



Avaliação de Segurança de Pontes em Betão da Rede Viária Nacional Sujeitas ao Carregamento de Veículos Militares

Eduardo Miguel Antunes Filipe

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Militar

Orientadores: Professor Doutor António José da Silva Costa
Tenente-Coronel Pedro José da Silva Gonçalves Matias

Júri

Presidente: Professor Doutor António Manuel Figueiredo Pinto da Costa
Orientador: Professor Doutor António José da Silva Costa
Vogais: Professor Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida
Tenente-Coronel Artur Jorge Espada Caracho

janeiro de 2021

Declaração

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

“Vê mais longe a gaiivota que voa mais alto.”

Richard Bach

Agradecimentos

Agradeço ao Professor Doutor António José da Silva Costa, meu orientador, pela constante disponibilidade e apoio demonstrado ao longo da realização da presente dissertação, assim como pela revisão científica e bibliográfica, na qual o acompanhamento e o conhecimento técnico e científico por parte do docente foram essenciais, tanto na realização da tese como no período letivo que a antecedeu.

Agradeço igualmente ao Tenente-Coronel Pedro Matias, coorientador deste trabalho de investigação, por toda a ajuda e disponibilidade prestada durante o período correspondente à elaboração da dissertação de Mestrado, cuja motivação demonstrada e auxílio na correção e revisão científica, assim como na relação fundamental com a componente militar associada a este trabalho, foram cruciais para o sucesso no cumprimento dos objetivos a que inicialmente me propus.

Importa realçar um agradecimento especial às duas instituições em que estive integrado nos últimos seis anos enquanto aluno, sendo elas a Academia Militar e o Instituto Superior Técnico, nas quais realizei a minha formação pessoal e académica, correspondentes à frequência no Ensino Superior, pelo que tenho a agradecer toda a formação, acompanhamento e ensino que me foram prestados e disponibilizados da melhor forma possível.

Agradeço também a todos os meus camaradas e colegas de curso, que me acompanharam ao longo do período de formação e durante o qual partilhámos diversos momentos de aprendizagem, convívio, camaradagem e amizade, a partir dos quais foram estabelecidos fortes laços emocionais e de entreajuda, essenciais para o desenvolvimento do percurso académico e formativo.

Um agradecimento especial à minha família, que me acompanha desde sempre em todas as etapas importantes da minha vida, cuja presença, compreensão e motivação são sempre aspetos fundamentais para o sucesso nos momentos mais difíceis e desafiantes.

Por último, um agradecimento muito especial à minha namorada, companhia de todos os momentos e fonte de força e inspiração, pela total e permanente ajuda e preocupação, pela presença, amizade e amor.

Resumo

As atividades militares realizadas em âmbito de contexto operacional por parte do Exército Português exigem, frequentemente, a utilização de estruturas existentes na rede viária nacional, designadamente pontes e viadutos, para satisfazer as necessidades de deslocação das viaturas militares. Estas estruturas encontram-se dimensionadas de acordo com a regulamentação de ações associada à época na qual se realizou o respetivo projeto, pelo que importa avaliar se as normas regulamentares utilizadas no dimensionamento garantem a segurança da estrutura para uma utilização militar.

Para tal, estudaram-se os diferentes regulamentos de ações utilizados em Portugal nas últimas décadas, designadamente as sobrecargas rodoviárias correspondentes, por forma a compreender a evolução das ações consideradas no projeto e dimensionamento de estruturas de pontes. Deste modo, pretende-se obter a relação existente entre as sobrecargas regulamentares e a sobrecarga militar relativa a uma utilização mista, nomeadamente de tráfego normal e circulação de viaturas militares.

No que diz respeito ao carregamento militar considerou-se a atuação de uma viatura de lagartas e de rodas, cuja classificação de carga militar corresponde à regulamentação aprovada pela NATO e prevista nas normas STANAG. No âmbito da avaliação dos casos de estudo abordados, realizou-se a verificação de segurança da estrutura do tabuleiro de três obras inseridas na autoestrada A1.

Com esta avaliação pretende-se verificar as condições de segurança da estrutura do tabuleiro de diferentes obras de arte da rede nacional para uma utilização militar, tanto do ponto de vista da respetiva resistência à rotura como do correspondente comportamento em serviço.

Palavras-chave: pontes em betão, sobrecargas regulamentares, sobrecarga militar, classificação de carga militar, regulamentos de ações, avaliação de segurança.

Abstract

Military activities often require the use of existing structures in the national road network, namely bridges and viaducts, to meet the needs of military vehicles. These structures are designed according to the regulation at the time when the respective project was carried out, so it is important to assess whether the regulatory standards used in the design guarantee the safety of the structure for a military use.

To this end, the different regulations of actions used in Portugal in recent decades, namely the corresponding traffic loads, were studied in order to understand the evolution of the actions considered in the design of bridge structures. In this way, it is intended to obtain the relation between the regulatory traffic and the military loads related to a mixed use.

With regard to military loading, it was considered the traffic of a tracked and wheeled vehicle, whose military load classification corresponds to the regulations approved by NATO and provided for in STANAG documents. In the scope of the evaluation of the cases of study approached, it was carried out the safety verification of the structure of the deck of three bridges inserted in the highway A1, with different structural solutions and projected according to distinct regulations.

This evaluation aims to verify the safety conditions of the deck of several bridges of the national network for a military use, both from the point of view of their resistance to the ultimate limit states and the corresponding behavior in service.

Keywords: concrete bridges, regulatory traffic, military load, military load classification, regulations of actions, safety assessment.

Índice geral

Declaração	iii
Agradecimentos	vii
Resumo	ix
Abstract	xi
Índice geral	xiii
Índice de figuras	xvii
Índice de tabelas.....	xxi
Lista de abreviaturas, acrónimos e siglas	xxiii
Lista de símbolos	xxv
1 Introdução.....	1
1.1 Conceitos gerais e enquadramento.....	1
1.1.1 Introdução histórica.....	1
1.1.2 Circulação de veículos civis e militares – Efeitos do tráfego e sistema MLC	3
1.1.3 Conceitos gerais do dimensionamento de estruturas.....	5
1.2 Engenharia Militar – Conceito e enquadramento.....	6
1.3 Objetivos e metodologia da dissertação	8
1.4 Organização da dissertação	9
2 Estruturas de pontes	10
2.1 Caracterização estrutural.....	10
2.1.1 Introdução.....	10
2.1.2 Classificação de pontes	12
2.2 Desenvolvimento histórico das pontes	13
2.2.1 Pontes de madeira e alvenaria de pedra	14
2.2.2 Pontes metálicas.....	14
2.2.3 Pontes de betão armado	15
2.2.4 Pontes de cabos	16
2.2.5 Pontes militares	17
3 Missões da Engenharia Militar – Apoio de combate.....	18
3.1 Operações de reconhecimento	19
3.2 Reconhecimento de itinerários - Pontes.....	19
4 Sobrecarga rodoviária em pontes.....	20
4.1 Introdução	20
4.2 Ações em pontes – Tráfego rodoviário.....	21
4.3 STANAG 2021 – Military Load Classification (MLC)	25
4.3.1 Conceitos gerais	25
4.3.2 Classificação de carga militar (MLC) - Veículos.....	26
4.3.3 Classificação de carga militar (MLC) - Pontes	26
4.3.4 Sinais de classificação de carga militar	28

5	Verificação de segurança estrutural.....	29
5.1	Conceitos básicos – Ações e combinação de ações	29
5.2	Estados Limite	30
5.3	Verificação dos estados limite – Valores de cálculo.....	30
5.3.1	Avaliação de estruturas existentes – Coeficientes de segurança	31
6	Evolução da regulamentação de ações em pontes	33
6.1	Introdução	33
6.2	Caraterização da regulamentação portuguesa	34
6.3	Evolução dos regulamentos de ações.....	37
6.3.1	Regulamento para Projeto, Provas e Vigilância das Pontes Metálicas	37
6.3.2	Regulamento de Pontes Metálicas (1929)	38
6.3.3	Regulamento de Pontes Metálicas (1958)	40
6.3.4	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes.....	40
6.3.5	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes	41
6.3.6	Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 2: Ações de tráfego em pontes	42
7	Análise global – Abordagem preliminar.....	44
7.1	Introdução	44
7.2	Efeito das sobrecargas rodoviárias	45
7.2.1	Classificação de carga militar – Circulação de veículos militares	45
7.2.2	Evolução dos regulamentos de ações – Comparação entre sobrecargas rodoviárias..	47
7.2.3	Análise comparativa de sobrecargas – Influência dos coeficientes parciais de segurança	49
7.2.4	Conclusão da análise – Considerações pertinentes.....	52
8	Casos de estudo – Verificação da segurança do tabuleiro	53
8.1	Ações	53
8.2	Viaduto de Alhandra	54
8.2.1	Introdução.....	54
8.2.2	Modelo estrutural	55
8.2.3	Verificação de segurança – Estado Limite de Serviço.....	57
8.2.4	Verificação de segurança – Estado Limite Último	59
8.2.5	Conclusões	63
8.3	Viaduto sobre o rio Trancão.....	64
8.3.1	Introdução.....	64
8.3.2	Modelo estrutural	64
8.3.3	Análise da laje	65
8.3.4	Análise das vigas longitudinais e carlingas	67
8.3.5	Conclusões.....	70
8.4	Viaduto sobre o rio de Mouros	71
8.4.1	Introdução – Modelo estrutural	71
8.4.2	Análise da estrutura do tabuleiro	72

8.4.3	Conclusões	76
9	Conclusões	77
9.1	Considerações finais – Discussão de resultados.....	77
9.2	Desenvolvimentos futuros.....	80
	Bibliografia.....	81
	ANEXO A.....	85
	ANEXO B.....	87
	ANEXO C	89
	ANEXO D	90
	ANEXO E.....	91
	ANEXO F.....	92
	ANEXO G	93
	ANEXO H	96
	ANEXO I.....	99
	ANEXO J	101
	ANEXO L.....	102

Índice de figuras

Figura 1.1 - Panteão de Roma (esq.) e Pont du Gard (dir.) [1]	1
Figura 1.2 - Ponte Villeneuve-Sur-Lot de Freyssinet, 1919 [1]	2
Figura 1.3 - Ponte da Arrábida, 1963 [1].....	2
Figura 1.4 - Evolução da rede viária em Portugal [18].....	3
Figura 1.5 - Distribuição normal associada a ações e resistências [23].....	6
Figura 1.6 - Viatura blindada lança pontes (esq.), secção de ponte modular (centro) e ponte logística militar (dir.) [46].....	7
Figura 2.1 - Constituição genérica de uma ponte [2].....	11
Figura 2.2 - Pontes em viga: simplesmente apoiada (esq.), Gerber (centro) e contínua (dir.) [2]	13
Figura 2.3 - Ponte em pórtico [2]	13
Figura 2.4 - Ponte em arco: tabuleiro superior (esq.) e tabuleiro inferior (dir.) [2]	13
Figura 2.5 - Ponte de cabos: tirantes (esq.) e suspensa (dir.) [2]	13
Figura 2.6 - Ponte de Gard, França (esq.) e Ponte de Santa Trinita, Itália (dir.) [2]	14
Figura 2.7 - Ponte de Coalbrookdale, Inglaterra [2].....	14
Figura 2.8 - Ponte de Bayonne, EUA (esq.) e Ponte D. Maria Pia, Porto (dir.) [2].....	15
Figura 2.9 - Ponte Rio-Niterói, Brasil [2]	15
Figura 2.10 - Pontes militares Mabey & Johnson (esq. e dir.) e ponte flutuante (centro) [46].....	18
Figura 3.1 - Representação gráfica das medidas de controlo associadas à classificação de itinerário (esq.) reconhecimento de itinerário (centro) e de área (dir.).....	19
Figura 4.1 - Resposta estática e dinâmica à passagem de um veículo [12].....	22
Figura 4.2 - Distribuição de peso e espaçamento por eixo numa viga simplesmente apoiada [11]	23
Figura 4.3 - MLC 40 rodas (esq.) e MLC 40 lagartas (dir.) [26]	26
Figura 4.4 - Exemplos de sinais associados à classificação de carga militar [26].....	29
Figura 5.1 - Valores representativos das ações [44]	29
Figura 6.1 - Comboio tipo relativo ao Regulamento de Pontes Metálicas (1929) [34]	38
Figura 6.2 - Sobrecarga aplicada na faixa de rodagem [34]	39
Figura 6.3 - Disposição e dimensões do veículo tipo segundo o Regulamento de Pontes Metálicas (1958) [37]	40
Figura 6.4 - Disposição e dimensões do veículo tipo segundo o RSEP [38].....	41
Figura 6.5 - Disposição e dimensões do veículo-tipo segundo o RSA [39].....	42
Figura 6.6 - Numeração de vias num caso geral [20].....	43
Figura 6.7 - Representação gráfica da aplicação do LM1 [20].....	43
Figura 7.1 - Carro de combate Leopard 2 A6 (esq.) e viatura de transporte pesado (dir.) [Fórum Defesa]	44
Figura 7.2 - Comparação de esforço global atuante para viaturas militares da classe 70	46
Figura 7.3 - Esforço resultante máximo para diferentes classes de carga militar.....	47
Figura 7.4 - Análise comparativa segundo diversos regulamentos de ações.....	47
Figura 7.5 - Esforço resultante para o carregamento associado à circulação das colunas militares consideradas	49

Figura 7.6 - Comparação de esforço global atuante segundo vários regulamentos	49
Figura 7.7 - Comparação de esforço global atuante segundo vários regulamentos para vãos até 40 metros	50
Figura 7.8 - Coeficiente parcial de segurança para ações variáveis segundo diferentes condições de travessia e para uma.....	50
Figura 7.9 - Comparação de esforço global atuante afetado de coeficiente de segurança segundo vários regulamentos	51
Figura 7.10 - Comparação de esforço global atuante afetado de coeficiente de segurança segundo vários regulamentos para vãos até 40 metros	51
Figura 8.1 - Viaduto de Alhandra [48]	55
Figura 8.2 - Vista superior do modelo estrutural de um tramo do tabuleiro (esq.) e elementos da estrutura analisados (dir.).....	55
Figura 8.3 - Posições a meio vão para o veículo militar de lagartas (esq.), veículo tipo 2 (centro) e veículo tipo 3 [EC1] (dir.).....	56
Figura 8.4 - Posições do veículo tipo a meio vão (Regulamento 1958)	56
Figura 8.5 - Alinhamentos de referência para a sobrecarga linear transversal (Regulamento 1958)...	57
Figura 8.6 - Deformação do tabuleiro para as cargas militares	58
Figura 8.7 - Deformação do tabuleiro devido às cargas permanentes (esq.) e efeito da ação do pré-esforço (dir.)	59
Figura 8.8 - Características geométricas das secções a meio vão das vigas 1 a 8 (esq.) e viga 9 (dir.)	60
Figura 8.9 - Características geométricas das secções da carlinga (esq.) e da laje (dir.).....	61
Figura 8.10 - Momentos de laje induzidos pelas ações locais do veículo de lagartas (esq.) e do veículo tipo (dir.)	62
Figura 8.11 - Viaduto sobre o rio Trancão (Sacavém) [48]	64
Figura 8.12 - Modelo global (esq.) e modelo refinado da laje (dir.).....	64
Figura 8.13 - Veículo tipo do Regulamento 1929/1958 (esq./centro) e veículo tipo militar de rodas da classe 100 (dir.)	65
Figura 8.14 - Momentos de laje máximos para a ação do veículo tipo militar: $m_{x,max}$ (esq.), $m_{y,max}$ (centro) e $m_{y,min}$ (dir.).....	65
Figura 8.15 - Armadura da laje na direção transversal (esq.) e longitudinal (dir.)	66
Figura 8.16 - Vista 3D das secções de controlo: apoio das vigas na ligação aos montantes e meio vão correspondente.....	67
Figura 8.17 - Identificação dos elementos estruturais lineares analisados	67
Figura 8.18 - Posições de referência para a atuação da sobrecarga linear do Regulamento 1958	67
Figura 8.19 - Posições do veículo tipo (Reg. 1958): sobre a viga (esq.), a meio vão entre vigas (centro) e um veículo tipo em cada faixa de rodagem (dir.).....	68
Figura 8.20 - Armadura nas secções de apoio: secção 1 (esq.), secção 3 (centro) e carlingas (dir.) [Anexo L]	69

Figura 8.21 - Armadura nas secções de vão: secção 2 (esq.), secção 4 (centro) e carlingas (dir.) [Anexo L]	69
Figura 8.22 - Desenho de projeto da estrutura do tabuleiro em laje nervurada (corte transversal).....	71
Figura 8.23 - Veículo tipo do Regulamento 1983 (esq.) e veículo tipo militar de rodas da classe 100 (centro e dir.)	72
Figura 8.24 - Vista tridimensional dos tramos centrais do viaduto e pormenor de uma secção da estrutura	72
Figura 8.25 - Posições da sobrecarga uniforme para análise das secções de vão e do apoio: sobrecarga militar (2,50 kN/m ²) [esq.] e Regulamento 1983 (4,0 kN/m ²) [dir.].....	73
Figura 8.26 - Veículos tipo do carregamento militar (esq.) e sobrecarga linear do Regulamento 1983 (dir.) considerados a meio vão do tramo central do tabuleiro	73
Figura 8.27 - Desenhos de projeto (pré-esforço longitudinal): secção a meio vão (esq.) e secção do apoio (dir.)	74
Figura 8.28 - Desenho de projeto: pré-esforço longitudinal da laje entre nervuras (corte transversal).	74
Figura 8.29 - Modelação da secção a meio vão (esq.) e do apoio (dir.) para determinação dos esforços resistentes	74
Figura 8.30 - Desenho de projeto: secção transversal da nervura na zona do apoio	75
Figura 8.31 - Desenho de projeto: traçado dos cabos de pré-esforço da nervura nos tramos centrais do tabuleiro.....	75
Figura 9.1 - Veículo tipo de lagartas (MLC 70) [esq.] e de rodas (MLC 100) [dir.] [STANAG]	78

Índice de tabelas

Tabela 4.2 - Peso máximo por eixo [decreto-lei nº 99/2005, artigo 9º].....	24
Tabela 4.3 - Características do veículo tipo segundo diferentes regulamentos internacionais [11]	24
Tabela 4.4 - Parâmetros de avaliação estrutural associados às diferentes condições de travessia [26]	28
Tabela 5.1 - Valores correspondentes aos coeficientes parciais	31
Tabela 5.2 - Coeficientes parciais segundo o Eurocódigo [26]	31
Tabela 5.3 - Relação entre o índice de fiabilidade e a probabilidade de colapso de uma estrutura [19]	32
Tabela 5.4 - Valores do índice de fiabilidade para diferentes estruturas.....	32
Tabela 5.5 - Coeficientes parciais de segurança para avaliação estrutural de pontes [26]	33
Tabela 5.6 - Coeficientes de segurança propostos pelo STANAG 2021 [26].....	33
Tabela 6.1 - Composição do comboio tipo [33].....	37
Tabela 6.2 - Sobrecarga uniforme, variável com o vão da ponte [33].....	37
Tabela 6.4 - Características do veículo tipo conforme a classe correspondente [37].....	40
Tabela 6.5 - Carga transmitida por eixo e dimensões das superfícies de contato com o solo [38]	41
Tabela 6.6 - Valores característicos das sobrecargas e dimensões dos rodados do veículo tipo segundo o RSA [39]	42
Tabela 6.7 - Valores característicos relativos ao EC1-2 (LM1) [20].....	43
Tabela 7.1 - Representação do modelo de viaturas de rodas e lagartas da classe 70 [STANAG].....	46
Tabela 7.2 - Características do veículo tipo de lagartas e do veículo tipo de rodas [STANAG].....	48
Tabela 7.3 - Situação de carga para a circulação de uma coluna militar com via reservada.....	48
Tabela 8.1 - Máximo momento fletor atuante nas vigas longitudinais e carlingas (Anexo G)	57
Tabela 8.2 - Determinação dos momentos atuantes que conduzem à descompressão das secções de controlo.....	58
Tabela 8.3 - Deslocamento máximo obtido para as sobrecargas consideradas.....	59
Tabela 8.4 - Esforços atuantes máximos nas vigas longitudinais e carlingas para a combinação fundamental de ações – Carregamento militar (Anexo H).....	60
Tabela 8.5 - Esforços atuantes máximos nas vigas longitudinais e carlingas para a combinação fundamental de ações – Regulamento de 1929.....	60
Tabela 8.6 - Esforços atuantes máximos nas vigas longitudinais e carlingas para a combinação fundamental de ações – Regulamento de 1958.....	60
Tabela 8.7 - Momentos resistentes das secções de controlo para as vigas longitudinais e carlingas (Anexo I).....	61
Tabela 8.8 - Momentos de dimensionamento na laje para ações locais.....	61
Tabela 8.9 - Verificação da armadura transversal nas vigas longitudinais (Anexo J)	62
Tabela 8.10 - Momentos máximos e mínimos de laje para as sobrecargas consideradas	65
Tabela 8.11 - Momentos de dimensionamento da laje na direção longitudinal e transversal	66
Tabela 8.12 - Esforço transversal atuante na laje junto ao apoio sobre as vigas.....	66
Tabela 8.13 - Disposição transversal da sobrecarga relativa ao carregamento militar.....	68

