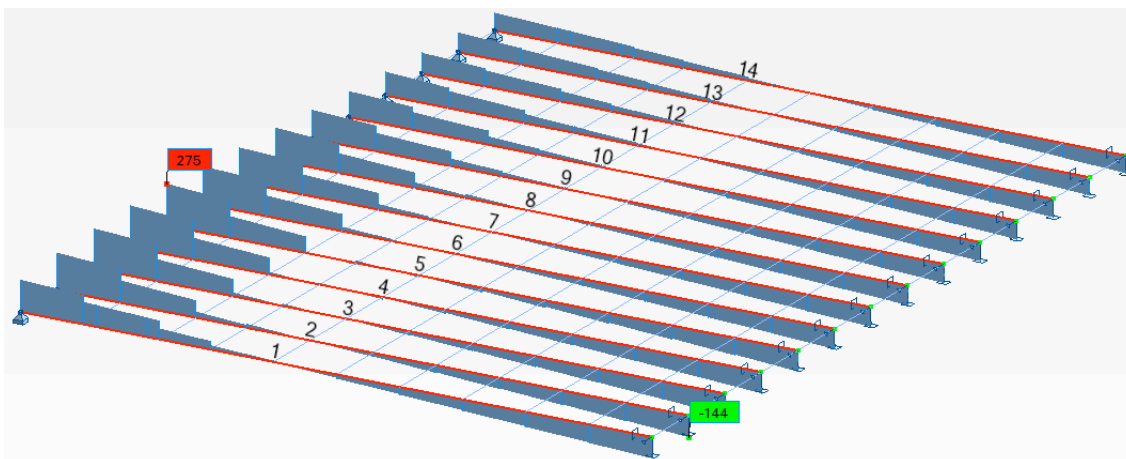


Figura 4.8 – Distribuição dos diagramas de esforço transversal por cada uma das 14 barras (EC1).

Recorrendo aos modelos de cálculo de armadura de flexão e de esforço transversal abordados no subcapítulo 2.5, efetuou-se o dimensionamento, em ELU, das respectivas armaduras, por metro linear, cujos valores encontram-se resumidos na Tabela 4.4. Entre parênteses estão

representadas as diferenças percentuais da armadura do EC2 relativamente à armadura do REBAP.

Tal como se pode observar, o EC é claramente mais gravoso (na ordem dos 30%) do que a regulamentação portuguesa tanto na quantificação dos esforços de dimensionamento como na quantidade de armadura. Os valores indicados sugerem também que as técnicas de dimensionamento do EC não derivam uma menor quantidade de armadura do que as técnicas do REBAP.

Tabela 4.4 – Dimensionamento segundo os regulamentos portugueses e as normas europeias.

	Regulamentos Portugueses	Normas Europeias
M_{sd} [kN.m/m]	524	712 (+36%)
A_s [cm ² /m]	38	53 (+39%)
V_{sd} [kN/m]	218	275 (+26%)
(A_{sw} / s) [cm ² /m]	8*	10* (+27%)

*armadura mínima

4.4 Tabuleiro B – Laje Nervurada de Betão Armado Pré-Esforçado

Este tabuleiro consiste numa laje nervurada, composta por duas nervuras largas longitudinais em betão armado e pré-esforçado, com um vão de 20m, tal como esquematizado na Figura 4.9. A laje tem a função de receber as ações sobre o tabuleiro e transmiti-las às vigas principais (nervuras) que vencem o vão [21]. Este tipo de tabuleiro é das soluções mais utilizadas em passagens superiores, pois, comparativamente ao Tabuleiro A, permite vencer maiores vãos através de um menor peso próprio.

Para modelação do tabuleiro, recorreu-se também, e como já referido no subcapítulo 4.2, a um modelo de grelha com a discretização longitudinal indicada na Figura 4.10. A grelha é composta por seis elementos de viga longitudinais, com secções indicadas, e elementos transversais espaçados de 1.00m e com 0.25m de espessura. Relativamente aos centros de gravidade de cada viga, que devido às diferentes geometrias, se encontram desnivelados, foram calculadas dimensões equivalentes (b_{eq} e h_{eq}) referentes às nervuras (vigas 2 e 5). Estas dimensões foram calculadas através da inércia total da secção e de cada elemento, recorrendo ao sistema de equações,

$$\begin{cases} A_2 = A_5 = b_{eq} \times h_{eq} \\ I_2 = I_5 = \frac{b_{eq} \times h_{eq}^3}{12} \end{cases} \quad (4.6)$$

Deste modo, foi possível, de forma simplificada, inserir o modelo no programa de cálculo com os centros de cada elemento alinhados entre si.

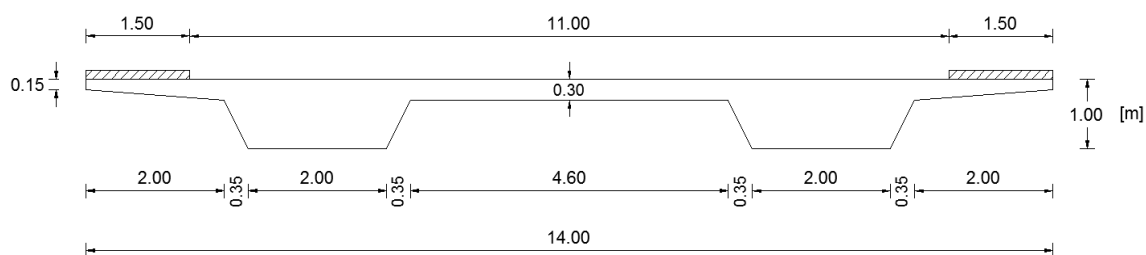


Figura 4.9 – Geometria e dimensões da secção do Tabuleiro B.