Tabela 8.14 - Esforços atuantes máximos nas vigas e carlingas para a combinação rara.....	68
Tabela 8.15 - Esforços atuantes máximos nas vigas e carlingas para a combinação fundamental	69
Tabela 8.16 - Capacidade resistente à flexão dos elementos estruturais lineares nas secções de apoio e a meio vão	69
Tabela 8.17 - Esforço transverso máximo nas vigas longitudinais e carlingas nas secções de apoio .	70
Tabela 8.18 - Esforços de flexão no apoio e a meio vão do tramo central do tabuleiro.....	73
Tabela 8.19 – Valores máximos e mínimos de esforço transverso no apoio do tramo central do tabuleiro	74
Tabela 8.20 - Verificação da armadura transversal na secção do apoio.....	75
Tabela 8.21 - Características geométricas da secção	75
Tabela 8.22 - Tensão nas armaduras ordinária e de pré-esforço para as cargas relativas à combinação rara de ações.....	76

Lista de abreviaturas, acrónimos e siglas

FIP	Fédération Internationale de la Précontrainte
CEB	Comissão Europeia do Betão
fib	fédération internationale du béton
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MLC	Military Load Classification
NATO	North Atlantic Treaty Organization
STANAG	Standardization Agreement
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FND	Forças Nacionais Destacadas
EP	Exército Português
FA	Forças Armadas
IST	Instituto Superior Técnico
AM	Academia Militar
EQU	Equilíbrio estático
STR	Deformação da estrutura
GEO	Deformação do terreno
FAT	Fenómeno de fadiga
RC	Reliability Class
CEN	Comité Européu de Normalização
RSA	Regulamente de Segurança e Ações
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado Pré-Esforçado
UE	União Europeia
RSEP	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes
EC	Eurocódigo
EC1-2	Eurocódigo 1 – Parte 2
LM	Load Model
TS	Tandem System
UDL	Uniformly Distributed Load
VT	Veículo tipo
SCL	Sobrecarga Linear Transversal
SCU	Sobrecarga Uniforme

Lista de símbolos

- Letras latinas:

- Maiúsculas:

A	Ação de acidente, Área da secção transversal
A_{sw}	Área da secção das armaduras de esforço transversal
A_s	Área da secção de uma armadura para betão armado
A_p	Área da secção de uma armadura ou de cabos de pré-esforço
$C_{Rd,c}$	Fator dependente do coeficiente de redução da resistência do betão à compressão
E	Efeito de uma ação
$E_{d,dst}$	Valor de cálculo do efeito das ações não estabilizantes
$E_{d,stab}$	Valor de cálculo das ações estabilizantes
E_s	Módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
E_c	Módulo de elasticidade para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias de idade
F_k	Valor característico de uma ação
F_d	Valor de cálculo de uma ação
G	Ação permanente
I	Inércia
$L_{vão}$	Comprimento do vão
M	Momento fletor
P_{∞}	Força de pré-esforço útil
P	Valor da força de pré-esforço
P_f	Probabilidade de colapso
Q	Ação variável
Q_k	Valor característico de uma carga concentrada
R	Resistência
V	Esforço transversal
V_{Ed}, M_{Ed}	Esforço atuante
V_{Sd}, M_{Sd}	Esforço de dimensionamento
V_{Rd}, M_{Rd}	Esforço resistente
$V_{Rd,c}$	Esforço transversal resistente de um elemento sem armadura transversal
$V_{Rd,máx}$	Esforço transversal resistente máximo de um elemento
W	Módulo de flexão
X	Propriedade de um material

- Minúsculas:

b_w	Largura da alma da secção
c, μ	Coeficientes relativos à rugosidade de uma superfície de ligação
d	Altura útil de uma secção transversal
e	Excentricidade
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão Armado
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão Armado
f_u	Tensão de rotura à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{pk}	Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço
f_{pd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço
$f_{p0,1k}$	Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço
k	Coeficiente dependente da altura útil da armadura
q_k	Valor característico de uma carga uniformemente distribuída
r	Raio de curvatura da via
v	Velocidade nominal máxima
$y_{máx}$	Distância do centro de gravidade da secção à fibra mais afastada
z	Braço do binário das forças interiores

- Letras gregas:

α_Q, α_q	Coeficiente de correção do modelo de carga
α_{cw}	Coeficiente relativo ao estado de tensão da fibra comprimida
γ_G	Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes
γ_Q	Coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis
γ_c	Coeficiente parcial relativo ao betão
γ_s	Coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou de pré-esforço
ψ_0	Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
ψ_1	Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
ψ_2	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável
φ_{din}	Coeficiente de amplificação dinâmica
ε_{uk}	Valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço na carga máxima

ω	Largura da plataforma de rodagem
ω_1	Largura da via dedicada
\emptyset	Diâmetro de um varão ou de uma bainha de pré-esforço
φ	Coefficiente de fluência
δ	deslocamento vertical
ν	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ρ	Relação entre a área da secção das armaduras e a área da superfície de ligação
ρ_L	Parcela relativa às características geométricas da secção
σ_c	Tensão de compressão no betão
σ_{cp}	Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou ao pré-esforço

1 Introdução

1.1 Conceitos gerais e enquadramento

1.1.1 Introdução histórica

A necessidade crescente de inventar, evoluir e progredir do ponto de vista técnico e científico sempre foi uma característica apresentada pelo Homem ao longo dos tempos, sendo que, na maior parte das vezes, as grandes inovações, as principais descobertas e os significativos avanços tecnológicos e científicos surgem devido à compreensão de uma determinada necessidade ou à perceção de um problema que dificulta a realização de tarefas ou atividades do quotidiano. Assim, o Homem sempre demonstrou vontade e determinação na procura da resolução de problemas e conflitos que lhe iam surgindo, numa tentativa de melhoria da qualidade de vida ou de facilitar o modo como determinadas questões podem ser solucionadas de forma rápida, económica e acessível do ponto de vista da respetiva execução.

Ora, relativamente a esta matéria, uma das questões que rapidamente se tornou essencial e alvo de um forte desenvolvimento encontra-se relacionada com a construção civil, pois esta matéria diz respeito a aspetos fundamentais para o bem-estar e qualidade de vida dos cidadãos, relativamente à garantia de proteção, segurança e conforto, assegurando assim alguns dos principais objetivos primários e fundamentais da vivência humana. Desta forma, segundo Appleton, J., importa referir que desde muito cedo na história da Humanidade se utiliza o betão em diversas construções, juntamente com a utilização de argamassas presentes no fabrico de pavimentos, paredes ou fundações, tal como são exemplo diversas obras antigas, nomeadamente o Panteão de Roma e o Aqueduto da Pont du Gard, cujas fotografias elucidativas se encontram abaixo. [1]

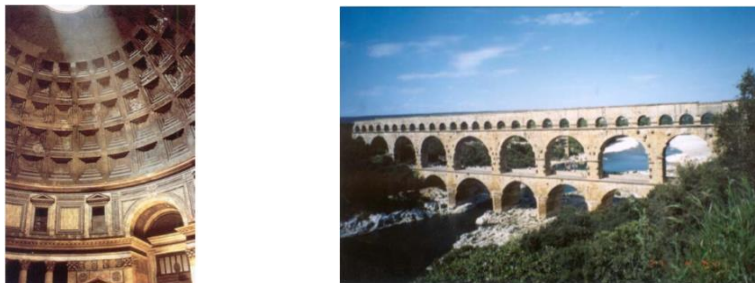


Figura 1.1 - Panteão de Roma (esq.) e Pont du Gard (dir.) [1]

A utilização do betão em diversas áreas da construção ganhou uma elevada importância na sociedade e na comunidade científica a partir do século XVIII, no qual se registou um forte aumento da sua utilização e aplicação, devido ao intenso estudo e elevado desenvolvimento das propriedades do cimento. Esta evolução histórica deveu-se essencialmente aos trabalhos de investigação realizados por John Smeaton em 1758 e Louis Vicat em 1818, relacionados com a criação de cimento artificial, e por Joseph Aspdin em 1824 e Frederick Ransome em 1885, cujas contribuições foram importantes no processo de fabrico e desenvolvimento do betão, permitindo assim aumentar de forma substancial a produção deste material e reduzir o custo de fabrico do cimento, tornando-se deste modo num tipo de construção bastante competitivo. Nos finais do século XIX registou-se um aumento significativo relativamente ao mercado e desenvolvimento da indústria do cimento, incrementando assim a relevância deste produto em Portugal. [1]

No que diz respeito ao início da comercialização e utilização do betão armado, importa referir que Joseph Monier é reconhecido como um dos principais impulsionadores da investigação e desenvolvimento do betão armado, salientando-se o seu trabalho e investigação associados a obras de caixas, tubagens ou pontes em arco. A partir do século XX, o desenvolvimento progressivo e o forte avanço na investigação e utilização do betão armado conduzem a um aumento da compreensão e confiança técnica nas respetivas propriedades e vantagens construtivas, tendo sido publicados diversos estudos, regulamentos e instruções relativamente às propriedades e características mecânicas correspondentes, bem como a criação de disciplinas, palestras, encontros e registo de patentes. Paralelamente, destacam-se um grande conjunto de obras nas quais a utilização do betão armado foi fundamental, devido ao facto de apresentar uma melhoria na qualidade e durabilidade das estruturas, assim como garantir rapidez de construção e permitir um aumento do comprimento de vão de pontes e viadutos. Destas obras e construções inovadoras destacam-se a ponte de Salginatobel de Maillart (1930), a ponte Villeneuve-Sur-Lot (1919), os hangares de Orly (1921) e a ponte de Plougastel de Eugène Freyssinet, a cobertura do hipódromo de Zarzuela (1935), o estádio Comunal de Firenze (1932) de Eduardo Torroja e a Ponte Sando na Suécia (1943) [1].



Figura 1.2 - Ponte Villeneuve-Sur-Lot de Freyssinet, 1919 [1]

Em Portugal, a evolução da construção em betão armado tornou-se bastante visível no início do século XX, período a partir do qual se destacam importantes obras e construções marcantes como o Canal do Tejo (1940), o viaduto Duarte Pacheco (1944), os edifícios do Instituto Superior Técnico (1936), a ponte da Arrábida (1963) de Edgar Cardoso e a barragem do Cabril no rio Zêzere (1953). A nível internacional, no que diz respeito à investigação e desenvolvimento do betão armado enquanto material de construção de uma estrutura íntegra, importa destacar alguns nomes importantes na história da evolução deste sistema construtivo, nomeadamente Nervi, Le Corbusier e Óscar Niemeyer. [1]



Figura 1.3 - Ponte da Arrábida, 1963 [1]

Devido à crescente evolução do estudo e do conhecimento adquirido sobre as propriedades e funcionalidades do betão armado, assim como a consciência por parte de diversos países da Europa relativamente à importância da cooperação em assuntos deste âmbito, criou-se em 1951 a Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) e a Comissão Europeia do Betão (CEB) em 1963 que, mais tarde, através de uma junção das anteriores em 1998, deu origem à atual *fédération internationale du*

béton (fib). Refere-se ainda a criação de uma instituição relevante para a investigação e desenvolvimento científico e tecnológico em Portugal, designadamente o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) em 1946, destacando-se a participação do engenheiro Júlio Ferry Borges. [1]

Em Portugal, a primeira obra na qual se recorreu ao betão armado pré-esforçado data de meados do século XX e diz respeito à estrutura de cobertura de um armazém em Matosinhos (1951), sendo que a primeira ponte construída no território nacional recorrendo a esta técnica de construção corresponde à Ponte de Vala Nova em Benavente, cuja construção ficou concluída em 1954. [1]

1.1.2 Circulação de veículos civis e militares – Efeitos do tráfego e sistema MLC

De uma forma geral, pode considerar-se que um dos principais aspetos a ter em consideração no projeto de uma ponte diz respeito às cargas que lhe vão estar associadas, designadamente na fase de construção e na fase de exploração. Ora, admite-se que os efeitos das ações permanentes, nomeadamente as cargas relativas ao peso próprio da estrutura, apresentam-se constantes e são facilmente calculados na generalidade dos casos, dada a sua previsibilidade. Contudo, o mesmo não acontece relativamente às ações variáveis, pois as sobrecargas a que uma estrutura se encontra sujeita são caracterizadas por uma constante mutação e imprevisibilidade ao longo do tempo de utilização. Assim, conclui-se que as ações variáveis derivam do tráfego rodoviário associado aos veículos em circulação, incluindo ainda os efeitos estáticos e dinâmicos originados pelos mesmos. [18]

Por forma a simular os efeitos do tráfego rodoviário e diminuir a incerteza associada aos modelos utilizados no dimensionamento, importa compreender os fenómenos relativos à circulação de veículos, assim como o comportamento da estrutura e as propriedades dos materiais. Deste modo, pretende-se reproduzir com a maior fiabilidade possível os efeitos do tráfego rodoviário, com base em regulamentos e normas, cuja função se encontra relacionada com a orientação e enquadramento associados aos modelos, métodos de cálculo e verificações de segurança. Relativamente a um passado recente, os regulamentos referidos encontravam-se relacionados com determinados países, devido ao facto de existir uma heterogeneidade entre estes relativamente ao respetivo tráfego rodoviário, designadamente ao nível da intensidade, características e composição do mesmo. Até meados do século XIX, os aspetos relacionados com o tráfego rodoviário e respetivos efeitos no cálculo estrutural eram relativamente menosprezados dada a sua insignificância, uma vez que a circulação rodoviária era bastante reduzida. Assim, com o decorrer dos conflitos mundiais e devido à revolução industrial, assiste-se a partir do início do século XX a um aumento do tráfego rodoviário, nomeadamente um aumento de volume, intensidade e peso bruto, assim como modificações sucessivas nas estruturas de pontes, designadamente o comprimento de vão, a largura do tabuleiro e o número de vias. [14] Na figura abaixo encontra-se uma representação da evolução da rede viária em Portugal:

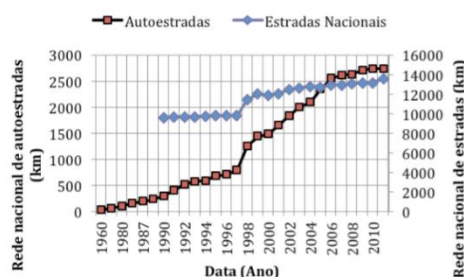


Figura 1.4 - Evolução da rede viária em Portugal [18]

De uma forma geral, pode considerar-se que os veículos militares são parte integrante da classificação designada por veículos especiais, devido à sua diferenciação relativamente às condições associadas a aspetos como a limitação de peso e o controlo de dimensões. A carga militar associada à circulação e transporte de veículos militares baseia-se numa situação extraordinária e provisória, cujas condições dizem respeito a fenómenos de carregamento que não estão previstos no dimensionamento corrente associado às condições normais de utilização. Contudo, encontram-se previstos nas normas relativas ao projeto de estruturas, diversos elementos de auxílio ao dimensionamento de pontes, tendo em consideração a circulação de veículos especiais associados a modelos de carga específicos.

Em 1887, a publicação do manual “Instruções da Engenharia Militar” refere uma lista de carregamentos prováveis associados à passagem de elefantes ou a uma marcha de militares a cavalo, entre outras situações consideradas recorrentes para a época em questão, revelando assim uma preocupação com a caracterização das cargas aplicadas em pontes. Durante a Primeira Guerra Mundial, as classes de carga dos veículos militares são divididas em leve, médio e pesado, sendo que em 1928 reúne-se alguma informação mais detalhada sobre as cargas militares relativamente ao número e tipo de veículos militares em circulação, cuja publicação diz respeito ao Royal Engineer Board. [a]

Refere-se também a existência de regulamentação no âmbito militar, relativa à classificação de veículos e estruturas, nomeadamente pontes e estradas, sendo que esta classificação diz respeito a normas internacionais STANAG, cuja elaboração e publicação se desenvolve no âmbito da NATO. Este sistema classificativo designa-se por classificação de carga militar, MLC na língua inglesa original, sendo utilizado para classificar determinadas pontes afetas à circulação rodoviária militar, de acordo com a carga máxima a que a estrutura resiste. Desta forma, a classificação de carga militar de pontes e veículos baseia-se num sistema numérico, sendo as pontes e viadutos classificados de acordo com as respetivas características físicas, bem como o tipo e fluxo de tráfego correspondentes. Os veículos militares são classificados por tipologia, peso bruto e efeitos produzidos.¹ [26]

O sistema preconizado no âmbito da NATO considera a utilização de 16 classes distintas, conforme definido no STANAG 2021 e admitindo-se as condições normais de utilização, sendo considerada uma redução dos fatores de segurança relativamente a situações táticas ou de emergência. Encontra-se também prevista uma classificação expedita e temporária para veículos militares, caso esta não tenha sido considerada anteriormente. Os procedimentos e cálculos relativos ao STANAG 2021 permitem atribuir uma classificação a pontes e veículos de modo a relacionar a capacidade de carga das primeiras com os efeitos produzidos pelos últimos, sendo que a travessia é considerada segura nos casos em que a classificação de carga militar do veículo seja inferior à da ponte. [b]

¹ STANAG: Standardization Agreements; NATO: North Atlantic Treaty Organization; MLC: Military Load Classification.

1.1.3 Conceitos gerais do dimensionamento de estruturas

As ações podem ser classificadas, de acordo com a variação no tempo, da seguinte forma: [19]

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

Relativamente às ações permanentes (G), estas englobam o peso próprio da estrutura, pavimento rodoviário e equipamentos, bem como ações indiretas derivadas da retração e assentamentos diferenciais. No que diz respeito às ações variáveis (Q), estas devem ser entendidas como sobrecargas no pavimento rodoviário, bem como a ação da neve e do vento. Quanto às ações de acidente (A), relacionam-se com explosões ou choques provocados por veículos. [19] Em particular, as sobrecargas rodoviárias encontram-se definidas como sendo ações variáveis livres e de múltiplas componentes, ou seja, provocam esforços e originam deformações nos elementos estruturas nos quais atuam. Desta forma, os modelos de carga presentes nos regulamentos relativos às sobrecargas rodoviárias consideram os efeitos referidos anteriormente, estando estes implícitos nos respetivos valores característicos das cargas ou aplicados segundo coeficientes de amplificação dinâmica. [20] No que diz respeito à avaliação de segurança estrutural de uma ponte, esta deve ser realizada segundo uma análise dos efeitos das cargas atuantes na estrutura, sendo estes comparados com a capacidade resistente da estrutura, geralmente associada à resistência de elementos específicos que a compõem. [18]

No âmbito da avaliação de segurança, importa referir que um estado limite diz respeito a uma situação a partir da qual a estrutura fica total ou parcialmente incapacitada para cumprir as funções para as quais se destina, sendo que se considera a existência de dois estados limite, de acordo com o nível de solicitação, designadamente: [19]

- Estado Limite de Serviço (ELS), associado ao estado normal de funcionamento da estrutura, em condições correntes de utilização, relacionado com aspetos de construção e permitindo o conforto dos utilizadores;
- Estado Limite Último (ELU), relacionado com a segurança dos utilizadores e a resistência da estrutura à rotura, cuja ocorrência origina prejuízos e danos severos na mesma.