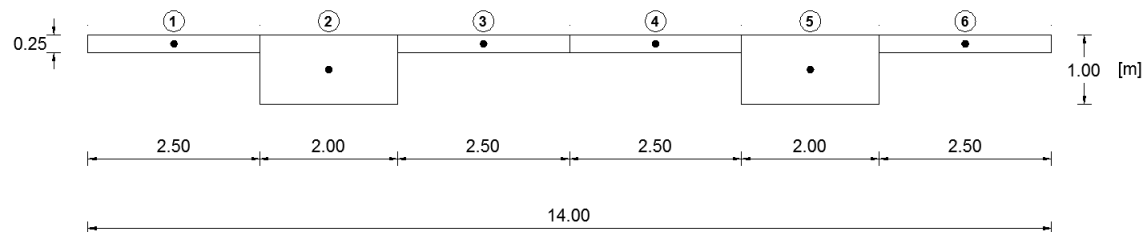


Figura 4.10 – Discretização adoptada para o modelo de grelha do Tabuleiro B.

Os modelos de sobrecarga rodoviária e passeios estabelecidos nas regulamentações em análise, foram aplicados de forma semelhante ao Tabuleiro A, tal como esquematizado nas Figura 4.3 e

Figura 4.4. Nas Tabela 4.5 e Tabela 4.6 estão resumidos os esforços característicos (extraídos do programa de cálculo automático) que resultam da aplicação dos respectivos modelos, considerando a barra mais condicionante em cada caso. Relativamente ao RSA, e em termos de sobrecarga de passeios, a carga de 3kN/m^2 é condicionante na maximização dos esforços. No entanto, em termos de sobrecarga rodoviária, apesar da diferença não ser muito significativa, o conjunto SDU+SCL é a carga mais desfavorável para o momento flector, e o VT para o esforço transversal.

Tabela 4.5 – Esforços característicos máximos, na nervura mais solicitada, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no RSA.

			M_{barra2} [kN.m]	V_{barra2} [kN]
PP			3984	775
RCP			733	138
SC	Passeios	20kN	86	12
		3kN/m^2	219	40
	VT		2328	468
	SDU+SCL		2343	408

Tabela 4.6 – Esforços característicos máximos, na nervura mais solicitada, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no EC1.

			M_{barra2} [kN.m]	V_{barra2} [kN]
PP			3979	780
RCP			731	140
SC	Passeios		364	68
	TS – LM1		3201	613
	UDL – LM1		1153	234

Como já foi referido (subcapítulo 4.2), a nível de dimensionamento, o valor do momento flector considerado no cálculo da força de pré-esforço a aplicar, em ELS, resulta da combinação quase permanente de ações correspondente ao tipo de ambiente prescrito nos regulamentos. Deste

modo, o valor do momento da combinação, $M_{c,qp}$, de acordo com os regulamentos portugueses e com as normas europeias, é obtido, respectivamente, através das expressões (4.7) e (4.8).

$$M_{c,qp} = M_{PP} + M_{RCP} + \psi_2 M_{SDU+SCL} + \psi_{2,Pass} M_{Pass} \quad (4.7)$$

$$M_{c,qp} = M_{PP} + M_{RCP} + \psi_{2,TS} M_{TS} + \psi_{2,UDL} M_{UDL} + \psi_{2,Pass} M_{Pass} \quad (4.8)$$

A força de pré-esforço, P , que verifica o estado limite de descompressão, é calculada de forma idêntica em ambas as regulamentações:

$$\sigma_i \leq 0 \Leftrightarrow \frac{M_{c,qp}}{I} v_i - \frac{P \cdot e}{I} v_i - \frac{P}{A} \leq 0, \quad (4.9)$$

onde:

σ_i – tensão normal na fibra inferior da viga;

I – momento de inércia da secção da viga;

v_i – distância entre o centro de gravidade da secção da viga e a fibra inferior;

e – excentricidade do cabo de pré-esforço ao centro de gravidade da viga. (Para os casos em estudo, considerou-se $e = 0.15\text{m}$.)

Neste caso, para efeitos de cálculo e de forma simplificada, considerou-se:

- $I = 0.5627\text{m}^4$;
- $v_i = 0.64\text{m}$;
- $A = 6.50\text{m}^2$.

A força máxima a aplicar num cabo de pré-esforço, para ambos os regulamentos, é dada pela seguinte expressão:

$$P_{\max} = A_p \times \sigma_{p,\max} \quad (4.10)$$

onde $\sigma_{p,\max} = \min\{0.75f_{puk}; 0.85f_{p0,1k}\}$ no REBAP e $\sigma_{p,\max} = \min\{0.80f_{puk}; 0.90f_{p0,1k}\}$ no EC2.

Esta limitação permite que haja uma “reserva” em relação ao início de cedência do aço.