No caso particular das sobrecargas em pontes, referem-se dois ELU relevantes, nomeadamente o ELU de resistência, no qual o valor de esforço atuante ultrapassa o esforço resistente, e o ELU de fadiga, associado a fenómenos com elevada periodicidade e recorrência, ou seja, cíclicos. Em relação às sobrecargas rodoviárias, a temática da avaliação de segurança estrutural revela-se um problema bastante complexo, na medida em que a utilização dos regulamentos e respetivas normas abrange uma filosofia de segurança baseada numa probabilidade de falha muito reduzida, associada à adoção de uma margem de segurança significativa. Tal justifica-se pelo facto de estarem a ser tratadas questões diversas com graus de incerteza associados, nomeadamente modelos de carga, combinações de ações, localização geográfica e condições climáticas. [21]

Os modelos de cálculo devem contemplar um conjunto de características que, por forma a permitir um aumento da fiabilidade dos mesmos, devem ser estudados e analisados de acordo com o período de vida útil da estrutura, o comprimento do vão, os materiais constituintes da ponte e as diferentes

situações, composições e intensidades relativas ao tráfego. [22] Assim, admite-se que o objetivo dos modelos relativos à sobrecarga rodoviária corresponde à reprodução dos efeitos desta na estrutura com um grau de aproximação aceitável, bem como uma atribuição dos valores de distribuição dos mesmos relativamente ao comportamento estrutural, para o período de tempo considerado. [23]

De um modo geral, a distribuição estatística associada às ações, enquanto grandezas aleatórias, corresponde a uma distribuição normal, sendo que o valor característico respetivo diz respeito a um determinado limite inferior ou superior, de acordo com uma probabilidade de ser atingido ou não ser excedido, respetivamente. [24] Ora, a filosofia associada à verificação da segurança encontra-se relacionada com uma majoração das ações (S) e uma redução das resistências (R), segundo influência de coeficientes parciais de segurança, por forma a obter os respetivos valores de cálculo, d , a partir dos valores característicos, k . Relativamente aos valores característicos das ações, este definem-se de acordo com uma probabilidade de 95% de não serem excedidos, enquanto que as resistências dos materiais encontram-se associados a uma probabilidade de 95% de serem superiores. [25]

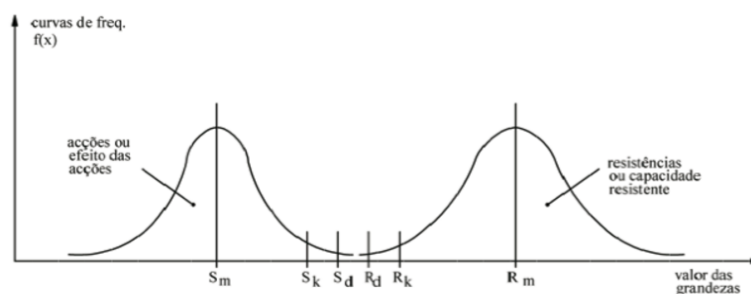


Figura 1.5 - Distribuição normal associada a ações e resistências [23]

1.2 Engenharia Militar – Conceito e enquadramento

As Forças Armadas e o Exército, em particular, têm como missão o apoio permanente e incondicional à população, assumindo um papel fundamental na garantia de defesa, segurança e independência do território nacional. Para tal, a organização militar encontra-se subdividida em diversas áreas, designadas armas e serviços, por forma a desempenhar as respetivas funções com a melhor qualidade e rigor possíveis.

A Engenharia Militar diz respeito à arma do Exército Português que se encontra associada ao cumprimento de missões específicas no âmbito da mobilidade, contra mobilidade e proteção, cujas valências pretendem dar apoio às forças de combate em tempo de guerra, bem como auxiliar a população e as entidades civis em períodos de paz. Assim, a Engenharia encontra-se presente nas mais diversas operações militares associadas a ações ofensivas e defensivas, nas quais integra a linha da frente devido à sua diversidade operacional e respetivas competências essenciais ao cumprimento dos deveres militares.

No quadro de competências da Engenharia Militar destacam-se os seguintes módulos:

- Construções de emergência;
- Equipamentos de engenharia;
- Sapadores;
- Pontes;
- Captação e purificação de água.

Importa referir que o primeiro ramo de engenharia a ser reconhecido de forma oficial diz respeito à Engenharia Militar, cuja criação tem por base um decreto elaborado por D. João IV em 1647, afirmando-se assim como o ramo mais antigo no domínio da engenharia e desempenhando um papel fundamental no crescimento e desenvolvimento do país. [45] Entre 1961 e 1974, durante a guerra colonial, a Engenharia Militar teve uma participação marcante no decorrer dos acontecimentos do teatro de operações em África, dos quais se salientam as ações de modernização social, a criação de infraestruturas essenciais, a implementação e melhoria das redes de comunicação e transportes e o apoio à industrialização. No período compreendido entre o fim do conflito africano e o ano de 1995, as atividades da Engenharia Militar corresponderam maioritariamente a missões de apoio à população e ações diversas no âmbito da proteção civil, em parceria com entidades civis e com presença em todo o território nacional. Desde então, a atuação da Engenharia Militar tem vindo a focar-se simultaneamente na integração em Forças Nacionais Destacadas (FND) no quadro da cooperação internacional, por forma a prestar apoio nas operações de manutenção ou imposição de paz. [45]

No que diz respeito a operações militares relacionadas com a transposição de vãos e cursos de água, a manutenção da iniciativa e a rapidez de manobra revelam-se aspetos essenciais no cumprimento da missão e na manutenção da capacidade de combate por parte das forças militares. Assim, as pontes logísticas são geralmente estruturas metálicas com determinadas características relevantes para o seu propósito, apresentando uma elevada capacidade de carga, montagem simples e rápida, bem como capacidade para vencer vãos pequenos e médios. [47]

A utilização de pontes logísticas encontra-se associada a situações de contexto militar, designadamente em operações militares na retaguarda da frente de combate, bem como em situações de catástrofe ou emergência, nas quais o seu emprego contribui de forma rápida no auxílio à sociedade de modo a minimizar os prejuízos decorrentes de sismos, cheias ou incêndios. Estas pontes permitem o restabelecimento da passagem de pessoas e viaturas durante a reparação ou reposição da estrutura definitiva, pois para além da montagem rápida e simples, podem também ser utilizadas por um grande período de tempo, praticamente sem manutenção associada. [46] Por forma a permitir a simplicidade de montagem e facilidade de transporte, as pontes militares apresentam-se geralmente como estruturas provisórias e definidas segundo o conceito de ponte modular, o qual consiste numa repetição longitudinal de um troço simples e ligeiro que, através de uma montagem sucessiva, origina a construção integral da ponte logística. [46]

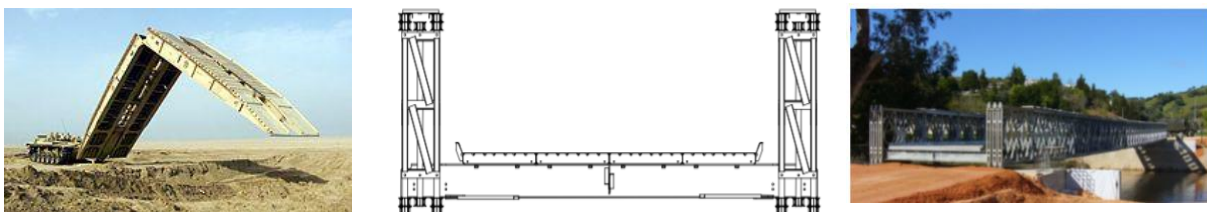


Figura 1.6 - Viatura blindada lança pontes (esq.), secção de ponte modular (centro) e ponte logística militar (dir.) [46]

1.3 Objetivos e metodologia da dissertação

A presente dissertação tem como enquadramento e tema central a questão da avaliação de segurança de obras de arte da rede rodoviária nacional, a qual se integra no domínio do estudo do dimensionamento relativo ao projeto das mesmas, assim como o tratamento dos regulamentos e normas que serviram de base à sua conceção. Pretende-se, portanto, avaliar a segurança estrutural de pontes em betão armado relativamente a ações militares específicas, as quais dizem respeito ao deslocamento de uma coluna de viaturas composta por veículos militares. Ora, com o passar do tempo, constatou-se um aumento contínuo da investigação e aquisição de conhecimento por parte da comunidade científica relativamente ao comportamento, propriedades e funcionalidade dos materiais, assim como à evolução e atualização da caracterização das ações e cargas atuantes a que estes se encontram sujeitos. Assim, assistiu-se a diversas alterações relativamente aos regulamentos que condicionam a construção de estruturas de pontes e viadutos, tendo em consideração a época em que estes foram dimensionadas.

Desta forma, conclui-se que no território nacional existem diversas obras que, apesar de terem a mesma finalidade e servirem objetivos e propósitos semelhantes, nomeadamente a proteção e cobertura no caso de edifícios e armazéns, ou a travessia de peões, veículos e comboios no caso das pontes, apresentam diferenças devidas à respetiva época de construção. Estas estruturas encontram-se dimensionadas segundo normas e regulamentos distintos, associados igualmente a diferentes tipologias de ações, nomeadamente cargas atuantes ou requisitos de verificação da segurança, derivado da evolução dos regulamentos referida anteriormente.

No que ao enquadramento militar diz respeito, importa referir que os veículos militares são, em geral, dotados de um peso significativo derivado das diversas componentes que os compõem e da elevada resistência e robustez que apresentam, assim como da necessidade de obtenção de veículos simultaneamente versáteis, multifuncionais, resistentes e com a capacidade de transporte de equipas militares. Assim, conclui-se que as viaturas militares, nomeadamente aquelas cujas funções se relacionam sobretudo com o nível tático das operações nas quais se encontram empregues, assim como o ambiente operacional, exigente e imprevisível ao qual estão sujeitas, possuem um peso acrescido relativamente ao tráfego rodoviário convencional. Pelas razões mencionadas anteriormente, os veículos militares encontram-se definidos por cargas atuantes que podem diferir substancialmente das ações que caracterizam o tráfego rodoviário considerado na regulamentação que conduziu ao dimensionamento do projeto de uma determinada estrutura, nomeadamente de uma ponte.

Neste sentido, o cenário operacional, tático ou em ambiente de exercício e treino militar associado a uma determinada operação em território nacional, nomeadamente um deslocamento militar composto por uma coluna de veículos de diversos tipos e características distintas, origina uma situação complexa e dependente de cada caso em particular. Como tal, deve ser alvo de um estudo e ponderação prévia, no qual deve ser discutido e escolhido o percurso a adotar para o deslocamento militar referido, assim como a posição de cada veículo consoante as suas características, funções e especificidades técnicas e táticas, relativamente à coluna de veículos na qual se integra. Ora, conclui-se facilmente que relativamente a um deslocamento militar, e tendo em conta as características do terreno e do percurso definido para efetuar esse deslocamento, a situação que se apresenta como mais

complexa e que coloca um determinado nível de risco na operação diz respeito à passagem de pontes ou travessia de viadutos. Tal acontece devido ao facto de estas estruturas introduzirem uma situação de risco, pois são caracterizadas por um conjunto de situações e requisitos relacionados com a segurança e, como tal, devem ser alvo de um cuidado adicional.

Assim, o objetivo da presente dissertação prende-se com a análise de diferentes tipologias de pontes, cuja época de construção e conceção difere em cada caso e, portanto, os regulamentos aos quais o dimensionamento dessas estruturas diz respeito são igualmente distintos, tal como a definição das ações correspondentes. É também parte integrante dos objetivos deste trabalho a caracterização das diferentes ações relativas ao deslocamento de colunas compostas por veículos militares, cuja situação seja condicionante para o estudo em questão, de modo a realizar uma análise que permita a verificação das condições de segurança da estrutura. Assim, pretende-se identificar eventuais deficiências das pontes estudadas, relativamente à capacidade de suporte das cargas associadas ao carregamento originado pelo deslocamento de uma coluna militar.

1.4 Organização da dissertação

O capítulo 1 apresenta alguns conceitos primários relativamente à história das pontes e ao seu processo evolutivo, bem como uma nota introdutória relativamente aos efeitos do tráfego rodoviário e ao sistema de classificação de carga militar utilizado na metodologia STANAG. Apresenta-se ainda um enquadramento referente à Engenharia Militar e referem-se algumas noções básicas associadas ao dimensionamento de estruturas. Por último, expõem-se os objetivos relativos ao presente trabalho.

No capítulo 2 aborda-se a caracterização e classificação das estruturas de pontes civis e militares, realizando-se ainda uma apresentação histórica do desenvolvimento de diversos tipos de pontes, desde a antiguidade até aos dias de hoje.

O capítulo 3 apresenta as missões da Engenharia Militar enquadradas no âmbito das operações militares, das quais se detalham as questões relacionadas com as tarefas de reconhecimento.

O capítulo 4 aborda a sobrecarga rodoviária e os respetivos efeitos do tráfego nas estruturas de pontes da rede nacional. Apresentam-se ainda os conceitos relacionados com a classificação de carga militar de veículos e pontes de acordo com o sistema MLC previsto pela regulamentação NATO.

O capítulo 5 diz respeito à avaliação da segurança estrutural, no qual se refere as combinações de ações relativas à verificação dos estados limite, bem como os coeficientes parciais de segurança correspondentes à sobrecarga regulamentar e à sobrecarga militar.

No capítulo 6 apresenta-se a evolução dos regulamentos de ações em Portugal relativamente às respetivas sobrecargas adotadas no projeto de estruturas de pontes, desde o Regulamento de 1929 até ao Eurocódigo 1.

O capítulo 7 apresenta uma análise preliminar relativamente ao efeito global das sobrecargas rodoviárias previstas pelos diferentes regulamentos de ações referidos no capítulo 6.

No capítulo 8 verifica-se a segurança do tabuleiro de três obras de arte inseridas na autoestrada A1 com soluções estruturais diferentes, projetadas de acordo com a regulamentação antiga.

O capítulo 9 apresenta as conclusões relativas ao desenvolvimento da presente dissertação, bem como uma discussão dos resultados obtidos nos casos de estudo analisados, referindo-se finalmente algumas propostas consideradas pertinentes relativamente a desenvolvimentos futuros.

2 Estruturas de pontes

2.1 Caracterização estrutural

2.1.1 Introdução

No que diz respeito aos projetos de engenharia civil relacionados com a concepção e construção de pontes, estes enquadram-se num âmbito evolutivo significativamente avançado do ponto de vista tecnológico e científico, assim como do processo construtivo associado. Devido à complexidade e exigência envolvidas no período relativo à concepção e análise da solução a adotar e no processo de construção e verificação da estrutura em causa, justifica-se que este tipo de construção seja alvo de uma forte avaliação, verificação estrutural e respetivo estudo do comportamento e funcionalidade associados, por forma a melhorar a capacidade de se apresentar como uma boa solução relativamente à dificuldade imposta.

Ora, o conceito de ponte surgiu inicialmente como resposta a uma necessidade compreendida pelo Homem relativamente à transposição de barreiras, assim como à ambição de ultrapassar obstáculos naturais, cuja existência impedia a procura de alimento ou abrigo e proteção. Com o passar do tempo, e acompanhando a evolução natural da experimentação e do conhecimento de diversas técnicas relacionadas com a utilização desses materiais em prol do respetivo desenvolvimento, assistiu-se a um avanço do sistema estrutural e da componente arquitetónica associadas ao projeto de pontes, assim como a alteração sucessiva dos materiais utilizados na sua construção, cujas componentes e respetivos constituintes ditam a qualidade da obra e definem as propriedades e características técnicas da mesma. [4]

Antigamente, as estruturas caracterizavam-se por serem substancialmente rígidas e robustas, pois não existia um conhecimento suficiente das propriedades dos materiais utilizados, nomeadamente a pedra e a madeira, para além de o estudo e investigação nesta área serem relativamente precários, originando assim um sistema estrutural exageradamente dispendioso e sobredimensionado. Deste modo, a segurança e a qualidade da construção não se encontravam necessariamente satisfeitas, devido às insuficientes noções técnicas e de procedimentos de execução, assim como derivado do fraco dimensionamento efetuado. [4]

No que diz respeito à engenharia de estruturas, nomeadamente no projeto e concepção de pontes, estas fazem parte de uma tipologia de estruturas com uma componente extremamente desafiante, pois a evolução e desenvolvimento são características constantes associadas ao projeto, no qual a imaginação e capacidade criativa por parte do engenheiro projetista não apresentam limite e definem uma solução estrutural que se destaca pela inovação, nomeadamente a estética arrojada, a ousadia dos vãos ou a forma elegante e interativa com o espaço envolvente. [5]

Desta forma, o projeto de pontes diz respeito a uma especialidade com elevada dignidade e prestígio no âmbito do processo de criação e inovação, pois está relacionado com uma demonstração de capacidade criativa e funcional, respeitando os critérios de segurança e de projeto, e assumindo-se como uma solução competitiva e económica. [5] Para além disso, o projeto de pontes é um dos principais projetos de engenharia de estruturas no qual existe uma relação próxima entre a qualidade do projeto e a sua execução, pois a fase de concepção apresenta consequências significativas na fase

de construção, assim como nos aspetos relacionados com o período de vida útil da obra, nomeadamente a durabilidade, a funcionalidade e a respetiva manutenção. [6]

Assim sendo, podemos considerar que devido ao facto de as pontes terem sofrido sucessivas alterações relativamente às condicionantes de projeto e à maior adaptação e facilidade de criação de soluções inovadoras e arrojadas, foi sendo introduzindo o conceito de obra de arte no que diz respeito à engenharia de pontes. Tal deve-se ao facto de se ter assistido progressivamente a um conjunto de obras que, para além de cumprirem a sua função enquanto meio para ultrapassar obstáculos naturais como vales ou cursos de água, também se definem como parte integrante da natureza na qual estão inseridos, através da elegância e compatibilidade com o meio envolvente, melhorando a paisagem e tornando a obra esteticamente inovadora e agradável.

Segundo Reis, a designação de obra de arte é, portanto, associada a diversas estruturas especiais que podem ser encontradas no vasto conjunto de vias de comunicação que temos à nossa disposição diariamente, como são exemplo as pontes e os viadutos. No início da existência deste tipo de construções, devido à insuficiente experiência relativamente ao projeto de pontes e ao fraco conhecimento da utilização dos seus materiais constituintes, os projetistas da época utilizavam a intuição para levar a cabo as suas ideias e intenções, servindo-se da designada estática das construções para realizar o dimensionamento da obra. [2]

Posteriormente, sensivelmente a partir do século XVIII, a metodologia associada à intuição e a aprendizagem segundo uma filosofia empírica utilizadas até então, foram progressivamente sendo substituídas pelo conhecimento técnico e científico, derivado de um conjunto alargado de casos de estudo e experiência acumulada, permitindo assim o avanço nesta área. Contudo, a engenharia de pontes continua a ter uma componente importante associada à intuição, revelando-se uma característica e uma vantagem no que diz respeito à conceção de novos projetos. Destaca-se um excerto sobre esta matéria que pode ser lido no primeiro capítulo das folhas de A. J. Reis: “Há que demonstrar técnica e cientificamente a segurança e a economia daquilo que se projeta, mas sem intuição não há conceção e sem conceção não há projeto.” [2]

No seguimento deste raciocínio relacionado com as obras de arte, destacam-se as obras de arte correntes como pontões (pontes com dimensões reduzidas) e muros de suporte, e as obras de arte especiais, nomeadamente pontes e viadutos, sendo que a distinção entre ponte e viaduto diz respeito à natureza do terreno que se situa na zona que se pretende atravessar. Na figura seguinte apresenta-se a constituição genérica de uma ponte, assim como a configuração do tabuleiro que a constitui:

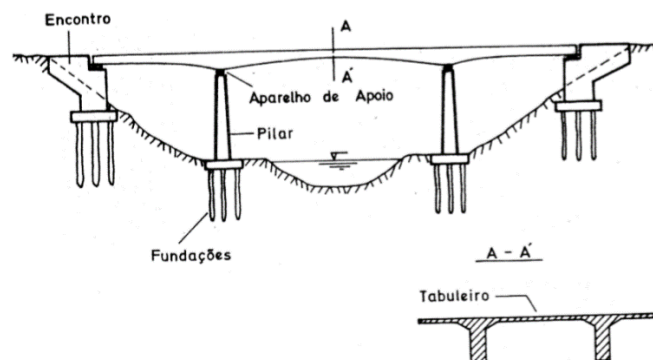


Figura 2.1 - Constituição genérica de uma ponte [2]

Relativamente à nomenclatura atribuída às componentes que se encontram na figura anterior, destaca-se a superestrutura como sendo a parcela da ponte, incluindo o tabuleiro, que vence o vão que se pretende ultrapassar, e a infraestrutura, integrando os pilares, encontros, apoios e fundações da ponte. Relativamente ao funcionamento estrutural da ponte, deve entender-se por tabuleiro a parte que suporta o pavimento, tal como se encontra ilustrado na figura 2.1, sendo que a função dos encontros está relacionada com a transição entre o tabuleiro referido anteriormente e o terreno que suporta a ponte, servindo também de apoio para as cargas provenientes da parte lateral do tabuleiro. Quanto aos aparelhos de apoio, são facultativos e a sua utilização depende do tipo de uso e processo construtivo associado ao projeto da estrutura, pois apresentam como principal desvantagem o facto de necessitarem de manutenção periódica. A função principal deste equipamento consiste na transmissão das cargas oriundas do tabuleiro para os pilares e encontros que, por sua vez, permitem que estas sejam encaminhadas para as fundações.