Por outro lado, é fundamental ter em conta as perdas de tensão nos cabos, onde se considera, para estimativa do valor máximo de pré-esforço na origem, P'_0 , 15% de perdas diferidas e 10% de perdas instantâneas, ou seja,

$$P'_0 = \frac{P}{0.85 \times 0.90} . \quad (4.11)$$

Assim sendo, a partir da expressão (4.10), a área de pré-esforço pode ser dada por:

$$A_p = \frac{P'_0}{\sigma_{p,\max}} . \quad (4.12)$$

Neste trabalho, em particular, e devido às diferenças na limitação para a força de pré-esforço inicial ser muito reduzida, considerou-se apenas a tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço, f_{puk} , segundo o REBAP (expressão (4.13)) e segundo o EC2 (expressão (4.14)).

$$A_p = \frac{P'_0}{0.75 f_{puk}} , \quad (4.13)$$

$$A_p = \frac{P'_0}{0.80 f_{puk}} . \quad (4.14)$$

Os respectivos valores do pré-esforço estão resumidos na Tabela 4.7.

Os esforços de cálculo em ELU, M_{sd} e M_{Ed} , advêm das combinações fundamentais estabelecidas nas respectivas regulamentações – expressões (4.2) e (4.4) – onde se destacam as nervuras como as barras mais solicitadas. O dimensionamento da secção foi efectuado com base no método do diagrama rectangular (Figura 2.10) tendo em conta a força de pré-esforço, F_p , no lado da resistência ($F_p = A_p \cdot f_{pyd}$).

Das Figura 4.11 e Figura 4.12, pode constatar-se, tal como esperado, que os momentos flectores são absorvidos, quase na sua totalidade, pelas nervuras (barras 2 e 5) do tabuleiro devido à elevada rigidez relativamente às barras 1, 3, 4 e 6. Note-se que, sendo o conjunto SDU+SCL (modelo do RSA) a carga mais condicionante na maximização do momento flector, os esforços são distribuídos pelas duas nervuras de forma idêntica, ou seja, $M_{sd,barra2} = M_{sd,barra5} = 10786\text{kN.m}$. No entanto, no modelo do EC1, devido à excentricidade de cargas dada pelos

respectivos “veículos-tipo”, destaca-se a barra 2 como a mais solicitada ($M_{Ed, barra2} = 13105\text{kN.m}$).

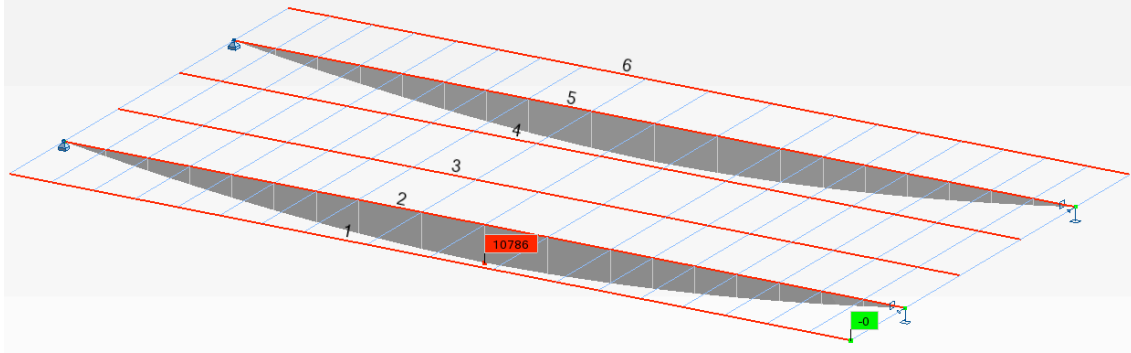


Figura 4.11 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores em ELU por cada barra (RSA).

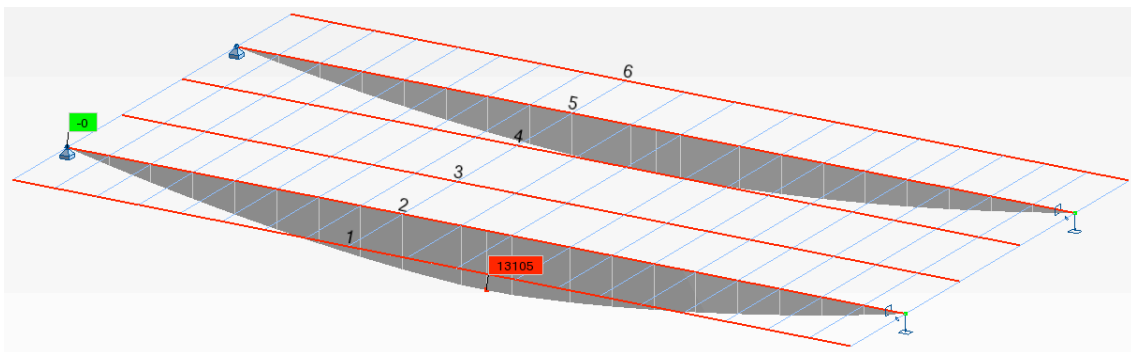


Figura 4.12 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores em ELU por cada barra (EC1).