Geralmente, a vida útil dos aparelhos de apoio é inferior à da restante estrutura, pelo que podem necessitar de ser substituídos durante a fase de exploração, dificultando assim o processo de manutenção da estrutura. Por fim, as cargas transmitidas pelos pilares e encontros às fundações são transmitidas ao solo através de fundações diretas, designadamente sapatas, no caso de o solo à profundidade em questão ter capacidade para suportar as mesmas, ou através de fundações indiretas, tais como estacas ou barretas, na eventualidade de a situação referida não se verificar. [2]

2.1.2 Classificação de pontes

Segundo Reis, no que diz respeito à classificação das pontes, estas podem ser agrupadas segundo diversas tipologias, por forma a facilitar a sua interpretação e análise, nomeadamente quanto à sua função, período de utilização, material constituinte e sistema estrutural associado. As diferentes situações apresentam-se na classificação abaixo: [2]

- Finalidade da obra:
 - Rodoviária, destinada ao tráfego rodoviário;
 - Ferroviária, destinada ao tráfego ferroviário;
 - Rodoferroviária, destinada ao tráfego misto (rodoviário e ferroviário);
 - Aeroviária, destinada ao tráfego de aeronaves (pistas de aeroportos);
 - Passadiço, destinada ao tráfego de peões.
- Período de utilização:
 - Definitiva;
 - Provisória.
- Material utilizado:
 - Pedra natural ou alvenaria;
 - Madeira;
 - Betão armado ou betão pré-esforçado;
 - Metálicas (ferro, aço ou alumínio);
 - Mistas (aço e betão).
- Sistema estrutural:
 - Viga (simplesmente apoiada, Gerber ou contínua);

- Pórtico;
- Arco (tabuleiro superior ou inferior);
- Cabos.

Seguidamente, apresentam-se algumas ilustrações que exemplificam os principais sistemas estruturais, relativamente à classificação de pontes segundo a direção longitudinal: [2]

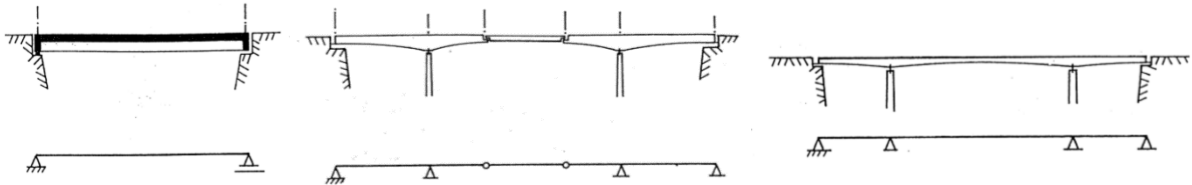


Figura 2.2 - Pontes em viga: simplesmente apoiada (esq.), Gerber (centro) e contínua (dir.) [2]

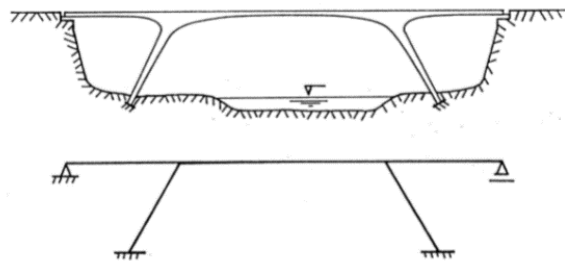


Figura 2.3 - Ponte em pórtico [2]



Figura 2.4 - Ponte em arco: tabuleiro superior (esq.) e tabuleiro inferior (dir.) [2]



Figura 2.5 - Ponte de cabos: tirantes (esq.) e suspensa (dir.) [2]

2.2 Desenvolvimento histórico das pontes

Quanto à história relativa à evolução das pontes, esta inicia-se ainda na antiguidade e tendo como propósito a resolução de uma dificuldade sentida pelo Homem, no que diz respeito à travessia ou transposição de obstáculos naturais como cursos de água ou depressões de terreno, aquando da procura de alimento ou nas deslocações em busca de abrigo. Desde soluções simples e elementares, designadamente a utilização de troços de madeira, até à construção de pontes constituídas por alvenaria de pedra ou madeira, o Homem sempre ambicionou a resolução das dificuldades sentidas segundo a menor complexidade, desde que a finalidade pretendida fosse atingida com a melhor qualidade possível. Para tal, o conhecimento empírico e a capacidade de intuição revelaram-se fundamentais na resolução de determinados problemas.

2.2.1 Pontes de madeira e alvenaria de pedra

A construção de pontes em pedra e madeira foi uma prática comum até ao final do século XVIII, destacando-se o elevado conhecimento técnico por parte dos romanos relativamente à construção de pontes em alvenaria de pedra. Foram estes os principais responsáveis e os grandes impulsionadores da construção deste tipo de estruturas, facto que se comprova pelas suas diversas obras de grande qualidade, tendo em conta a época em questão, e que atualmente ainda podem ser alvo de estudo. Posto isto, conclui-se que os romanos demonstraram uma elevada apetência para a construção, marcando um período importante na história e evolução da engenharia de pontes. São exemplos do referido anteriormente a Ponte de Alcântara, em Espanha, e a Ponte de Gard, no sul de França. Destaca-se ainda a Ponte de Santa Trinita, construída em Florença no século XVI, como uma das pontes mais emblemáticas e importantes, no âmbito das pontes de alvenaria. A utilização da madeira como material de construção de pontes está relacionada com o seu peso reduzido, resistência razoável e facilidade na respetiva trabalhabilidade. [2]

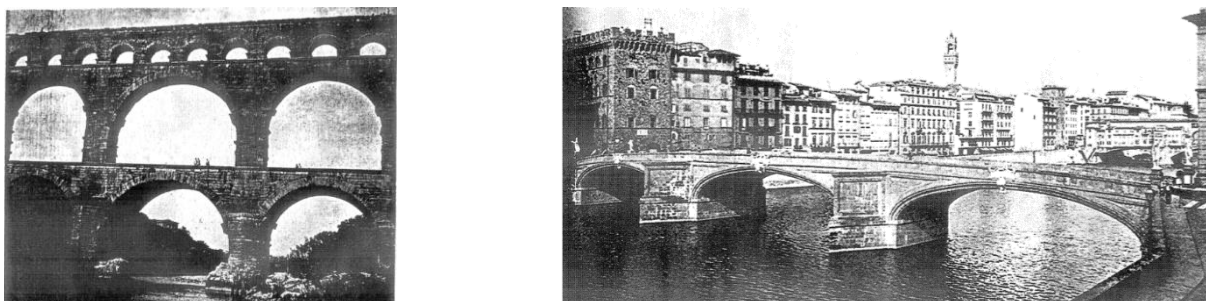


Figura 2.6 - Ponte de Gard, França (esq.) e Ponte de Santa Trinita, Itália (dir.) [2]

Os registos sobre a construção de pontes em madeira referem que a primeira ponte a ser construída, com um vão considerável, a nível internacional e associada a uma referência histórica na evolução da engenharia de pontes, diz respeito à ponte do Trajano, sobre o rio Danúbio na Roménia, cuja construção remonta ao ano 106 com autoria romana, sendo que apresentava 21 vãos de aproximadamente 30 metros. [2] Alguns séculos mais tarde e após a soberania romana no domínio das pontes em alvenaria ter terminado, as principais obras deste tipo deveram-se sobretudo ao trabalho e conhecimento dos engenheiros suíços e alemães, cujo contributo nesta área ficou marcado pelas suas diversas obras de destaque. Esse contributo deve-se, por exemplo, aos irmãos Grubemann, com a construção da ponte sobre o rio Reno em Schffhouse, na Suíça, concluída em 1775 e atingindo o maior vão até então projetado, correspondente a 119 metros.

2.2.2 Pontes metálicas

Com a evolução do conhecimento na área do projeto de pontes e devido ao aumento do estudo relativamente a novos materiais, nomeadamente no domínio da siderurgia, surge a primeira ponte de ferro fundido, construída no ano de 1779 em Coalbrookdale, Inglaterra, cuja responsabilidade se atribui a Abraham Darby. A figura seguinte refere-se à ponte supramencionada:



Figura 2.7 - Ponte de Coalbrookdale, Inglaterra [2]

Com a revolução industrial do século XIX, aumenta a competitividade e economia de construção relativamente ao aço, razão pela qual se assiste a uma maior utilização deste material no que diz respeito à construção de pontes. Do desenvolvimento das pontes metálicas importa destacar o aumento da capacidade para vencer maiores vãos, assim como a construção de pontes de grandes dimensões em treliça metálica ou tabuleiro suspenso. [2]

A ponte de Bayonne Bridge em New Jersey, cuja autoria pertence a O. Ammann, foi construída em 1931 e, com um vão de 504 metros, apresenta-se como uma das maiores pontes de arco do mundo. Paralelamente a esta estrutura de grande relevância, destaca-se também o viaduto do Gabarit construído na França em 1884 com 165 metros de vão, pelo francês Gustave Eiffel. Em Portugal, uma das obras mais emblemáticas e marcantes deste engenheiro francês diz respeito à ponte D. Maria Pia, no Porto.



Figura 2.8 - Ponte de Bayonne, EUA (esq.) e Ponte D. Maria Pia, Porto (dir.) [2]

Em 1846, completa-se a construção da primeira ponte em caixão de grandes dimensões, designada Britannia, cujo projeto se deve a Robert Stephenson. A engenharia de pontes conheceu, no decorrer do século XX, um grande desenvolvimento no que diz respeito ao projeto de pontes metálicas, sobretudo a partir da 2ª Guerra Mundial, devido à necessidade sentida pela Europa na construção rápida e alargada de pontes no período correspondente ao término do conflito armado. Integram este desenvolvimento o domínio das placas de aço reforçadas, as vigas de alma cheia ou em caixão, e as técnicas de soldadura de estruturas de aço. Um dos exemplos mais marcantes do desenvolvimento das pontes em caixão está relacionado com a construção da ponte Rio-Niterói, no Brasil, com um vão central de 300 metros e uma extensão superior a 13 000 metros, cuja figura lustrativa se encontra abaixo: [2]

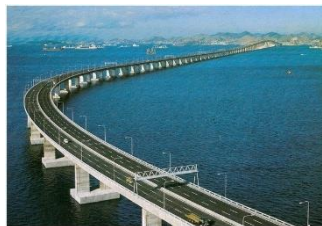


Figura 2.9 - Ponte Rio-Niterói, Brasil [2]

2.2.3 Pontes de betão armado

Simultaneamente à evolução das pontes metálicas, inicia-se o desenvolvimento das pontes construídas em betão armado e em betão pré-esforçado, aproximadamente a partir de 1900 e 1940, respetivamente. Inicialmente, o betão surge como um material substituinte da pedra em pontes de alvenaria, devido ao facto de apresentar, no geral, melhores propriedades e uma maior trabalhabilidade. Assim, em 1875 Joseph Monier torna-se responsável pela construção da primeira ponte de betão armado, ainda que esta se apresente como uma obra relativamente simples.

A ponte Risorgimento, construída em Roma no ano de 1904, apresenta um vão de 100 metros e é considerada uma das principais obras impulsionadoras da construção de pontes em betão armado. Dos vários responsáveis pelo desenvolvimento do conhecimento técnico associado ao projeto e construção de pontes de betão armado, importa realçar o contributo dos engenheiros Freyssinet, Hennebique e Maillart, por terem sido importantes intervenientes na evolução desta área. [2]

Em 1943, a inauguração da ponte do Sando na Suécia estabeleceu um comprimento recorde relativamente ao vão de pontes de betão armado em arco, designadamente de 264 metros. Em Portugal, a ponte da Arrábida, projetada pelo engenheiro Edgar Cardoso e construída em 1963, constituiu atualmente, com 270 metros de vão, uma referência internacional no domínio das pontes de betão em arco.

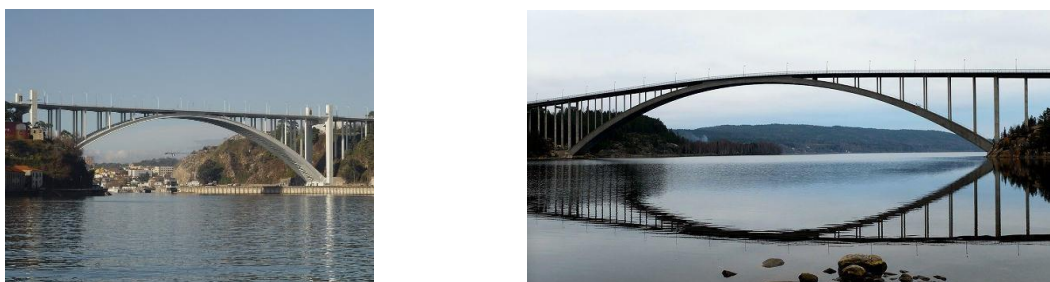


Figura 2.10 - Ponte da Arrábida, Porto (esq.) e Ponte do Sando, Suécia (dir.) [2]

A construção de pontes em betão armado iniciou-se em 1894, enquanto que a utilização do sistema de pré-esforço, tornando possível aumentar consideravelmente os comprimentos de vão, data de 1950, associada ao projeto da ponte d'Esby em França, cuja responsabilidade remete para o engenheiro Freyssinet. O grande desenvolvimento das pontes em betão armado pré-esforçado dá-se com a combinação da utilização do pré-esforço com a técnica de construção em consola, cujo conceito provém da construção de pontes metálicas. Um exemplo desta inovação diz respeito à ponte Bendorf-Brucke na Alemanha, construída em 1958, utilizando a técnica referida anteriormente. [2]

2.2.4 Pontes de cabos

No que se refere a pontes de cabos, importa referir que a sua utilização teve início no século XVIII, ainda que numa fase muito primitiva, com especial contributo de J. Finley e Faustus Verantis, sendo que uma das primeiras construções relativas a este tipo de estrutura diz respeito à ponte suspensa sobre Menai, no País de Gales, com autoria de Telford. Nos Estados Unidos da América e na Europa também se davam os primeiros passos relativamente a esta matéria, salientando-se a ponte de Schuykill Falls e a ponte de Tweed, respetivamente.

Em Portugal, os registos relativos à primeira ponte suspensa dizem respeito à ponte D. Maria II, projetada pelo engenheiro Stanislas Bigot, com um tabuleiro de madeira e um vão correspondente a 170 metros. Mais tarde, a construção da ponte D. Luís I levou à demolição da ponte referida anteriormente, cuja utilização foi dispensada.

No decorrer do século XX, são construídas duas pontes suspensas de grandes dimensões e, como tal, dignas de referência, nomeadamente a ponte George Washington e a ponte Golden Gate, cujas fotografias correspondentes se encontram na figura seguinte:



Figura 2.11 - Ponte George Washington, EUA (esq.) e Ponte Golden Gate, EUA (dir.)

O desenvolvimento das pontes de tirantes acentuou-se a partir da década de 50, com várias fases e progressos relativos ao projeto e construção, nomeadamente a variação do número de tirantes, os tirantes múltiplos de suspensão parcial e os tirantes múltiplos repartidos com suspensão contínua. A evolução desta tipologia de pontes permitiu otimizar a utilização dos tirantes e, conseqüentemente, reduzir o número de apoios necessários, bem como controlar os fenómenos relacionados com a fadiga e com a amplitude da tensão nos cabos, e assegurar a resistência à flexão do tabuleiro. A primeira ponte de tirantes construída em Portugal diz respeito à ponte da Figueira da Foz, com autoria de Edgar Cardoso, sendo que mais tarde surgiram outras pontes do mesmo tipo, nomeadamente a Ponte Vasco da Gama, em Lisboa, e a Ponte Salgueiro Maia, em Santarém. Importa igualmente fazer uma referência à Ponte Internacional de Guadiana e à Ponte sobre o rio Arade, em Portimão. [2]

2.2.5 Pontes militares

Relativamente à transposição de obstáculos, as forças militares encontram-se dotadas de meios específicos e de conhecimento técnico adequado, por forma a superar obstáculos como vales ou cursos de água. Assim, os meios de transposição utilizados pelo Exército subdividem-se em duas características distintas, designadamente:

- Descontínuos:
 - flutuadores;
 - barcos;
 - pontes volantes.
- Contínuos:
 - passadiços;
 - pontes.

De uma forma geral, a utilização dos meios de transposição descontínuos diz respeito a situações relacionadas com operações ofensivas, devido ao seu menor peso e capacidade de carga inferior, face aos meios contínuos. Estes, mais pesados, permitem uma maior capacidade de carga e apresentam-se mais complexos ao nível da respetiva montagem e operabilidade, sendo habitualmente utilizados na retaguarda da frente de combate dos conflitos armados. Contudo, ambos são considerados estruturas provisórias devido ao seu carácter temporário relativamente ao período de utilização expectável.

A ponte militar Mabey & Johnson corresponde a uma tipologia de estrutura modular amplamente utilizada pelo Exército Português, tanto em cenários de catástrofe como em alternativa a itinerários temporariamente suspensos. Dadas as respetivas características técnicas associadas a diversas configurações de utilização e fácil operabilidade, assim como a sua capacidade de vencer vãos médios

e suportar viaturas até 60 toneladas, a sua utilização no âmbito de apoio à sociedade revela-se essencial. [47]

Encontram-se seguidamente alguns exemplos das diversas pontes militares utilizadas pelo Exército Português, bem como por outras forças militares europeias:

- Exército Português – Companhia de Pontes:
 - Pontão M4T6;
 - Ponte Ribbon;
 - Ponte Treadway;
 - Ponte Bailey;
 - Ponte TMTB;
 - Ponte Mabey & Johnson.
- Exércitos europeus:
 - Ponte Callender-Hamilton;
 - Ponte Medium Girder Bridge;
 - Ponte Acrow.



Figura 2.13 - Pontes militares Mabey & Johnson (esq. e dir.) e ponte flutuante (centro) [46]

3 Missões da Engenharia Militar – Apoio de combate

As tarefas da Engenharia Militar relativamente ao apoio de combate no âmbito das operações militares dizem respeito às seguintes áreas de atuação:

- Mobilidade;
- Contra mobilidade;
- Proteção e sobrevivência.

Estas tarefas incluem recursos significativos relativamente à realização de reconhecimentos adequados, por forma a integrar o planeamento e a realização dos mesmos em operações táticas por parte dos elementos constituintes das respetivas equipas militares. A combinação de aspetos relacionados com o conhecimento técnico, o esforço e a iniciativa aplicados à missão, bem como a realização das tarefas de reconhecimento necessárias, resultam numa coordenação militar melhorada e sustentam a tomada de decisão dos líderes e responsáveis militares. [27]

Os reconhecimentos consistem na realização de tarefas relacionadas com a observação, inspeção, deteção e tratamento de dados e informações relevantes relativamente a atividades, recursos ou características associadas a uma determinada zona com relevância do ponto de vista militar, a fim de apoiar uma determinada manobra ou operação. Estes são efetuados principalmente em períodos que antecedem a realização das referidas operações militares, por forma a confirmar ou modificar um

determinado planeamento, aumentando assim a probabilidade de sucesso e a confiança atribuídas à missão. As principais tarefas de reconhecimento realizadas pela Engenharia são as seguintes:

- Reconhecimento de obstáculos;
- Reconhecimento de itinerários;
- Reconhecimento de área;
- Reconhecimento de infraestruturas e instalações;
- Reconhecimento de túneis e estruturas subterrâneas;
- Reconhecimento de terrenos complexos.

3.1 Operações de reconhecimento

As atividades relacionadas com as ações de reconhecimento realizadas por equipas de Engenharia têm como propósito a aquisição de dados referentes às características geográficas ou hidrográficas de uma área ou região específica relevantes para um determinado deslocamento. As informações recolhidas dizem respeito a características relacionadas com obstáculos, drenagem, vegetação, composição do solo e condições específicas. Assim, é fundamental uma coordenação entre os objetivos pretendidos com o reconhecimento e os meios e recursos disponíveis para a realização do mesmo, por forma a garantir uma total integração relativamente às componentes da operação. [28]

As equipas de Engenharia encarregues dos reconhecimentos de itinerários encontram-se focadas no estudo de um determinado eixo, cuja análise do mesmo, bem como do terreno adjacente e circundante, condicione a mobilidade da força militar. Esta tarefa pode ser executada através de meios terrestres ou aéreos, de acordo com a disponibilidade de meios e de tempo associados. Na figura seguinte encontram-se representados graficamente exemplos relativos aos reconhecimentos de itinerário e de área:

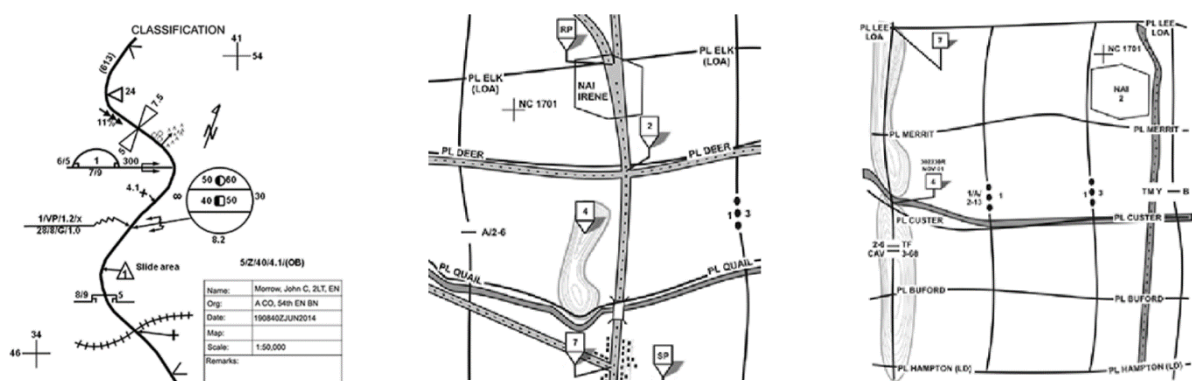


Figura 3.1 - Representação gráfica das medidas de controlo associadas à classificação de itinerário (esq.) reconhecimento de itinerário (centro) e de área (dir.)

3.2 Reconhecimento de itinerários - Pontes

As atividades relacionadas com os reconhecimentos de itinerários baseiam-se nas seguintes tarefas:

- Determinação das condições de circulação;
- Identificação de itinerários laterais e adjacentes;
- Inspeção e classificação de pontes;

- Avaliação de passagens superiores, passagens inferiores e túneis;
- Localização de obstáculos.

Os reconhecimentos associados a ações relacionadas com o apoio à mobilidade de forças militares têm como objetivo facilitar o movimento e manobra das anteriores, por forma a permitir as deslocações necessárias no âmbito de uma determinada operação militar. Alguns exemplos de apoio à mobilidade dizem respeito a operações de abertura de brechas, limpeza e desobstrução de itinerários, desativação de engenhos explosivos e construção, inspeção e manutenção de pontes. De forma complementar, o apoio à contra mobilidade diz respeito a operações que têm como objetivo dificultar ou inibir a manobra das forças militares inimigas. Estas materializam-se através da construção de obstáculos, demolição de estruturas ou lançamento de campos de minas.

Relativamente ao reconhecimento de pontes, este é realizado em situações nas quais se pretende recolher informações relacionadas com as condições de segurança, detalhes técnicos, capacidade de carga ou estimativa de recursos para a respetiva demolição ou reparação. Esta pesquisa e inspeção resultam numa avaliação relativamente a uma determinada ponte com interesse no âmbito militar, por forma a caracterizar as condições da mesma ou efetuar uma classificação específica. [27]

4 Sobrecarga rodoviária em pontes

4.1 Introdução

O tráfego rodoviário representa os veículos de diferentes tipos que circulam nas redes viárias durante o período de vida útil respetivo, designadamente na fase de exploração da estrutura e, como tal, esta situação constitui uma carga aplicada que produz determinados efeitos na estrutura. Paralelamente à carga associada à sobrecarga rodoviária, existem também outras ações importantes que atuam na estrutura, nomeadamente o peso próprio da mesma, a ação do vento, efeitos térmicos ou a ação sísmica. Assim sendo, o projeto e dimensionamento de uma determinada obra destinada à circulação de veículos ou peões deve obedecer a um conjunto de critérios e normas de segurança, por forma a garantir a estabilidade da estrutura para as cargas que lhe vão estar associadas durante a sua utilização, bem como para ações relativas a situações de acidente ou efeitos da ação sísmica.

Relativamente às características associadas ao tráfego rodoviário, estas sofreram uma constante evolução ao longo do tempo, sendo as alterações motivadas pelo desenvolvimento dos métodos de cálculo e aumento da precisão dos modelos utilizados, por forma a serem mais rigorosos e fiáveis. As alterações do tráfego rodoviário nas últimas décadas encontram-se essencialmente caracterizadas pelos seguintes aspetos: aumento de intensidade do fluxo rodoviário, alterações registadas ao nível dos eixos dos veículos e respetivo espaçamento, assim como um aumento do peso próprio associado aos mesmos. [10]

Ora, por forma a realizar um dimensionamento que garanta a segurança estrutural de uma determinada obra, revela-se necessária a existência de um modelo de carga que defina uma sobrecarga associada à utilização rodoviária, simulando assim as cargas reais que afetam a estrutura durante o período de vida útil correspondente. Para tal, este modelo deve ser conservativo face aos carregamentos expectáveis relativos à fase de exploração da ponte. Tal deve-se ao facto de o projeto cobrir situações extraordinárias, designadamente transportes especiais ou incrementos de carga

associados à evolução do tráfego rodoviário, assim como aspetos relacionados com a qualidade dos materiais utilizados e do processo de construção e fiscalização.

A questão do tráfego rodoviário surgiu apenas a partir da revolução industrial, no século XIX, quando começaram a ser registados os primeiros avanços relacionados com a evolução da tecnologia automóvel. Assim sendo, e a título informativo, salienta-se que Gottlieb Daimler e Karl Benz inventaram, em 1885, um motor alimentado a combustível, impulsionando assim o desenvolvimento desta indústria. No ano seguinte, Gottlieb Daimler apresentou o primeiro veículo constituído por quatro rodas e com um mecanismo de funcionamento por combustão interna. Contudo, o primeiro grande passo no âmbito do desenvolvimento do ramo automóvel deu-se em 1908, nos Estados Unidos da América, aquando da apresentação oficial do primeiro automóvel a ser produzido em série. Este acontecimento deveu-se a Henry Ford e ao seu veículo Ford T. Posteriormente, devido ao grande aumento de utilizadores, o desenvolvimento associado aos veículos foi constante, tal como a construção de uma intensa rede rodoviária. Paralelamente a esta evolução, a utilização do comboio manteve-se como uma das principais opções para o transporte de pessoas e mercadorias, pelo que é importante considerar ambas as situações no desenvolvimento de projetos de engenharia civil, nomeadamente no que diz respeito à engenharia de estruturas. [5]

4.2 Ações em pontes – Tráfego rodoviário

No que diz respeito às ações produzidas nas estruturas pelo tráfego rodoviário, salientam-se aspetos como a estrutura da ponte e o respetivo pavimento, o tipo de tabuleiro, os veículos que caracterizam a utilização do mesmo, entre outros. Desta forma, deve compreender-se que o sistema constituído pela ponte e pelo veículo influencia o comportamento estrutural, sendo que a interação ponte-veículo se encontra afetada, por exemplo, devido a aspetos como a frenagem e o arranque, a presença coletiva de veículos em posições indeterminadas, assim como a efeitos dinâmicos associados. Assim, no que diz respeito ao comportamento dinâmico associado ao sistema ponte-veículo, destacam-se os seguintes parâmetros: [5]

- Efeitos de amplificação dinâmica;
- Frenagem e arranque;
- Ponte:
 - vão;
 - rigidez e massa;
 - número de vias.
- Veículo:
 - peso bruto;
 - número, peso por eixo e distância entre eixos.
- Tráfego:
 - composição e volume do tráfego;
 - intensidade do tráfego;
 - possibilidade de crescimento futuro;
 - velocidade de circulação.
- Múltipla presença de veículos.

Relativamente aos efeitos de amplificação dinâmica associados ao tráfego rodoviário, estes devem-se às forças de inércia que se geram na estrutura devido à passagem de veículos com uma determinada velocidade, bem como às irregularidades presentes na via, cuja existência provoca forças de impacto na estrutura. Ora, a passagem de veículos na ponte provoca determinadas acelerações, originando esforços e deslocamentos na estrutura que, tal como se interpreta da figura 4.1, apresentam valores superiores quando comparados com uma situação de carga estática, cuja situação corresponde a um veículo imobilizado ou em circulação a uma velocidade bastante reduzida.

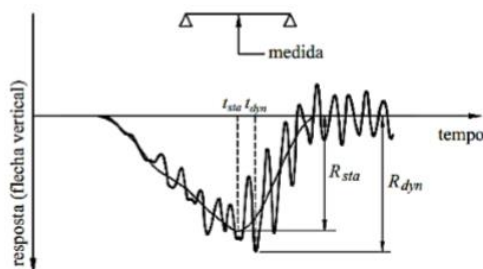


Figura 4.1 - Resposta estática e dinâmica à passagem de um veículo [12]

Assim, o projeto de dimensionamento de uma ponte considera modelos estáticos da carga rodoviária, os quais se multiplicam por um fator de amplificação dinâmica correspondente à relação entre a resposta estática e dinâmica. De forma alternativa, o efeito relativo à amplificação dinâmica encontra-se incluído diretamente nos valores correspondentes às cargas de dimensionamento. Salienta-se o facto de não ser recomendada a utilização de modelos estáticos em estruturas nas quais as acelerações impostas originam fenómenos de ressonância, independentemente da consideração dos efeitos dinâmicos associados a esforços, deformações e deslocamentos.

No que diz respeito a forças de frenagem e arranque, estas encontram-se relacionadas com cargas longitudinais e derivam de travagens ou variações acentuadas de velocidade, sendo que não apresentam, geralmente, uma complexidade acrescida ao dimensionamento, pois são esforços resistidos pelo tabuleiro através de um encaminhamento de carga para os elementos de apoio. [5]

Relativamente ao vão da ponte, deduz-se facilmente que quanto maior for a sua dimensão, maior será o número de veículos que a ponte poderá ter que suportar, apesar de reduzir a probabilidade de todos os veículos apresentarem o peso máximo, ou seja, a sobrecarga média por unidade de comprimento da via será tanto menor quanto maior for o vão.

A estrutura de uma ponte pode ser interpretada, do ponto de vista dinâmico, como um sistema segundo o qual o respetivo comportamento se encontra definido por características específicas, tais como a massa, a rigidez e o amortecimento. No que diz respeito à massa da estrutura, esta depende dos elementos estruturais, associados à área da secção, e não-estruturais, nomeadamente o pavimento, passeios, guarda-corpos, viga de bordadura, lancil e separador, entre outros. Quanto à rigidez da estrutura, esta apresenta uma variação de acordo com os seguintes fatores:

- Tipologia estrutural – viga, treliça, arco, tirantes, suspensa, etc.;
- Características geométricas – vão, secção, etc.;
- Materiais – betão, aço, alvenaria, etc.;
- Apoio do tabuleiro – monolítico, fixo, aparelho de apoio, etc.;
- Elementos secundários – carlingas, diafragmas, nervuras, etc.

O número de vias existente num determinado troço diz respeito à classificação do mesmo, nomeadamente autoestrada, estrada nacional ou outra, assim como também depende da composição e intensidade de tráfego expectáveis. Ora, conclui-se que quanto maior for o número de vias, menor será a probabilidade de todas se encontrarem com o carregamento máximo associado, logo os esforços por metro de largura da plataforma rodoviária tendem a diminuir. Relativamente ao sentido das vias, importa salientar que a situação mais condicionante corresponde ao cenário no qual as vias apresentam o mesmo sentido, devido ao facto de aumentar a probabilidade de o carregamento máximo das vias numa secção crítica ser atingido. [5]

Quanto ao peso bruto dos veículos, entenda-se como a carga correspondente a cada veículo que constitui o tráfego rodoviário, salientando-se o facto de ter existido um decreto-lei que determina o peso máximo permitido para a circulação de determinados veículos, dependendo do número e distância entre eixos. Importa referir que os modelos de carregamento, nomeadamente a definição dos veículos tipo utilizados nos casos de carga, não representam as cargas reais das viaturas, pois o dimensionamento deve apresentar-se conservativo por forma a contemplar casos nos quais os limites não são respeitados, bem como cobrir eventuais evoluções relacionadas com aumentos de carga.

Por forma a analisar a influência do número de eixos, peso por eixo e distância entre estes, salienta-se o exemplo demonstrado abaixo, no qual se encontram duas situações distintas relativamente ao peso e respetivos eixos de dois veículos, a partir do qual se pretende comparar o esforço correspondente ao momento fletor.

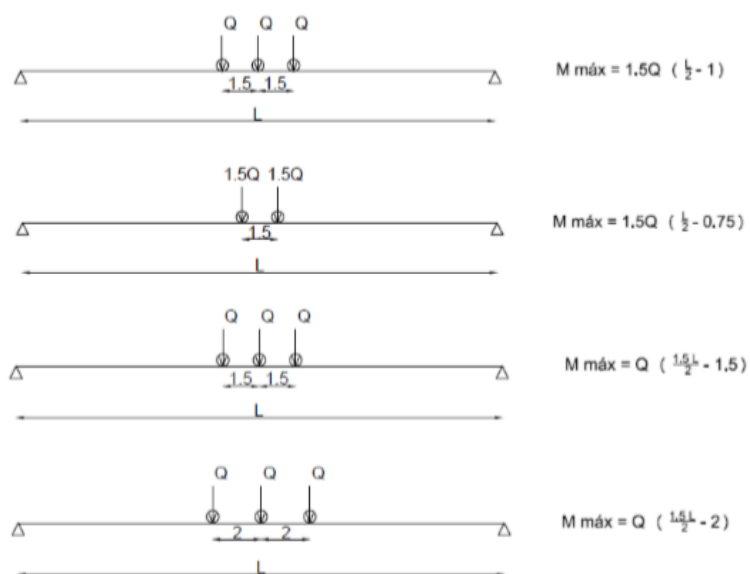


Figura 4.2 - Distribuição de peso e espaçamento por eixo numa viga simplesmente apoiada [11]

No exemplo superior da figura anterior encontram-se representados dois veículos com o mesmo peso bruto e igual distância entre eixos, mas com um número de eixos diferente, do qual se conclui que os maiores esforços estão associados ao veículo com menor número de eixos. De forma semelhante, apresentam-se também dois veículos com o mesmo peso bruto e igual número de eixos, mas com uma distância entre eixos diferente. Conclui-se, portanto, através da análise dos esforços obtidos em função do vão e da carga associada ao peso bruto, que quanto maior for a distância entre eixos, menor será

o esforço relativo ao momento fletor. Relativamente ao decreto-lei nº 99/2005, salienta-se o facto de no passado se encontrar igualmente limitado o peso por eixo dos veículos em circulação, tal como se verifica na tabela apresentada abaixo:

Tabela 4.1 - Peso máximo por eixo [decreto-lei nº 99/2005, artigo 9º]

Tipo de eixo		Peso bruto máximo (t)
Eixo simples	Frente (automóveis)	7.5
	Não motor	10
	Motor	12
Eixo duplo motor e não motor (Tandem) em função da distância entre eixos d	$d < 1$ m	12
	$1 \leq d < 1.3$ m	17
	$1.3 \leq d < 1.8$ m	19
	$d \geq 1.8$ m	20
Eixo triplo motor e não motor (Tridem) em função da distância entre os dois eixos extremos D	$D < 2.6$ m	21
	$D \geq 2.6$ m	24

Desta forma, prevê-se um aumento contínuo do peso dos veículos em circulação, especialmente aqueles cuja função diz respeito ao transporte de mercadorias, derivado de uma tentativa de aumento de rendimento e competitividade por parte das empresas transportadores, cuja intenção encontra-se relacionada com uma economia de custos. [13]

Na tabela seguinte é possível obter uma comparação entre as características que definem o veículo tipo, nomeadamente o número de eixos, espaçamento entre estes e carga por eixo, de acordo com alguns regulamentos considerados relevantes a nível mundial. Pretende-se efetuar uma análise sumária entre os modelos de carga dos diferentes regulamentos, por forma a concluir as principais diferenças e semelhanças existentes entre estes.

Tabela 4.2 - Características do veículo tipo segundo diferentes regulamentos internacionais [11]

Regulamento	Número de eixos	Espaçamento entre eixos (m)	Carga por eixo incluindo amplificação dinâmica (kN)
Regulamento Português RSA	3	1.5	200
Norma Europeia EN 1991-2 (EC1-Parte 2)	2	1.2	300 ¹
Norma Canadiana CAN/CSA-S6-00	5	1 e 2 - 3.6	1 - 62.5 ²
		2 e 3 - 1.2	2 e 3 - 156.3 ²
		3 e 4 - 6.6	4 - 218.8 ²
		4 e 5 - 6.6	5 - 187.5 ²
Norma norte-Americana AASHTO LRFD <i>Bridge Design Specifications</i>	3 ou 2(Tandem)	1 e 2 - 4.3	1 - 40.25
		2 e 3 - Entre 4.3 e 9	2 e 3 - 166.75
		Tandem - 1.2	Tandem - 126.5
Normas Brasileiras NBR 7187 e NBR 7188	3	1.5	173.25 ³

¹ Aplicado na via 1.

² Coeficiente de amplificação dinâmica para 5 eixos.

³ Coeficiente de amplificação dinâmica para um comprimento de vão correspondente a 35 metros.

No que diz respeito aos regulamentos abordados, salienta-se o facto de a norma canadiana apresentar um número de eixos superior relativamente aos restantes regulamentos. Destaca-se também a grande disparidade, no que diz respeito à distância entre eixos, entre os regulamentos canadiano e norte-americano e as restantes normas apresentadas, pois estas apresentam valores

relativamente reduzidos, enquanto que os primeiros definem espaçamentos máximos bastante superiores.

A composição do tráfego caracteriza-se pela percentagem associada a cada tipo de veículo, designadamente pesado ou ligeiro, segundo a localização e tipo de tráfego, nomeadamente regional ou local. Relativamente à intensidade de tráfego, esta define-se como sendo o número de veículos que circulam, por unidade de tempo, num determinado troço. Facilmente se conclui que quanto maior for a intensidade de tráfego, maior será a probabilidade de se atingir esforços máximos, pelo que interessa saber qual a intensidade de tráfego da região na qual se pretende projetar. [11]

Segundo Dawe, o tráfego rodoviário aumentou significativamente nos últimos anos, com particulares efeitos no volume de tráfego e no peso bruto associado aos veículos em circulação. Tal pode ser comprovado com dados estatísticos, nomeadamente o aumento do tráfego rodoviário relativo a mercadorias correspondente a 49,6% entre 1995 e 2007, assim como o aumento de 42,1% para 45,6% relativo à composição do tráfego de mercadorias, registado em igual período. [19]

A situação de tráfego, designadamente fluído, lento e congestionado, encontra-se relacionada com a velocidade de circulação, bem como com a múltipla presença de veículos, pelo que importa obter informações relativas ao tipo de tráfego que irá carregar a estrutura que se pretende dimensionar, por forma a simular os cenários adequados.

Note-se que, no que diz respeito à avaliação de pontes rodoviária existentes, é importante realizar medições e fazer registos do tráfego real de um determinado local, de modo a ser possível obter uma estimativa da carga associada ao tráfego rodoviário, cujos efeitos definem os esforços introduzidos na estrutura. Relativamente a esta matéria, salienta-se que o Eurocódigo se baseia numa análise dos efeitos das cargas com um período de retorno correspondente a 1000 anos, ou seja, admitindo que os valores da carga de dimensionamento se encontram associados a uma probabilidade de serem excedidos correspondente a 10% e 5% numa vida útil de 100 e 50 anos, respetivamente. [16]

4.3 STANAG 2021 – Military Load Classification

4.3.1 Conceitos gerais

A regulamentação NATO relativa ao sistema MLC considera 32 veículos hipotéticos, sendo estes igualmente repartidos entre viaturas de rodas e de lagartas, nos quais se salienta as diversas configurações dos primeiros relativamente ao número de rodas e respetivos eixos. Desta forma, os veículos militares encontram-se caracterizados por 32 classes, designadamente entre a MLC 4 e MLC 150. Relativamente à classificação de pontes, são definidas características adicionais como a altura do centro de gravidade, área do vento lateral e altura do centro de pressão. Salienta-se o facto de a classificação atribuída pelo sistema MLC ser apenas uma forma de classificação associada a veículos militares, não correspondendo este valor à massa dos mesmos no que diz respeito a veículos de rodas, pois nesta situação são considerados aspetos como a carga máxima por eixo, largura de contato do pneu e espaçamento entre eixos (anexo A).