No que respeita ao esforço transversal atuante, V_{Sd} e V_{Ed} , deve ter-se em conta, na combinação de ações, o pré-esforço, com efeito favorável, proveniente do mesmo (V_p), ou seja,

$$V_{Sd} = \gamma_g (V_{PP} + V_{RCP}) + \gamma_q (V_{VT} + \psi_0 V_{Pass}) - \gamma_p V_p, \quad (4.15)$$

onde $V_p = P \tan \theta$ e $\tan \theta = 2f/(L/2)$. O ângulo θ representa a inclinação do cabo de pré-esforço na origem e f representa o valor da flecha do cabo.

Analogamente,

$$V_{Ed} = \gamma_g (V_{PP} + V_{RCP}) + \gamma_q (V_{TS} + V_{UDL} + \psi_0 V_{Pass}) - \gamma_p V_P. \quad (4.16)$$

As Figura 4.13 e Figura 4.14 ilustram, como espectável, que as nervuras são as barras condicionantes para o dimensionamento, onde se destaca a barra 2 em ambos os regulamentos, devido à excentricidade de cargas.

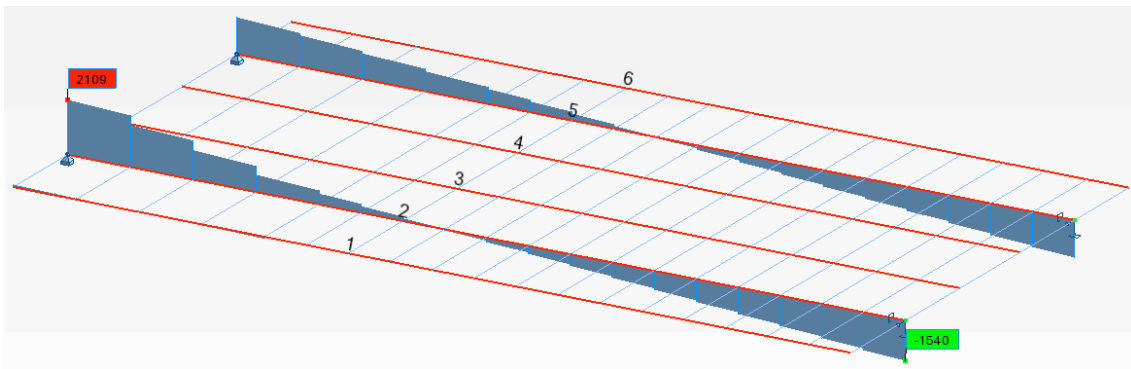


Figura 4.13 – Distribuição dos diagramas de esforço transverso por cada barra (RSA).

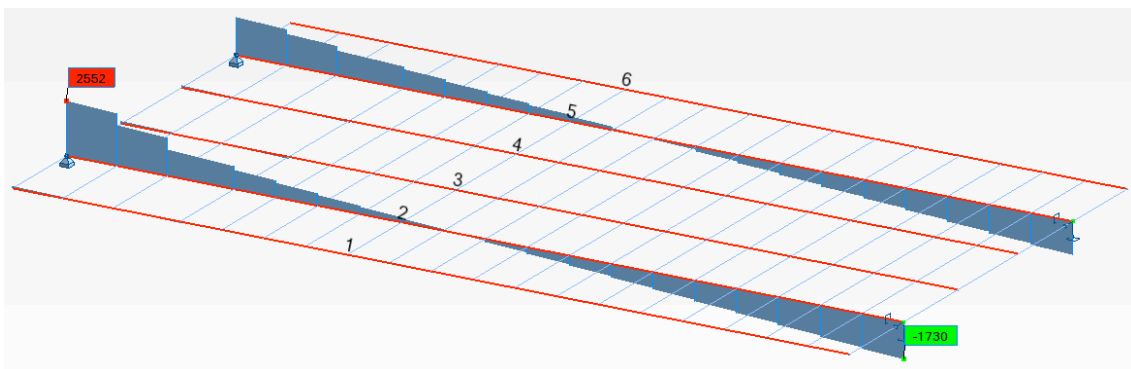


Figura 4.14 – Distribuição dos diagramas de esforço transverso por cada barra (EC1).

Assim sendo, na Tabela 4.7 estão representados os resultados do dimensionamento referentes aos regulamentos portugueses e europeus, bem como as respectivas diferenças percentuais. Através desta observa-se que, relativamente ao pré-esforço, os regulamentos portugueses

notam-se mais gravosos, com uma diferença na ordem dos 10% comparativamente ao EC. No entanto, tanto na quantificação dos esforços de dimensionamento em ELU, como na quantidade de armadura ordinária, o EC destaca-se, de forma significativa, como sendo o mais penalizador quando comparado com a regulamentação portuguesa.

Note-se que a armadura de flexão (A_s), evidencia-se, particularmente, com uma acentuada divergência de valores (na ordem dos 200%): o facto de o EC apresentar um valor de M_{sd} superior e, no entanto, uma A_p inferior, leva a que desponte um aumento significativo da armadura ordinária, de modo a que seja garantido o equilíbrio estático entre as forças do lado da resistência.

Tabela 4.7 – Dimensionamento segundo os regulamentos portugueses e as normas europeias.

	Regulamentos Portugueses	Normas Europeias
$M_{c,ap}$ [kN.m]	5229	4710 (-10%)
P [kN]	8363	7533 (-10%)
A_p [cm ²]	78	66 (-15%)
M_{sd} [kN.m]	10786	13105 (+22%)
A_s [cm ²]	44	139 (+216%)
V_{sd} [kN]	1289	1814 (+41%)
(A_{sw} / s) [cm ² /m]	16*	23 (+44%)

*armadura mínima

4.5 Tabuleiro C – Laje Vigada de Betão Armado Pré-Esforçado

A Figura 4.15 ilustra o terceiro tabuleiro, com 24m de vão, composto por uma laje vigada de betão armado pré-esforçado. Por sua vez, a Figura 4.16 ilustra a discretização longitudinal adoptada no modelo de grelha. Transversalmente, o tabuleiro foi discretizado com elementos de 1.00m com 0.25m de espessura e, analogamente ao Tabuleiro B (subcapítulo 4.4) os centros de gravidade foram tidos em conta recorrendo ao cálculo de dimensões equivalentes relativas às nervuras (vigas 2 e 5) do tabuleiro.

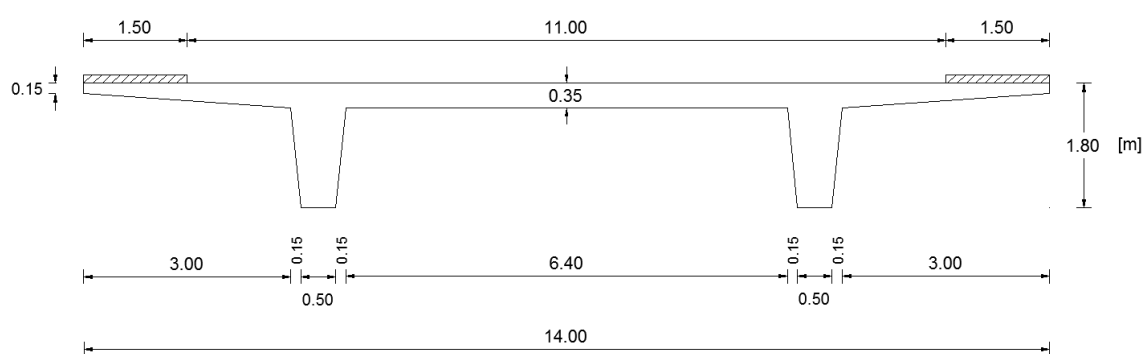


Figura 4.15 – Geometria e dimensões da secção do Tabuleiro C.

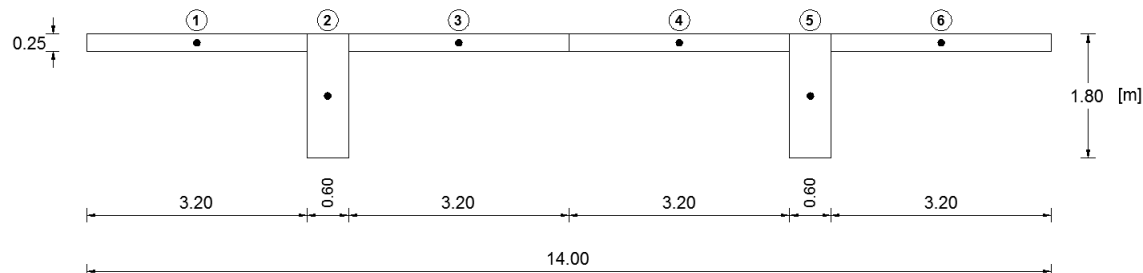


Figura 4.16 – Discretização adoptada para o modelo de cálculo do Tabuleiro C.

De forma semelhante ao Tabuleiro B, as Tabela 4.8 e Tabela 4.9 indicam os valores característicos gerados pela aplicação direta do modelo de sobrecarga rodoviária e sobrecarga dos passeios estabelecidos pelo RSA e pelo EC1, respectivamente.

Para este tabuleiro, e relativamente à sobrecarga nos passeios no regulamento português, observa-se que a carga uniformemente distribuída é a carga mais condicionante. No que respeita

às sobrecargas rodoviárias, o VT destaca-se como o mais desfavorável na maximização do momento flector e do esforço transversal.

Tabela 4.8 – Esforços característicos máximos, na viga mais solicitada, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no RSA.

			M_{barra2} [kN.m]	V_{barra2} [kN]
PP			4802	776
RCP			1068	169
SC	Passeios	20kN	107	11
		3kN/m ²	319	50
	VT		3264	537
	SDU+SCL		3088	444

Tabela 4.9 – Esforços característicos máximos, na nervura mais solicitada, produzidos pelos modelos de sobrecarga preconizados no EC1.

			M_{barra2} [kN.m]	V_{barra2} [kN]
PP			4795	778
RCP			1065	170
SC	Passeios		531	84
	TS – LM1		4116	620
	UDL – LM1		1778	299

Os esforços atuantes em ELU, M_{Sd} , M_{Ed} , V_{Sd} e V_{Ed} provenientes das combinações fundamentais das ações preconizadas na regulamentação portuguesa e no EC, estão representados nas Figura 4.17, Figura 4.18, Figura 4.19 e Figura 4.20.

O dimensionamento deste tabuleiro foi efectuado conforme os pressupostos abordados para a secção do Tabuleiro B (subcapítulo 4.4). Deste modo, na Tabela 4.10, estão expostos os valores provenientes do mesmo para as regulamentações em estudo. Note-se que, para esta secção, considerou-se:

- $I = 1.3744\text{m}^4$;
- $v_i = 1.36\text{m}$;
- $A = 5.36\text{m}^2$.