Os esforços máximos associados ao momento fletor e ao esforço transversal, calculados para o carregamento dos respetivos veículos tipo, correspondem a comprimentos de vão entre 1 e 100 metros, nos quais não se encontra considerado o coeficiente dinâmico correspondente ou a excentricidade associada à posição dos mesmos (anexo B). A classificação de carga militar, cujas curvas associadas

representam os esforços em função do comprimento do vão, encontram-se padronizadas para um espaçamento longitudinal entre veículos correspondente a 30,50² metros, relativamente à composição de uma coluna de viaturas militares. Estas curvas são utilizadas no âmbito do sistema MLC para veículos de rodas e lagartas, sendo que apenas dizem respeito a pontes simplesmente apoiadas de vão único, pelo que devem ser recalculadas para as restantes configurações. [26]

4.3.2 Classificação de carga militar - Veículos

De modo a realizar a classificação de um veículo militar é necessário calcular os esforços máximos que este produz relativamente aos vários comprimentos de vão associados a uma configuração simplesmente apoiada, por forma a traçar as curvas associadas ao sistema MLC, cuja representação se encontra no anexo C. A classificação de carga militar relativamente a um determinado veículo é obtida por interpolação linear entre as curvas associadas ao esforço produzido e tipo de veículo, designadamente de rodas ou lagartas, em conformidade com o comprimento do vão.

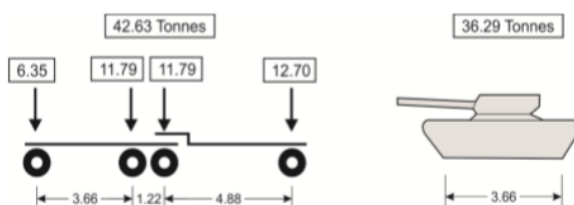


Figura 4.3 – MLC 40 rodas (esq.) e MLC 40 lagartas (dir.) [26]

Para as situações em que a largura da viatura é inferior à do veículo hipotético, o valor interpolado relativo à classificação deve ser ajustado conforme exposto no anexo D, de modo a ter em consideração as alterações devidas à correção do respetivo cálculo. O número relativo à classificação deve ser arredondado para o valor inteiro mais próximo, salientando-se os exemplos do anexo E. [30]

Em situações de campanha ou de emergência, a classificação expedita de um veículo pode ser conseguida através da consideração da massa equivalente à carga total do mesmo, cujo valor se encontra nas indicações do fabricante ou no manual da operação. Desta forma obtém-se uma classificação de carga militar temporária e determinada de forma expedita. Este método integra uma margem de segurança correspondente à multiplicação do valor da massa total por um fator correspondente a 1,20 ou 1,10 para veículos de lagartas ou rodas, respetivamente.³ [26]

No que diz respeito a casos excecionais, nos quais a classe de um determinado veículo seja superior a 150 ou inferior a 4, deve ser realizada uma extrapolação relativamente às respetivas classes adjacentes, por forma a obter uma classificação de carga militar aproximada. [26]

4.3.3 Classificação de carga militar - Pontes

O sistema MLC utilizado na caracterização de pontes tem como objetivo garantir uma circulação segura por parte de todos os veículos militares, servindo de metodologia e orientação para a realização da classificação de carga militar. Assim, importa referir que os parâmetros e indicações associados a este sistema classificativo não se destinam a instruções relativas ao projeto de pontes.

² 30,50 m \approx 100 ft, espaçamento padrão entre veículos numa coluna militar [STANAG 2021]

³ Valores relativos à utilização de toneladas métricas (1 t = 1000,0 kg).

A classificação apresentada no STANAG 2021 abrange pontes fixas civis e militares de vão único ou de múltiplos vãos, assim como pontes flutuantes militares, sendo que os parâmetros gerais são aplicáveis a todo o tipo de pontes e abrangem o tráfego de veículos de rodas e de lagartas. Salienta-se o facto de esta classificação se enquadrar no âmbito das condições normais de circulação de colunas militares. No caso particular de travessias de risco ou de emergência, revela-se necessária a utilização de critérios especiais relativos às condições de circulação, cuja consideração diz respeito a níveis de comando militar adequados, bem como uma avaliação do grau de urgência e do nível de segurança aceitável, resultando assim numa redução da margem de segurança correspondente. [26]

Relativamente à classificação de carga militar associada a pontes fixas civis, esta pode ser realizada de acordo com uma metodologia analítica ou segundo a utilização de métodos expeditos, sendo a primeira associada a uma classificação permanente e a última a uma classificação temporária. O número inteiro correspondente à classificação de uma determinada ponte resulta da abordagem associada à capacidade de carga da mesma, cuja análise diz respeito a uma avaliação relativa ao estado limite último e tendo como base o exposto nos respetivos regulamentos nacionais. De acordo com o STANAG 2021, as ações variáveis a ter em consideração na avaliação estrutural dizem apenas respeito ao veículo tipo definido pela classe correspondente, sendo que as restantes ações habitualmente utilizadas, nomeadamente sobrecarga uniforme, ação do vento, forças sísmicas e de frenagem, não se consideram no cálculo estrutural. Relativamente ao tráfego misto associado à circulação simultânea de veículos militares e civis, a regulamentação da NATO não define especificações ou restrições relativamente a esta matéria.

No que diz respeito às situações de carga deve considerar-se um único veículo tipo por cada vão, bem como uma coluna de veículos militares da mesma classe, cujo espaçamento longitudinal corresponde a 30,50 metros entre pontos de contato no solo. Nos casos relativos a pontes fixas com comprimentos de vão superiores a 30,50 metros, deve considerar-se a referida coluna de veículos numa posição segundo a qual os efeitos produzidos sejam mais desfavoráveis. Para situações de circulação de veículos militares em ambos os sentidos, o regulamento define um espaçamento mínimo correspondente a 0,50 metros entre viaturas.

Os fatores parciais de segurança associados à classificação de pontes devem refletir um elevado grau de confiança relativamente a determinados níveis de carga e respetivas frequências, por forma a considerar os fenómenos de fadiga e as características relacionadas com a vida útil da estrutura. No que diz respeito à amplificação dinâmica, o regulamento militar remete para a utilização das normas nacionais, tendo em conta o tipo de estrutura e o nível de utilização correspondente. Em relação à verificação estrutural, consideram-se apenas os critérios de análise relativos ao estado limite último, pois em determinados cenários de operações militares aceitam-se determinados danos estruturais.

A regulamentação militar considera adicionalmente o deslocamento de veículos militares em situações de emergência ou de campanha, nas quais pode ser necessária a circulação de veículos com uma classificação de carga militar superior à estabelecida. Para tal, estas situações extraordinárias requerem um aumento da carga máxima admitida pela estrutura, através da minimização dos efeitos e de acordo determinadas condições de circulação controlada, bem como da diminuição dos critérios de segurança. Desta forma, consideram-se três condições de circulação distintas:

- Travessia normal: permite a utilização da ponte sem restrições por partes dos veículos militares cuja numeração MLC seja igual ou inferior ao valor máximo permitido, sendo que apenas esta classificação pode ser atribuída de forma permanente;
- Travessia de precaução: mantém o mesmo nível de segurança da travessia normal, embora com as seguintes restrições de circulação:
 - limite de velocidade máxima correspondente a 5 km/h;
 - condicionamento de acelerações, travagens e mudanças de velocidade;
 - circulação restrita à linha central da faixa de rodagem;
 - circulação de apenas um veículo em cada vão estruturalmente independente.
- Travessia de risco: condições de circulação iguais à travessia de precaução, sendo adicionalmente diminuída a respetiva margem de segurança e admitindo-se danos permanentes na estrutura. [26]

No que diz respeito ao sistema MLC correspondente a pontes modulares militares e a pontes fixas táticas ou flutuantes, o processo de classificação apresenta-se relativamente diferente, pois a classificação atribuída diz respeito a um objetivo do projeto da estrutura, ao qual estão associados fatores de segurança reduzidos e limitações inferiores relativamente ao peso suportado. A tabela seguinte apresenta os parâmetros relativos aos diferentes tipos de travessia considerados pela regulamentação militar, sendo que os mesmos são considerados na calibração dos coeficientes de segurança para o carregamento militar.

Tabela 4.3 - Parâmetros de avaliação estrutural associados às diferentes condições de travessia [26]

	Condições de travessia		
	Normal	Precaução	Risco
Carga permanente	Sim	Sim	Sim
MLC	Sim	Sim	Sim
Circulação pedonal	Sim	Não	Não
Ação da neve	Sim	Sim	Sim
Efeito dinâmico	Sim	Não	Não
Distância entre veículos	30,50 m	30,50 m	Veículo único
Velocidade de circulação	MLC \leq 30: 40 km/h MLC \geq 30: 25 km/h	MLC \leq 30: 25 km/h MLC \geq 30: 15 km/h	5 km/h
Sentido do tráfego	Bidirecional	Unidirecional	Unidirecional
Excentricidade	Mais condicionante	Linha central	Linha central
Coeficiente de segurança	γ_{normal}^{MLC}	$\gamma_{precaução}^{MLC}$	γ_{risco}^{MLC}

4.3.4 Sinais de classificação de carga militar

Os veículos e pontes sujeitos ao processo de classificação de carga militar encontram-se também associados a uma marcação específica, cuja representação diz respeito a um conjunto de sinais e indicadores próprios, de acordo com um padrão militar previamente definido e aceite pelos países integrantes da NATO. Refere-se que este método classificativo tem como objetivo complementar a metodologia civil existente, não a substituindo e sendo aplicado a veículos militares em serviço, bem como a pontes militares e civis utilizadas num cenário militar. Os sinais devem ter uma largura mínima de 40 cm, sendo o fundo em cor amarela e as ilustrações a preto. Existem dois tipos de sinais de classificação de carga militar utilizados na marcação de pontes, designadamente:

- Circulares – correspondentes à classificação da ponte;
- Retangulares – correspondentes à indicação de restrições particulares e informações técnicas.

Os sinais relativos à classificação das pontes devem contemplar as situações de circulação bidirecional, assim como os dois tipos de veículos militares, designadamente de rodas e de lagartas. Na figura seguinte encontram-se alguns exemplos relativos ao referido anteriormente:

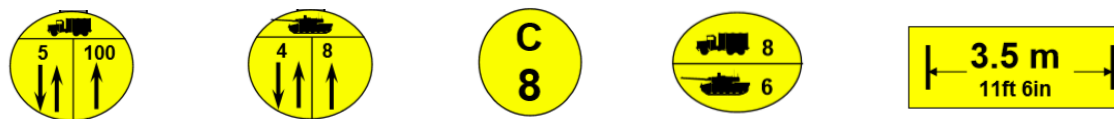


Figura 4.4 - Exemplos de sinais associados à classificação de carga militar [26]

A marcação supramencionada deve ser posicionada nas extremidades da ponte em questão, numa posição a partir da qual seja visível de forma clara por parte do observador, sendo aconselhada a utilização de sinais de alerta afastados nas situações em que se julgue necessário e conveniente. Os sinais retangulares são colocados imediatamente abaixo da marcação relativa à classificação da ponte, sendo que os associados a restrições de altura devem posicionar-se de forma centrada relativamente à respetiva obstrução. [26] Relativamente à classificação de carga militar associada a veículos, esta subdivide-se em sinais frontais e laterais, sendo que os primeiros dizem respeito à generalidade dos veículos militares, exceto os veículos de reboque ou de transporte, cuja marcação é feita através de ambos os anteriores. Estes sinais apresentam uma forma circular, cuja cor deve respeitar os requisitos de camuflagem do veículo, sendo os diâmetros correspondentes a 23 cm e 15 cm, para utilização frontal e lateral, respetivamente, sendo que a inscrição das respetivas marcações é feita abaixo da linha de visão do condutor.

5 Verificação de segurança estrutural

5.1 Conceitos básicos – Ações e combinação de ações

As ações consideradas no dimensionamento de projetos de engenharia podem ser classificadas relativamente a diversos critérios, nomeadamente no que diz respeito à correspondente variação no tempo e no espaço, origem e natureza. No que diz respeito aos valores representativos das ações, estes podem corresponder a valores característicos (k) ou a valores de combinação (ψ), no caso das ações variáveis, sendo que o fator de combinação ψ subdivide-se em valores associados a ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , de acordo com o valor de combinação, valor frequente ou valor quase permanente, respetivamente. Na figura abaixo encontra-se uma representação da ordem de grandeza dos valores representativos das ações:

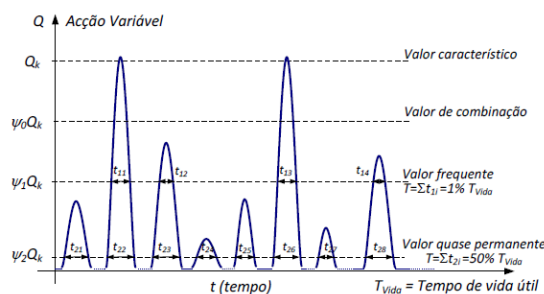


Figura 5.1 - Valores representativos das ações [44]

As combinações de ações correspondem a um conjunto de valores de cálculo associados à influência simultânea de diversas ações, cuja consideração diz respeito à verificação de segurança relativamente a um determinado estado limite. [19]

Em geral, as combinações de ações habitualmente consideradas num projeto de estruturas são as seguintes:

- Estado limite último (ELU):
 - Combinação fundamental;
 - Combinação acidental;
 - Combinação sísmica.
- Estado limite de serviço (ELS):
 - Combinação característica;
 - Combinação frequente;
 - Combinação quase-permanente.

5.2 Estados Limite

Por forma a cumprir os requisitos de segurança e qualidade da construção, os projetos relativos ao dimensionamento de estruturas devem satisfazer um conjunto de critérios relativos à verificação de segurança estrutural. De uma forma geral, pretende-se que uma determinada estrutura cumpra as funções para as quais foi dimensionada, de tal modo que as solicitações às quais se encontra sujeita durante a vida útil não produzam um efeito associado aos estados limite, definidos como uma situação para além da qual a estrutura deixa de satisfazer os critérios de dimensionamento respetivos. [44]

Os estados limite encontram-se associados a diversas situações de projeto, designadamente:

- Persistente, correspondente a condições normais de utilização durante a fase de exploração;
- Transitória, correspondente a condições temporárias;
- Acidental, correspondente a condições extraordinárias;
- Sísmica, correspondente a condições decorrentes de ação sísmica.

A verificação aos estados limite subdivide-se na verificação ao estado limite último (ELU) e ao estado limite de utilização ou de serviço (ELS), sendo que este diz respeito a fenómenos como a deformação ou vibração, e o primeiro define-se de acordo com as seguintes situações:

- EQU, associado à perda de equilíbrio estático;
- STR, associado à rotura ou deformação excessiva da estrutura;
- GEO, associado à rotura ou deformação excessiva do terreno;
- FAT, associado à rotura por fadiga.

5.3 Verificação dos estados limite – Valores de cálculo

No processo de verificação da segurança, os valores correspondentes às ações permanentes e variáveis são afetados de coeficientes parciais, cujo valor diz respeito aos efeitos favoráveis ou desfavoráveis que uma determinada ação induz na respetiva combinação. Assim, para uma dada combinação, o coeficiente parcial da ação variável é não nulo se o efeito da mesma for desfavorável e

nulo se favorável. No quadro abaixo encontram-se os valores dos coeficientes parciais para duas situações distintas:

Tabela 5.1 - Valores correspondentes aos coeficientes parciais

	γ_G		γ_Q	
	Favorável	Desfavorável	Favorável	Desfavorável
EQU	1,10	0,90	1,50	0,0
STR	1,35	1,0	1,50	0,0

Assim, a verificação relativa aos estados limite baseia-se num conjunto de critérios e regras de aplicação, sendo que o princípio fundamental se define como uma situação de cálculo na qual os efeitos das ações são inferiores relativamente ao respetivo critério, nomeadamente o valor de resistência. As condições gerais de verificação associadas aos estados limite são as seguintes: [19]

- Estado limite último:
 - EQU: $E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$
 - STR e GEO: $E_d \leq R_d$
- Estado limite de serviço:
 - $E_d \leq X_d$

5.3.1 Avaliação de estruturas existentes – Coeficientes de segurança

Os fatores de segurança devem corresponder ao tipo de estrutura e condições de carregamento às quais esta se encontra associada, por forma a garantir um determinado nível de confiança no que diz respeito à sua utilização sob o ponto de vista do carregamento correspondente. O conceito de segurança relativo às verificações realizadas tem como objetivo garantir a funcionalidade da estrutura, sendo que a sua definição diz respeito à relação existente entre a carga aplicada e a resistência da anterior. A filosofia de segurança adotada diz respeito à utilização de fatores de segurança no âmbito do cálculo estrutural, resultando num aumento dos efeitos das cargas aplicadas e numa diminuição da capacidade resistente relativa aos materiais. Desta forma, a margem de segurança associada à estrutura aumenta e, conseqüentemente, diminui a probabilidade de falha ou colapso da mesma.

Relativamente à verificação ao estado limite último, salienta-se a seguinte expressão no âmbito da avaliação estrutural:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

Onde,

$$E_d = \sum \gamma_g G_k + \gamma_Q Q_{k_1} + \sum \gamma_{Q_i} \psi_{Q_i} Q_{k_i}$$

$$R_d = R \left(\frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{sk}}{\gamma_s}, \dots \right) \quad (2)$$

No que diz respeito aos coeficientes parciais de segurança, importa referir os dados presentes na tabela abaixo:

Tabela 5.2 - Coeficientes parciais segundo o Eurocódigo [26]

	Eurocódigo – Estado Limite Último (ELU)	
	γ_G	γ_Q
Carga permanente		1,35
Carga variável		1,50
Betão	γ_c	1,50*
Aço	γ_s	1,15*

*divide por γ

O índice de fiabilidade β traduz-se no grau de confiança correspondente ao comportamento esperado por parte de uma determinada estrutura, sendo a margem de segurança obtida através da diferença entre os valores de resistência e de carga atuante. Assim, a probabilidade de colapso da estrutura P_f encontra-se relacionada de forma inversa com o índice referido anteriormente, tal como exemplifica o quadro seguinte:

Tabela 5.3 - Relação entre o índice de fiabilidade e a probabilidade de colapso de uma estrutura [19]

P_f	0,5	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	0	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

No quadro abaixo encontram-se apresentados os valores mínimos para o índice de fiabilidade, de acordo com as consequências atribuídas ao colapso de diferentes tipos de estruturas. Destaca-se o valor fundamental correspondente a 3,8 para os coeficientes parciais correntes.

Tabela 5.4 - Valores do índice de fiabilidade para diferentes estruturas

Classe de fiabilidade	Grau de consequências	β (1 ano)	β (50 anos)
RC3	Elevado	5,2	4,3
RC2	Médio	4,7	3,8
RC1	Baixo	4,2	3,3

De uma forma geral, os valores relativos aos coeficientes de segurança presentes na regulamentação civil tendem a ser mais conservativos, ou seja, apresentam uma maior margem de segurança relativamente ao cálculo estrutural, quando comparados com as normas da NATO, aplicáveis ao carregamento de viaturas militares. Tal deve-se ao facto de os níveis de fiabilidade associados às estruturas e a aceitação relativamente ao risco serem aspetos substancialmente diferentes no que diz respeito à abordagem civil e militar.

Relativamente à avaliação de pontes existentes, as especificações presentes nos regulamentos não se encontram totalmente ajustadas para o carregamento militar, existindo algumas diferenças no que diz respeito aos respetivos modelos de tráfego. Por exemplo, os modelos relativos à sobrecarga rodoviária civil têm em consideração o tráfego atual e a previsão para o respetivo desenvolvimento futuro, enquanto que o carregamento militar se encontra distribuído por classes que se apresentam como invariáveis no tempo. Por outro lado, a regulamentação civil considera o efeito dinâmico relativo aos modelos de carga, enquanto que tal não acontece nas normas referentes à NATO. No que diz respeito ao valor característico associado à carga do veículo tipo, este corresponde a um determinado período de retorno e a uma margem de segurança significativa, enquanto que de acordo com o STANAG 2021 as cargas baseiam-se num valor nominal médio baseado nas características dos veículos militares existentes, definidos segundo diversas classes. Conclui-se, assim, que as diferenças relativas à regulamentação civil e militar resultam na necessidade de uma abordagem específica relativamente aos coeficientes parciais no âmbito da avaliação estrutural de pontes para o carregamento militar, de acordo com um ajustamento relativo ao índice de fiabilidade correspondente. [30]

O STANAG 2021 considera um ajuste relativamente aos coeficientes que afetam a carga aplicada pelo veículo correspondente à classe militar respetiva, bem como a carga permanente associada ao peso próprio da estrutura. As premissas que sustentam as referidas alterações dizem respeito a uma definição mais realista e precisa por parte do modelo militar relativamente às características do veículo tipo, assim como um aumento do nível de risco associado à utilização da

estrutura. Desta forma, os coeficientes de segurança adotados pela regulamentação militar resultam de uma redução do grau de incerteza relativamente às variáveis consideradas na verificação de segurança. Os coeficientes de segurança relativos às normas NATO baseiam-se em índices de fiabilidade inferiores, correspondentes a 3,3 para condições de travessia normais e de precaução, sendo que para situações de risco varia entre 2,4 e 2,9 de acordo com período de referência adotado.