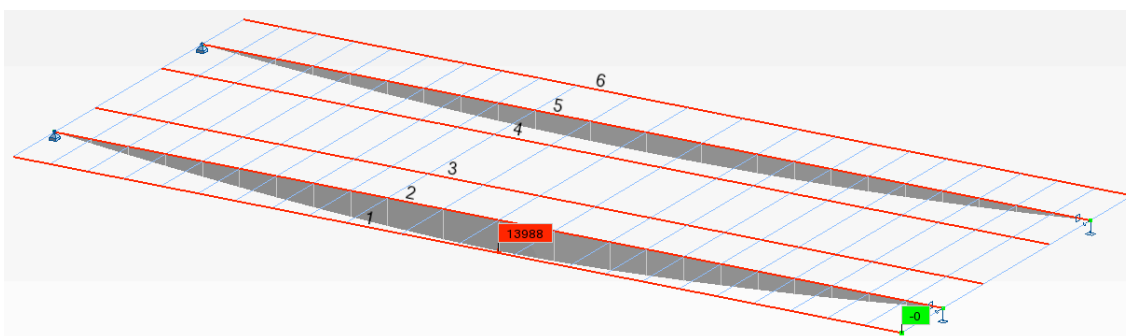


Figura 4.17 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores em ELU por cada barra (RSA).

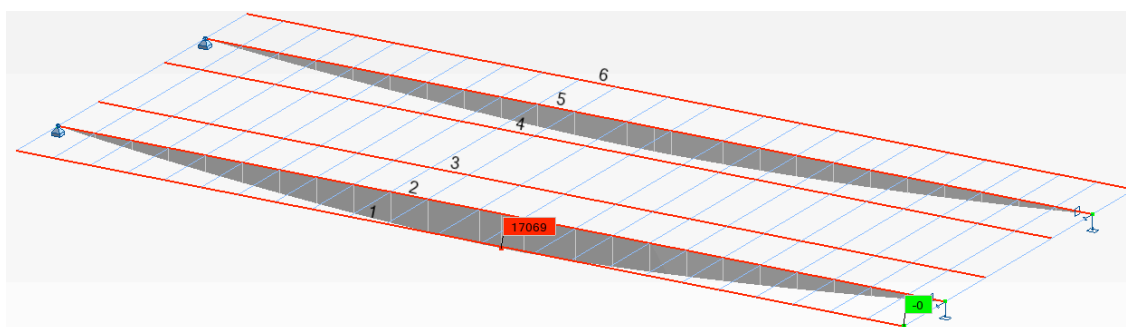


Figura 4.18 – Distribuição dos diagramas de momentos flectores em ELU por cada barra (EC1).

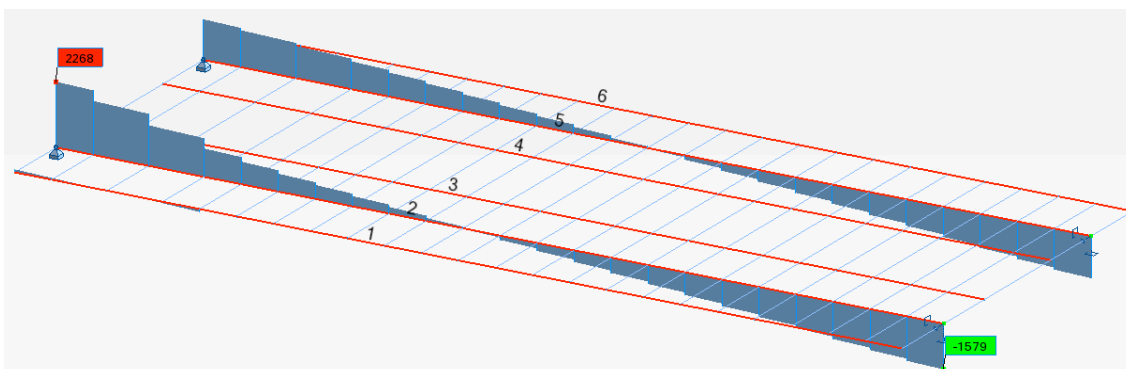


Figura 4.19 – Distribuição dos diagramas de esforço transverso por cada barra (RSA).

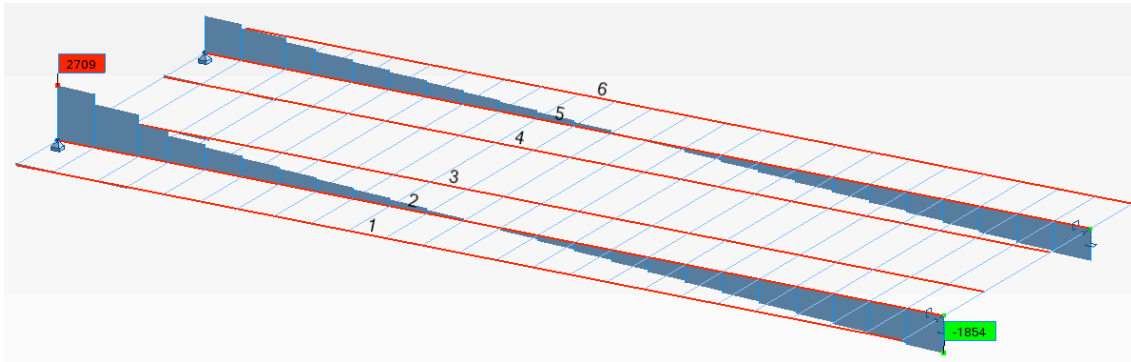


Figura 4.20 – Distribuição dos diagramas de esforço transverso por cada barra (EC1).