Assim, a regulamentação militar adota diferentes coeficientes parciais na avaliação de pontes para o carregamento militar, de acordo com as condições de travessia e respetivo período de referência, assim como para diferentes classes de pontes.

Tabela 5.5 - Coeficientes parciais de segurança para avaliação estrutural de pontes [26]

	RC2		RC3	
	Carga permanente	Carga variável (MLC)	Carga permanente	Carga variável (MLC)
Travessia normal	1,19	1,40	1,21	1,5
Travessia de precaução	1,19	1,22	1,21	1,26
Travessia de risco (T_{ref} reduzido)	1,18	1,19	1,20	1,23
Travessia de risco (T_{ref} médio)	1,16	1,16	1,18	1,20
Travessia de risco (T_{ref} elevado)	1,16	1,16	1,17	1,18

Salienta-se a consideração exclusiva do veículo tipo, de acordo com o sistema MLC, no âmbito da atuação de ações variáveis na estrutura, não sendo incluída, portanto, a contribuição de qualquer carga distribuída em simultâneo com a ação relativa ao carregamento do respetivo veículo tipo. [30] De uma forma geral, pode assumir-se para a avaliação global da generalidade das pontes os seguintes coeficientes parciais de segurança, sendo que a carga variável diz respeito ao carregamento dos veículos tipo, cuja definição se baseia no sistema de classificação preconizado pela NATO. [26]

Tabela 5.6 - Coeficientes de segurança propostos pelo STANAG 2021 [26]

Condições de circulação	Carga permanente (γ_G)	MLC (γ_Q)
Normal	1,20	1,35
Precaução	1,20	1,22
Risco	1,17	1,17

6 Evolução da regulamentação de ações em pontes

6.1 Introdução

Atendendo ao facto de que o objetivo último do projeto e construção de uma ponte se encontra relacionado com a satisfação dos critérios de segurança e de funcionalidade associados à sua utilização, conclui-se que é de elevada importância a existência de um conjunto de normas que definam e caracterizem da melhor forma as ações a considerar na fase de projeto. [7]

A estrutura de uma ponte deve cumprir as funções para as quais foi idealizada e cumprir de forma eficaz os critérios de segurança, por forma a garantir a resistência necessária às diferentes ações e cargas aplicadas, originadas pela sua utilização e referentes ao período de vida útil correspondente. Para tal, devem ser tidos em consideração os efeitos relativos à sua normal utilização, assim como para cenários relativamente improváveis, designadamente raros ou acidentais, como por exemplo carregamentos superiores associados a transportes especiais ou fatores ambientais extremos.

A complexidade associada à determinação da capacidade resistente e dos efeitos das cargas aplicadas numa determinada estrutura refletem a existência de um grau de incerteza associado à

definição e caracterização dos aspetos a considerar no dimensionamento e respetivo projeto, razão pela qual se justifica a utilização de fatores de majoração no que diz respeito às ações referidas. [7]

Deste modo, os coeficientes de segurança adequados e a metodologia associada à sua utilização no que diz respeito a aspetos relacionados com o dimensionamento devem encontrar-se especificados em regulamentos elaborados e aceites pela comunidade científica. Estas normas, criadas através do conhecimento adquirido no domínio do projeto de estruturas de pontes, descrevem as principais ações a considerar no dimensionamento, permitindo evitar a existência de fenómenos indesejados como a instabilidade, a rotura ou a deformação excessiva, cujas consequências se podem revelar fatais para a estrutura ou impedir o seu bom funcionamento, caso a sua ocorrência não seja devidamente controlada.

Ora, as sobrecargas regulamentares variam de acordo com o país no qual se pretende executar o projeto e implementar a estrutura, pois as condições existentes apresentam-se diferentes consoante o país em questão, nomeadamente o clima, o tipo de utilização, a metodologia de construção, manutenção e fiscalização, fatores económicos, entre outros. Por forma a colmatar estas divergências e de modo a facilitar os aspetos relacionados com o dimensionamento, designadamente em situações nas quais o projeto é executado por entidades estrangeiras, surgem normas europeias designadas Eurocódigos. A intenção da elaboração destes documentos encontra-se relacionada com a uniformização de metodologias fundamentais para o projeto, bem como a padronização de procedimentos regulamentares a nível europeu, apesar de a existência de normas nacionais permitir especificações destinadas a cada país. [7]

6.2 Caracterização da regulamentação portuguesa

O Comité Europeu de Normalização elaborou, a partir de 1990, diversas normas europeias associadas à fase de projeto, cujos regulamentos se encontram especificados abaixo:

- Eurocódigo 0 (EN 1990): Bases do projeto de estruturas;
- Eurocódigo 1 (EN 1991): Ações em estruturas;
- Eurocódigo 2 (EN 1992): Projeto de estruturas em betão;
- Eurocódigo 3 (EN 1993): Projeto de estruturas em 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.

A regulamentação acima referida veio substituir as normas utilizadas até então em Portugal, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado Pré-Esforçado (REBAP). Relativamente às normas nacionais, baseadas nos Eurocódigos e adaptadas à realidade portuguesa, estas foram elaboradas entre 1998 e 2007 com a colaboração do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), tendo como objetivo uma adaptação do exposto nos Eurocódigos, enquanto regulamentos de âmbito europeu, face à especificação nacional necessária. [8]

Importa destacar a importância dos Eurocódigos enquanto evolução no quadro dos projetos de engenharia de estruturas, pois permitiu valorizar e complementar a regulamentação utilizada em Portugal, assim como nos restantes países da União Europeia (UE), permitindo uma maior facilidade de adaptação, aumentando assim a cooperação internacional e a competitividade entre os estados membros. Relativamente à regulamentação antiga no domínio das ações, destacam-se as seguintes normas portuguesas:

- Regulamento para Projeto, Provas e Vigilância das Pontes Metálicas (1897);
- Regulamento das Pontes Metálicas (1929/1958);
- Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (1961);
- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983).

No que diz respeito a sobrecargas em pontes, encontra-se na tabela abaixo um resumo da evolução das mesmas relativamente aos diferentes regulamentos:

Tabela 6.1 - Sobrecargas em pontes [adaptado de Reforço e Reabilitação de Estruturas, Costa, A., IST, 2019]

Regulamento	Sobrecarga rodoviária
1897	Sobrecarga uniforme 400 kgf/m ² (vão menor que 30 metros); Sobrecarga mais elevada numa faixa com 2,5 metros (vão maior que 30 metros); Veículos de 12 toneladas (t) com 4 rodas.
1929/1958	Sobrecarga variável com o vão ($\geq 500 \text{ kgf/m}^2 \times \varphi$); ⁴ 400 kgf/m ² aplicado no passeio; Veículos de 32 t (alterado em 1958 para 60, 45 e 30 t para as classes A, B e C, respetivamente).
1961	Sobrecarga uniforme 300 kgf/m ² ; Sobrecarga linear 5 t/m; Veículos de 60, 45 e 30 t para as classes A, B e C, respetivamente ($\varphi = 1,2$).
1983	Sobrecarga uniforme 4 kN/m ² ; Sobrecarga linear 50 kN/m; Veículos de 600 e 300 t para as classes I e II, respetivamente.

Salienta-se igualmente a evolução registada ao longo das diversas publicações de normas e regulamentos relativamente aos materiais utilizados nas construções correntes, nomeadamente o aço e o betão, bem como a durabilidade das estruturas, os modelos de verificação da segurança, e aspetos relacionados com a pormenorização, recobrimentos e técnicas de execução. [1]

Nos primeiros regulamentos apresentados no âmbito das construções em betão constam indicações relativas à composição e dosagem do mesmo, tal como a resistência associada a cada tipo, cujos valores resultam da média obtida em ensaios à compressão simples em cubos. Note-se que nos regulamentos de 1918 (Regulamento para o Emprego do Beton Armado) e de 1935 (Regulamento do Betão Armado), os valores de resistência mínima do betão correspondem a 120 kgf/cm² e 180 kgf/cm², respetivamente. O regulamento de 1967 (Regulamento de Estruturas de Betão Armado) introduz o conceito de classe de resistência relativa ao betão, cujo valor diz respeito à resistência característica em cubos, sendo assim atribuídas as classes B180, B225, B300, B350 e B400 (kgf/cm²). Em 1983, o Regulamento de Estruturas de Betão Armado Pré-Esforçado aumenta as classes de resistência do betão para B55 e implementa a unidade internacional de tensão (MPa), sendo que o Eurocódigo 2 amplia novamente as classes de resistência do betão para C90/105 (MPa), cujo primeiro valor corresponde a ensaios realizados em cilindros e o segundo em cubos. [1]

⁴ Coeficiente dinâmico.

Relativamente ao aço utilizado nas construções em betão, importa referir que na época relativa aos regulamentos de 1918 e 1935 os varões de aço eram lisos e de dureza natural, sendo que as dimensões dos mesmos eram definidas em polegadas e a tensão última de rotura f_u apresentava valores na ordem de 3700 kgf/cm² a 4600 kgf/cm², com uma ductilidade definida através da extensão pós-rotura \mathcal{E}_u , correspondente a valores superiores a 23%. Com o regulamento de 1967 introduziram-se as classes de resistência A24, A40, A50 e A60 (kgf/mm²), cuja definição se baseia no valor característico da tensão de cedência f_{yd} , sendo que os diâmetros dos varões passam a ser definidos em milímetros e os varões nervurados são utilizados em detrimento dos varões lisos. [1]

Destaca-se também, segundo o regulamento de 1983, a adoção das classes de resistência correspondentes a A230, A400 e A500 (MPa), relativas aos valores característicos da tensão de cedência do aço, assim como o aparecimento do aço de alta resistência, para utilização no âmbito do pré-esforço. Relativamente aos Eurocódigos, salienta-se a introdução da classe de resistência A600, no que diz respeito à definição do tipo de aço a utilizar numa estrutura de betão armado.

No que ao recobrimento das armaduras diz respeito, destaca-se a existência de valores de referência para situações específicas associadas a lajes, vigas e pilares, assim como em relação ao diâmetro do varão de aço, sendo dada uma especial atenção ao aumento do recobrimento em estruturas nas quais se pretende uma melhor proteção contra o fogo e corrosão. Contudo, nos sucessivos regulamentos não se refletem alterações relevantes no que diz respeito aos valores relativos ao recobrimento das armaduras, exceção feita às classes de agressividade e exposição que definem valores específicos relativos a recobrimentos adequados a determinados ambientes ou a objetivos relacionados com a durabilidade e vida útil da estrutura. [1]

Relativamente à verificação de segurança, importa referir que nos regulamentos de 1918 e 1935, esta era realizada segundo o critério de tensões admissíveis, no qual o coeficiente global de segurança é caracterizado pela minoração da capacidade resistente associada aos materiais, não havendo majoração das ações. Ainda relativamente aos regulamentos acima referidos, o modelo utilizado no cálculo de esforços apresenta uma variação elástica e linear, tal como a relação tensão/deformação, desprezando-se a resistência do betão à tração. Com o regulamento de 1967, introduz-se o conceito de coeficientes parciais de segurança, referentes a diferentes tipos de carga aplicada e associados à verificação de segurança aos estados limite. A análise dos respetivos modelos passa a ser não linear e o cálculo plástico aumenta o rigor da verificação de segurança dos anteriores, sendo que a relação tensão/deformação do betão encontra-se definida por uma parábola. Com a evolução dos regulamentos, as ações são definidas com maior rigor e diferenciação de casos, sendo introduzido o conceito de ações excecionais, nas quais se integra a ação sísmica. [1]

Devido à elaboração dos documentos relativos aos Eurocódigos, os cálculos associados à verificação de segurança de estruturas foram sujeitos a um elevado aumento de complexidade, assim como de exatidão e rigor, especialmente no que diz respeito à ação sísmica, cujo estudo e tratamento encontram-se apresentados no Eurocódigo 8. [1]

6.3 Evolução dos regulamentos de ações

No que diz respeito à regulamentação antiga abordada no presente subcapítulo, importa referir que apenas serão expostos e analisados os assuntos relativos ao âmbito das ações e respetivos efeitos em estruturas de pontes. O propósito destas normas encontra-se relacionado com procedimentos e metodologias a ter em consideração durante a fase de projeto e dimensionamento, assim como aspetos da respetiva construção, fiscalização e manutenção.

Assim sendo, por forma a tratar esta temática de acordo com os objetivos propostos inicialmente, abordam-se seguidamente diversos documentos relativos ao desenvolvimento da regulamentação associada ao projeto de estruturas de pontes, tendo em vista a compreensão e análise da sua evolução.

6.3.1 Regulamento para Projeto, Provas e Vigilância das Pontes Metálicas

O regulamento tratado na presente secção diz respeito à publicação, em 1897, de um conjunto de normas relativas ao projeto e construção de pontes rodoviárias e ferroviárias, sendo o documento mais antigo que, de forma oficial, implementa uma regulamentação associada a estruturas de pontes. Relativamente ao projeto de pontes ferroviárias, o dimensionamento tem em consideração os efeitos associados ao comboio tipo, cujas características são apresentadas na tabela abaixo:

Tabela 6.1 - Composição do comboio tipo [33]

	Via normal (1,67 metros)			Via de 1,0 metros		
	Máquina	Carruagem	Vagão	Máquina	Carruagem	Vagão
Número de eixos	4	2	2	4	2	2
Carga por eixo [t]	15	13	9	10	8	8
Distância entre eixos [m]	1,2	2,5	3,0	1,0	2,5	3,0
Comprimento [m]	8,8	6,5	7,8	8,8	6,5	6,0
Peso [t]	60	26	18	40	16	16

Salienta-se que, relativamente ao cálculo estrutural, o comboio tipo apresentado pode ocupar diversas posições sobre a ponte, de modo a obter-se os valores máximos relativos ao momento fletor e esforço transversal. Pode ainda ser alterada a disposição dos elementos do mesmo e, no que diz respeito ao cálculo das carlingas e longarinas⁵, deve considerar-se um eixo isolado com um peso correspondente a 20 ou 14 toneladas, no caso de se tratar de uma via normal ou com largura de 1,0 metros, respetivamente. Existe ainda a possibilidade de substituir o comboio tipo por uma carga uniformemente distribuída, desde que desta não resultem esforços máximos inferiores relativamente ao anterior. No que à ação do vento diz respeito, o respetivo cálculo deve considerar uma pressão de 170 kgf/m² se a ponte se encontrar carregada e, caso contrário, é indicado um valor de 270 kgf/m².

Em relação a pontes rodoviárias, deve considerar-se uma sobrecarga uniforme correspondente a 400 kgf/m² aplicada nos passeios e nas faixas da plataforma rodoviária não ocupadas pela circulação de veículos, assim como uma sobrecarga uniforme de largura igual a 2,5 metros, cujo valor varia de acordo com o disposto na seguinte tabela:

Tabela 6.2 - Sobrecarga uniforme, variável com o vão da ponte [33]

Vão [m]	4	6	8	10	15	20	30
Sobrecarga uniforme [kgf/m ²]	3000	2050	1650	1550	1350	1100	1000

⁵ Carlingas: vigas transversais; Longarinas: vigas longitudinais.

Para vãos superiores a 30 metros, aplica-se apenas a sobrecarga uniforme de 400 kgf/m² referida no parágrafo anterior. No que diz respeito ao cálculo dos elementos lineares, a situação de carregamento encontra-se associada a veículos tipo em circulação bidirecional, com dois eixos distanciados de 2,0 metros e um peso de 6,0 toneladas por eixo, assim como uma largura correspondente a 1,6 metros. Quanto à consideração da ação do vento, esta baseia-se nos princípios apresentados para as verificações relativas a pontes ferroviárias.

Salienta-se o facto de não ser permitida a circulação, em pontes construídas segundo o presente regulamento, de carruagens cujo peso exceda em mais de 10% o peso definido para os elementos do comboio tipo, bem como de vagões com um peso por eixo superior a 18,0 toneladas na via normal ou 12,0 toneladas na via de 1,0 metros.

6.3.2 Regulamento de Pontes Metálicas (1929)

Em 1929 é aprovado o Regulamento das Pontes Metálicas que, para além de considerar os avanços da engenharia e a evolução do conhecimento dos materiais, atualiza as normas regulamentares de acordo com os registos relativos ao aumento de peso e de velocidade dos veículos e comboios em circulação. Salienta-se o facto de ter sido publicado, simultaneamente com o regulamento em causa, um documento com instruções para aplicação e utilização do mesmo, por forma a facilitar a elaboração de projetos e o dimensionamento de estruturas.

No que diz respeito ao âmbito do referido regulamento, este encontra-se relacionado com normas e indicações para pontes ferroviárias, designadamente de via normal e via de 1,0 metros, assim como para pontes rodoviárias, pontes mistas e disposições diversas relativas aos projetos das mesmas.

Relativamente a pontes ferroviárias de via normal, consideram-se as seguintes forças externas associadas ao cálculo estrutural:

- Forças principais: cargas permanentes, sobrecargas, força centrífuga e efeitos da temperatura;
- Forças adicionais: pressão do vento, esforços longitudinais de frenagem, pressões laterais de lacete, atrito nos aparelhos de apoio e assentamentos de encontros e pilares.

As cargas permanentes dizem respeito ao peso próprio da estrutura, pavimento e equipamentos, considerando-se para tal uma carga uniformemente distribuída, enquanto que a sobrecarga, ou carga móvel, encontra-se relacionada com o comboio tipo, cujas características estão definidas na figura abaixo.

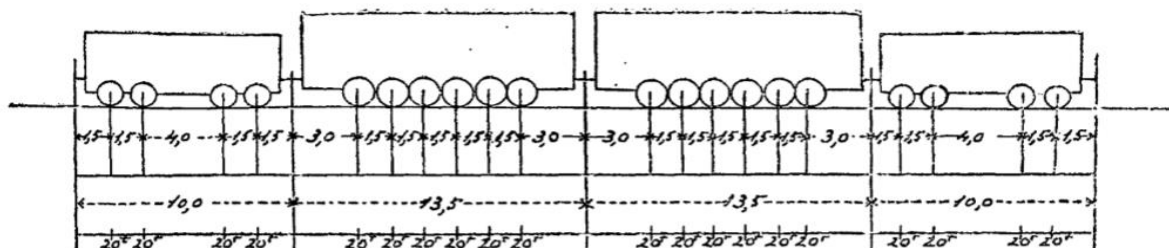


Figura 6.1 – Comboio tipo relativo ao Regulamento de Pontes Metálicas (1929) [34]

Nas pontes com desenvolvimento em curva, deve ter-se em consideração a força centrífuga, definida horizontalmente e perpendicular ao eixo da via, com atuação no centro de gravidade dos

elementos e cuja intensidade corresponde à expressão seguinte, na qual P diz respeito ao valor da carga móvel concentrada, v à velocidade máxima e r ao raio da curva.

$$H = \frac{P \times v^2 \times \left(\frac{1000}{60 \times 60}\right)^2}{9,81 \times r} = P \times \frac{v^2}{127 \times r} \quad (3)$$

Relativamente ao efeito da temperatura considera-se uma variação entre $-25\text{ }^\circ\text{C}$ e $+35\text{ }^\circ\text{C}$, sendo que, relativamente à pressão do vento, o presente regulamento prevê uma força horizontal de 150 kgf/m^2 e 250 kgf/m^2 nas situações de ponte carregada ou de ponte livre, respetivamente. O esforço longitudinal de frenagem admitido no cálculo corresponde a uma força horizontal de intensidade igual a um $\frac{1}{7}$ do peso da totalidade dos eixos, sendo esta considerada no dimensionamento de contraventamentos, vigas principais, aparelhos de apoio, encontros e pilares. Quanto às pressões laterais de lacete, devem ser definidas como uma força móvel, horizontal e normal ao eixo da via, atuando na posição mais desfavorável, sendo calculada juntamente com a pressão do vento e, em situações de curva, não deve ser considerada em simultâneo com a força centrífuga.