Tabela 4.10 – Dimensionamento segundo os regulamentos portugueses e as normas europeias.

	Regulamentos Portugueses	Normas Europeias
$M_{c,qp}$ [kN.m]	6586	5860 (-11%)
P [kN]	4709	4190 (-11%)
A_p [cm ²]	44	37 (-16%)
M_{Sd} [kN.m]	13988	17069 (+22%)
A_s [cm ²]	47	114 (+143%)
V_{Sd} [kN]	1317	1863 (+41%)
(A_{sw} / s) [cm ² /m]	5*	13 (+160%)

*armadura mínima

Neste tabuleiro, no que respeita à quantificação do pré-esforço, a regulamentação portuguesa revela-se, novamente, como a mais gravosa (na ordem dos 11%) comparativamente com as normas europeias. O EC, por sua vez, continua a ser mais penalizador tanto a nível da quantificação dos esforços de dimensionamento em ELU como a nível da quantidade de

armadura ordinária. A diferença significativa entre as armaduras de flexão (na ordem dos 140%), é dada pelo mesmo motivo exposto e justificado no Tabuleiro B (subcapítulo 4.4).

5. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

5.1 Conclusões

Em fase de transição de regulamentos em Portugal de apoio ao dimensionamento de estruturas, em especial nas pontes rodoviárias em betão armado e pré-esforçado, esta dissertação pretendeu estudar e quantificar algumas diferenças observadas nas regulamentações portuguesa e europeia, tanto ao nível dos modelos próprios de cada regulamento como ao nível do dimensionamento final.

Assim, constatou-se que os regulamentos português e europeu apresentam uma metodologia de segurança estrutural semelhante, isto é, ambas apresentam uma abordagem semi-probabilística através da aplicação dos coeficientes de segurança parciais. Em particular, neste caso concreto, os regulamentos diferem apenas no coeficiente de segurança aplicado às cargas permanentes nas combinações de ações, que passa, de forma clara, de 1.5 (no RSA) para 1.35 (no EC0). Relativamente aos modelos de cálculo de armadura de flexão, as diferenças não são significativas, destacando-se apenas o facto de o REBAP assumir declaradamente um factor de redução (de 0.85) associado à tensão máxima de compressão no betão. Relativamente ao esforço transversal, as formulações apresentam diferenças significativas, pelo que as suas diferenças efetivas foram abordadas e quantificadas.

Do ponto de vista das ações rodoviárias, constatam-se diferenças significativas, entre os regulamentos, tanto ao nível do procedimento de aplicação como ao nível da intensidade das cargas. Aliás, o estudo comparativo efectuado no Capítulo 3, entre os modelos de sobrecarga rodoviária propostos pelo RSA e pelo EC1, recorrendo a um exemplo de aplicação num tabuleiro simplesmente apoiado, demonstrou, efetivamente, uma maior exigência de segurança imposta pelo modelo de sobrecarga descrito na norma europeia, pois os esforços resultantes da sua aplicação são significativamente superiores aos esforços resultantes do modelo do RSA. Tal como referido, esta diferença entre os modelos não é de todo surpreendente. No entanto, a sua divergência não pode ser desprezável e torna-se preocupante uma vez que, em ambas as regulamentações, na análise da segurança estrutural, os coeficientes parciais de segurança são muito semelhantes. Adicionalmente, as forças verticais que constituem o modelo de sobrecarga rodoviária preconizado no RSA, o VT e o conjunto SDU+SCL, tornam-se também factores relevantes para a conclusão deste trabalho. O estudo comparativo efectuado no Capítulo 3,

resultante de uma análise longitudinal do tabuleiro, mostrou que o conjunto de cargas SDU+SCL evidencia-se como a carga condicionante para o dimensionamento, ao contrário da análise transversal abordada e analisada no Capítulo 4, onde, e devido à excentricidade de cargas, o VT destacou-se como o mais desfavorável.

Através da análise transversal dos três tabuleiros típicos, e tendo em conta as sobrecargas nos passeios (3kN/m^2 no RSA e 5kN/m^2 no EC1), no Capítulo 4, foi possível salientar que, de forma geral, a norma europeia é claramente mais gravosa quando comparado com a regulamentação portuguesa, tanto na quantificação dos esforços de dimensionamento como na quantidade de armadura. Deste modo, o Tabuleiro A, em betão armado, revelou uma diferença entre 26 e 39%. Note-se, relativamente à norma europeia, que o aumento dos momentos flectores atuantes anula, ou reduz, no cálculo da armadura de flexão, o efeito favorável de assumir uma maior capacidade resistente do betão ($1.0 \times fcd$). Relativamente aos Tabuleiros B e C, a nível da quantificação do pré-esforço, a regulamentação portuguesa evidenciou-se mais gravosa, com uma diferença aproximada de 10% comparativamente à norma europeia. Contudo, este último destacou-se, mais uma vez, como o mais exigente ao nível da quantificação dos esforços e das armaduras ordinárias em ELU, onde a armadura de flexão distinguiu-se de forma significativa, na ordem dos 200% no Tabuleiro B e 140% no Tabuleiro C, comparativamente à regulamentação portuguesa. Esta diferença de valores está relacionada com o facto de a norma europeia apresentar uma área de armadura de pré-esforço inferior e, no entanto, um momento flector superior quando comparado com os regulamentos portugueses, o que gera a necessidade de obter uma maior área de armadura ordinária. Deste modo, torna-se importante salientar as diferenças associadas à quantificação do pré-esforço em ambas as regulamentações, nomeadamente nos coeficientes parciais de segurança associados às sobrecargas para a combinação quase permanente das ações, que, sendo nulos segundo a norma europeia, diminuem o respectivo momento fletor, e conseqüentemente originam uma força de pré-esforço inferior, que contribui, por sua vez, para uma área de armadura de pré-esforço inferior, comparativamente à regulamentação portuguesa.

Em conclusão, a discordância de resultados, relativos aos modelos abordados nesta dissertação, pressupõe que a maior parte das pontes projetadas em Portugal, ou seja, com base no regulamento nacional, não cumprirá os requisitos exigidos pela norma europeia. Naturalmente, esta evidência não implica que todas as pontes projetadas com base no RSA apresentem insegurança estrutural, apenas se verifica que a margem de segurança a elas associada é inferior à que o Eurocódigo estabelece. Assim, a questão fundamental prende-se em compreender qual

dos dois modelos sugere a margem de segurança mais prudente. Contudo, a resposta não é imediata uma vez que esta depende de múltiplos factores associados a disposições específicas.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

Para desenvolvimentos futuros, e de forma a melhorar e aprofundar as conclusões deste trabalho, seria interessante estudar e analisar a aplicação dos dois regulamentos em questão nos vários elementos constituintes das pontes, nomeadamente pilares, fundações, encontros, etc., adicionando também outras ações de sobrecarga (vento, sismo, temperatura, entre outras). Assim, um estudo mais aprofundado, para além do tabuleiro, ajudará a perceber melhor as diferenças efetivas entre os dois regulamentos.

6. Referências Bibliográficas

-
- [1] Pipa, M. (2009). Encontro Técnico-Científico: O Papel dos Laboratórios de Estado na Investigação e Desenvolvimento em Engenharia Civil no Âmbito da CPLP. *Evolução da Regulamentação de Estruturas em Portugal*. LNEC, Lisboa, 2009.
- [2] Figueiredo, E.; Moldovan, I.; Marques, Manuel Barata (2013). *Condition Assessment of Bridges: Past, Present and Future*. A Complementary Approach. Universidade Católica Editora, ISBN: 978-972-54-0402-7.
- [3] Henriques, António A.R. - *Aplicação de Novos Conceitos de Segurança no Dimensionamento do Betão Estrutural*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto, 1998.
- [4] Lopes, B. M. 2009. *Avaliação da segurança de Estruturas Existentes*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- [5] RSA. *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto Editora, Porto, 1983.
- [6] EC0. *EN 1990: Eurocode: Basis of Structural Design*. CEN, Brussels, 2002.
- [7] *Projecto de Estruturas – Nova Regulamentação para o Projecto de Estruturas de Betão*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, DECivil, 1999.
- [8] Costa, A. e Appleton, J. 2008. Estruturas de betão I. *Parte II – Materiais*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [9] D’Arga e Lima, J.; Martins, V.; Mun, M. (1999). *Betão Armado: Esforços Normais e de Flexão (REBAP-83)*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- [10] Machado, P. O. 2010. *Projeto de estruturas de um Edifício*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.
- [11] EC1. *EN 1991-2: Eurocode 1: Action on Structures – Part 2: Traffic Loads on Bridges*. CEN, Brussels, 2003.
- [12] Alves, M. P. 2012. *Modelação de Sobrecargas Rodoviárias – Estudo comparativo entre diferentes normas*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Portugal.

-
- [13] RSEP. *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes*. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, Lisboa, 1961.
- [14] Apontamentos de apoio às aulas de *Pontes e Estruturas Especiais*. Faculdade de Engenharia da Universidade Católica Portuguesa, 2006.
- [15] EC2. *EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part: General Rules and Rules for Buildings*. CEN, Brussels, 2004.
- [16] REBAP. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*. Porto Editora, Porto, 1983.
- [17] Appleton, J. (s.d.). *Eurocódigo 2 – EN1992-1-1*. Construção Magazine.
- [18] Imagem recuperada a 12 de Março de 2013 a partir de:
<http://xa.yimg.com/kq/groups/24989200/1368286367/name/Aula+11+de+BA+1.pdf>
- [19] Appleton, J. & al. 2011. *Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos de Elementos com Esforço Axial Desprezável*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [20] Freitas, J. M. (2008). *Ação do Tráfego Rodoviário em Pontes de Betão Armado – Análise da situação portuguesa e comparação com os modelos propostos pelo ECI e pelo RSA*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- [21] Reis, A. J. (2006). *Folhas da Disciplina de Pontes*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.