Em relação aos limites de fadiga associados a peças sujeitas a esforços alternados de tração e compressão, estes são definidos segundo determinadas expressões, associadas à aplicação de diferentes cargas na estrutura. Os momentos flectores e esforços transversos produzidos pelas ações consideradas são multiplicados por um coeficiente dinâmico, cuja expressão depende da natureza do tabuleiro e do respetivo comprimento do vão. No caso de carris assentes na prumada das vigas principais e até 150 metros de vão, a expressão correspondente ao coeficiente dinâmico é a seguinte:

$$\varphi = 1,20 + \frac{17}{L_{\text{vão}} + 28} \quad (4)$$

No que diz respeito a pontes rodoviárias, deve ser aplicada uma sobrecarga na faixa de rodagem com as características presentes na figura abaixo, sendo a largura de eixos igual a 1,5 metros e a largura total de cada veículo correspondente a 2,5 metros. Consideram-se veículos tipo aplicados em todas as vias, cuja localização corresponda ao cenário mais condicionante relativamente aos esforços produzidos, sendo também aplicada uma sobrecarga nos passeios correspondente a 400 kgf/m^2 .

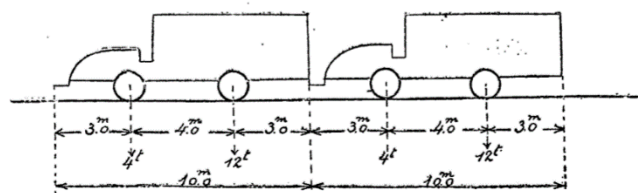


Figura 6.2 - Sobrecarga aplicada na faixa de rodagem [34]

O tipo de sobrecarga referido anteriormente é utilizado no dimensionamento de elementos lineares constituintes de pontes com vãos reduzidos. Relativamente ao cálculo de vigas principais de vão igual ou superior a 80 metros, o regulamento adota uma sobrecarga uniforme com valor mínimo de 500 kgf/m^2 , em detrimento da anterior, definida pela seguinte expressão:

$$q = 820 - 4L_{\text{vão}} \quad (5)$$

A pressão do vento é considerada apenas no cálculo da ponte livre, cuja carga corresponde a uma pressão de 250 kgf/m^2 . Em relação ao coeficiente dinâmico para pontes rodoviárias, deve ser

aplicado apenas no cálculo relativo à sobrecarga na faixa de rodagem, sendo o seu valor obtido através da seguinte fórmula:

$$\varphi = 1,0 + \frac{60}{L_{v\grave{a}o} + 150} \quad (6)$$

6.3.3 Regulamento de Pontes Metálicas (1958)

No decorrer da revisão das normas regulamentares associadas ao estudo e construção de pontes, constatou-se uma evolução das características dos veículos em circulação, nomeadamente uma tendência para o aumento de peso e respetivas dimensões. Revelou-se assim fundamental proceder a uma revisão das sobrecargas associadas ao cálculo estrutural de estruturas de pontes, por forma a atualizar o exposto no Regulamento de Pontes Metálicas publicado em 1929. Para tal, serve a presente publicação para decretar uma nova redação do artigo 43º do Regulamento de Pontes Metálicas, cuja alteração diz respeito ao âmbito das sobrecargas adotadas no dimensionamento.

São fixadas duas tipologias de sobrecarga rodoviária relativas ao cálculo da estrutura principal e dos elementos constituintes do tabuleiro, designadamente um veículo tipo e uma sobrecarga uniforme. Relativamente ao veículo tipo, a sua definição encontra-se relacionada com a respetiva classe de sobrecarga, sendo que a carga correspondente deve ser afetada pelo coeficiente dinâmico. A figura seguinte demonstra as características associadas ao veículo tipo:

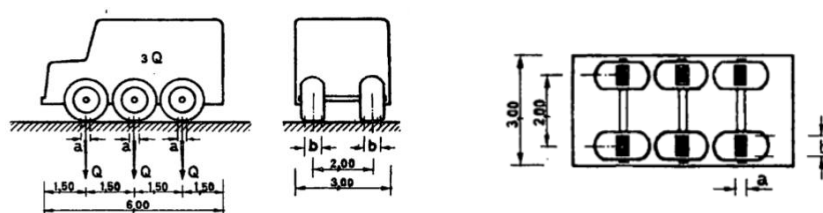


Figura 6.3 - Disposição e dimensões do veículo tipo segundo o Regulamento de Pontes Metálicas (1958) [37]

O veículo tipo acima representado apresenta, conforme a classe correspondente, as seguintes características:

Tabela 6.3 - Características do veículo tipo conforme a classe correspondente [37]

Classe	Q [t]	a [m]	b [m]
A	20	0,35	0,60
B	15	0,32	0,50
C	10	0,28	0,40

Relativamente à sobrecarga uniforme, esta deve ajustar-se às condições reais de solicitação, pelo que deve apresentar um valor decrescente com o vão da ponte. Assim, considera-se uma sobrecarga uniforme distribuída na superfície do tabuleiro, associada a uma sobrecarga linear distribuída uniformemente na direção transversal do mesmo. Esta situação traduz-se numa carga de 400 kgf/m² aplicada nos passeios e na faixa de rodagem, assim como uma sobrecarga linear de 5 tf/m aplicada transversalmente à faixa de rodagem, não sendo estas afetadas de coeficiente dinâmico e dispostas na zona do tabuleiro que produza os efeitos mais desfavoráveis para o elemento em estudo.

6.3.4 Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes

A publicação em 1961 do presente regulamento vem dar resposta à necessidade de atualização das solicitações a considerar no dimensionamento de estruturas, bem como a congregação em documento único das diversas disposições relativas aos projetos de engenharia. A elaboração do

referido documento teve como premissa o cumprimento dos principais objetivos relativos ao dimensionamento, designadamente a segurança e economia, sendo que os valores adotados para as solicitações consideradas dizem respeito a um esquema probabilístico associado ao caráter aleatório correspondente. Deste modo, as solicitações encontram-se divididas em dois grupos fundamentais, nomeadamente permanentes e acidentais, subdividindo-se as últimas em habituais e excepcionais.

Relativamente ao dimensionamento de pontes rodoviárias, consideram-se duas sobrecargas distintas, tomando-se para o projeto aquela que produzir os efeitos mais desfavoráveis, sendo que uma das anteriores é aplicada na faixa de rodagem e encontra-se constituída pelo veículo tipo representado abaixo, na qual a posição deste corresponde à localização associada aos maiores esforços.

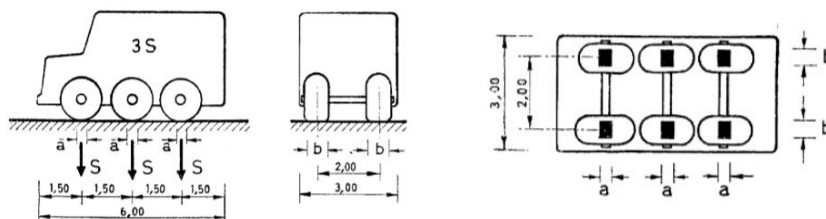


Figura 6.4 - Disposição e dimensões do veículo tipo segundo o RSEP [38]

À semelhança do exposto no regulamento anterior, o quadro seguinte indica a carga transmitida por eixo e as dimensões das superfícies de contato dos rodados do veículo tipo respetivo. Salienta-se que a sobrecarga em causa deve ser afetada de um coeficiente correspondente a 1,2, por forma a ter em consideração as ações dinâmicas.

Tabela 6.4 - Carga transmitida por eixo e dimensões das superfícies de contato com o solo [38]

Classe	S [t]	a [m]	b [m]
A	20	0,20	0,60
B	15	0,20	0,50
C	10	0,20	0,40

Relativamente à sobrecarga distribuída, esta constitui-se como uma carga uniforme de 300 kgf/m² aplicada na faixa de rodagem e nos passeios, e uma carga linear transversal, de valor correspondente a 5 tf/m e aplicada apenas à faixa de rodagem e numa única secção do tabuleiro, não sendo afetada pelo coeficiente dinâmico. No que diz respeito a outras solicitações consideradas na regulamentação em causa, salientam-se as ações relativas a fenómenos de frenagem, atritos e resistências em aparelhos de apoio, solicitações em guardas de segurança e guarda-corpos, bem como a ação do vento.

6.3.5 Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

A atualização por parte da regulamentação portuguesa permite acompanhar a evolução das sobrecargas e dos métodos de dimensionamento, garantindo uma modernização de acordo com as tendências internacionais. Estes fatores determinaram a elaboração e publicação do presente regulamento em 1983, cuja adoção serve de orientação no dimensionamento de estruturas, através da explicitação de critérios de verificação de segurança e de quantificação de ações. No âmbito da quantificação de ações, adota-se a classificação das mesmas de acordo com os critérios de permanência, designadamente ações permanentes, variáveis e de acidente. Considera-se que as primeiras dizem respeito a solicitações que apresentam uma pequena variação relativamente ao valor médio - pesos próprios -, as segundas encontram-se associadas a uma variação significativa em

relação ao valor médio registado durante a vida da estrutura - sobrecargas - e as últimas possuem uma probabilidade muito fraca de se assumirem como significativas - choques e explosões.

Relativamente às ações específicas em pontes, consideram-se separadamente dois tipos de sobrecargas na faixa de rodagem, sendo o primeiro um veículo tipo de três eixos equidistantes e o segundo uma sobrecarga constituída por uma carga uniformemente distribuída, q_1 , e uma carga transversal com distribuição linear e uniforme, q_2 . Encontram-se representados seguidamente a disposição e dimensões em planta do veículo tipo, bem como os valores referentes às sobrecargas distribuídas, de acordo com a classe da ponte.

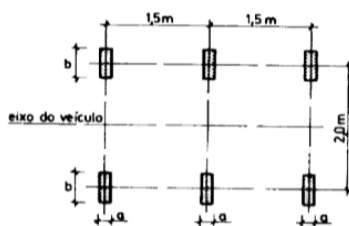


Figura 6.5 - Disposição e dimensões do veículo-tipo segundo o RSA [39]

Tabela 6.5 - Valores característicos das sobrecargas e dimensões dos rodados do veículo tipo segundo o RSA [39]

	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

A sobrecarga q_2 designa-se carga de faca, pois constitui-se como uma carga linear uniformemente distribuída na largura da faixa de rodagem. Relativamente à classe da ponte, entenda-se a primeira como sendo suscetível de apresentar um tráfego intenso ou composto por veículos pesados, tais como estradas nacionais, sendo que a segunda diz respeito a vias de comunicação associadas a tráfego pouco intenso e ligeiro, nomeadamente passagens agrícolas. Relativamente aos valores presentes na tabela anterior, refere-se que estes não são afetados de coeficiente dinâmico pois a aplicação das cargas já tem em consideração os efeitos dinâmicos correspondentes. [3]

No que diz respeito à força centrífuga considerada nas pontes em curva, consideram-se forças horizontais atuando perpendicularmente ao eixo da ponte, as quais devem ser multiplicadas por um coeficiente de redução β . Este valor é multiplicado pelo coeficiente α , por forma a obter o valor relativo à força centrífuga. Apresentam-se as expressões relativas às duas variáveis referidas anteriormente, nas quais v corresponde à velocidade máxima de projeto (km/h) e r ao raio da curva (m):

$$\beta = \frac{5000}{v^2 + 5000} \quad \alpha = \frac{v^2}{127 \times r} \quad (7)$$

A consideração do coeficiente de redução relaciona-se com o facto de a intensidade da sobrecarga relativa ao tráfego rodoviário diminuir com o aumento de velocidade associado à circulação.

6.3.6 Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 2: Ações de tráfego em pontes

Os documentos relativos ao Eurocódigo apresentam-se como a mais recente regulamentação relativa ao projeto e dimensionamento de estruturas, sendo uma norma europeia cuja implementação foi adotada por grande parte dos países da União Europeia. Esta norma tem como principais objetivos a supressão de complexidades técnicas associadas ao comércio e internacionalização de projetos de engenharia, bem como a uniformização das especificações associadas ao projeto de estruturas. As normas nacionais associadas ao Eurocódigo dizem respeito a informações específicas e concretas de

cada país, por forma a complementar as indicações a nível europeu com o exposto em anexo nacional. Fazem parte integrante da elaboração deste anexo os parâmetros deixados em aberto ou intencionalmente incompletos, de modo a que determinados valores e dados específicos se encontrem em conformidade com a realidade associada a cada país. Segundo a presente regulamentação, as cargas associadas ao tráfego rodoviário são consideradas como ações variáveis, cuja constituição diz respeito a automóveis, camiões e veículos especiais (transporte industrial), originando forças verticais, horizontais, estáticas e dinâmicas. No que diz respeito à organização das vias de circulação, estas são numeradas de acordo com a ordem decrescente relativamente aos efeitos desfavoráveis associados ao respetivo carregamento. Na figura abaixo encontra-se um exemplo de numeração de vias relativamente a um caso geral, sendo w uma medida de largura:

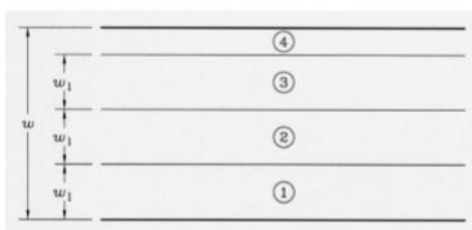


Figura 6.6 - Numeração de vias num caso geral [20]

Relativamente aos modelos de carga, destaca-se o modelo de carga 1 (LM1) cuja utilização diz respeito aos efeitos do tráfego de camiões e automóveis, sendo este considerado em verificações gerais e locais. O LM1 prevê situações de tráfego fluído ou congestionado, associado a uma composição correspondente a uma elevada percentagem de veículos pesados, a qual se constitui por dois sistemas parciais, designadamente de cargas concentradas associadas a um veículo tipo de eixo duplo (TS) e de cargas uniformemente distribuídas (UDL).⁶ Os valores característicos correspondentes a Q_k e q_k , incluindo os efeitos da amplificação dinâmica, encontram-se representados no quadro abaixo, de acordo com a numeração da via e o tipo de sobrecarga:

Tabela 6.6 - Valores característicos relativos ao EC1-2 (LM1) [20]

Localização	Veículo tipo	Carga uniformemente distribuída
	Q_k [kN]	q_k [kN/m ²]
Via número 1	300	9,0
Via número 2	200	2,5
Via número 3	100	2,5
Outras vias	0	2,5
Área restante	0	2,5

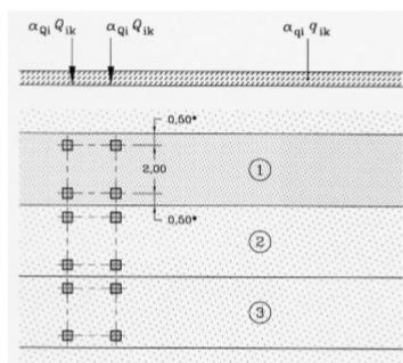


Figura 6.7 - Representação gráfica da aplicação do LM1 [20]

⁶ TS: Tandem System; UDL: Uniformly Distributed Load.

Salienta-se as referências e indicações, presentes nesta norma europeia, relativas a forças horizontais, nomeadamente as de frenagem e arranque, bem como a modelos de carga associados à fadiga e a ações para situações de projeto acidentais, como colisões e presença de veículos em passeios e ciclovias.

7 Análise global – Abordagem preliminar

7.1 Introdução

A realização de atividades militares no âmbito da atuação das Forças Armadas, cujo enquadramento diz respeito a operações militares ou exercícios de manutenção da capacidade operacional, exigem frequentemente a utilização de estruturas existentes para a deslocação de viaturas militares, designadamente pontes e viadutos. Ora, estas estruturas são geralmente dimensionadas tendo em conta as necessidades associadas a uma utilização corrente, razão pela qual o respetivo projeto se baseia nas sobrecargas regulamentares.

Assim sendo, as estruturas atualmente em serviço dizem respeito à regulamentação considerada na época da sua construção, segundo a qual as sobrecargas rodoviárias e as respetivas verificações de segurança diferem dos regulamentos atualmente aprovados. Ora, tendo em conta o ano de projeto ou construção de uma determinada estrutura, é possível averiguar quais as normas regulamentares utilizadas no respetivo dimensionamento, por forma a analisar as ações consideradas no projeto e proceder a uma avaliação da estrutura para carregamentos distintos.

Desta forma, propõe-se a realização de uma análise global relativa a diferentes regulamentos e respetivas ações consideradas em projetos de estruturas associados a épocas distintas, bem como uma avaliação de estruturas existentes. Para o efeito, consideraram-se três obras inseridas na autoestrada A1, sendo que uma apresenta o tabuleiro em betão armado e as restantes em betão pré-esforçado. Os casos de estudo analisados foram os seguintes:

- Viaduto sobre o Rio Trancão (Sacavém) – 1959;
- Viaduto de Alhandra (Vila Franca de Xira) – 1960;
- Viaduto sobre o Rio de Mouros (sublanço Pombal-Condeixa) – 1990.

Com a referida avaliação pretende-se analisar as condições de segurança relativamente aos viadutos que se apresentam como casos de estudo, por forma a averiguar se a regulamentação correspondente ao dimensionamento das respetivas obras de arte cobre de forma satisfatória as necessidades de circulação rodoviária no que diz respeito à deslocação de viaturas militares. Para tal, considera-se um cenário de carga associado à circulação de viaturas militares de rodas e lagartas.



Figura 7.1 – Carro de combate Leopard 2 A6 (esq.) e viatura de transporte pesado (dir.) [Fórum Defesa]

7.2 Efeito das sobrecargas rodoviárias

Por forma a ter em consideração a evolução da regulamentação relativa às sobrecargas rodoviárias, realizou-se uma análise simplificada dos efeitos produzidos pelas diferentes ações associadas aos regulamentos utilizados em projetos de estruturas de pontes ao longo das últimas décadas. Para tal, consideram-se os seguintes regulamentos de ações:

- Regulamento de Pontes Metálicas (1929/1958);
- Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (1961);
- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983);
- Eurocódigo 1 – Parte 2 (2003);
- STANAG 2021 – Classificação de Carga Militar (2017).

Uma vez que os vários regulamentos consideram diferentes sobrecargas rodoviárias, a análise comparativa realiza-se para uma determinada largura da faixa de rodagem. Assim, considera-se uma faixa de rodagem composta por duas vias de 3,50 metros e duas bermas de 1,0 metros, traduzindo-se numa largura total correspondente a 9,0 metros. A comparação será realizada em termos de esforço global atuante em tramos de tabuleiro com diferentes vãos, sendo que o esforço global considerado diz respeito ao momento fletor total. Esta abordagem simples permite, numa primeira análise, verificar se existem deficiências em termos da resistência do tabuleiro de obras dimensionadas de acordo com os diferentes regulamentos, tratando-se assim dos designados efeitos gerais das sobrecargas. Nesta análise não se encontram considerados os efeitos locais nos quais a sobrecarga condicionante corresponde ao efeito do veículo tipo.

Deste modo, considera-se o tabuleiro simulado por uma barra com vãos entre 10 e 100 metros. Atendendo ao facto de se considerar que os veículos militares se deslocam a uma velocidade normal correspondente a 70 km/h, admite-se uma amplificação dinâmica associada ao modelo de carga correspondente, cujo valor diz respeito à seguinte expressão:

$$\varphi = 1,40 - \frac{L_{vão}}{500} \quad (8)$$

Assim, espera-se obter uma análise global comparativa entre as diferentes sobrecargas regulamentares e a sobrecarga militar, bem como uma avaliação da influência do comprimento de vão no momento fletor total correspondente.

7.2.1 Classificação de carga militar – Circulação de veículos militares

A classificação de carga militar baseia-se numa definição aproximadamente real das diversas viaturas militares em serviço, sendo que representa os efeitos produzidos pelas anteriores com uma fiabilidade considerável. Assim sendo, e tal como referido no capítulo no qual se abordou a metodologia da regulamentação militar, conclui-se que a sobrecarga militar se encontra dividida em 16 classes de veículos de rodas e de lagartas, designadamente entre a classe 4 e a classe 150.

De acordo com as normas NATO é possível obter as cargas por eixo associadas a cada classe, bem como a configuração do respetivo veículo tipo. A tabela seguinte define as características do veículo tipo de rodas e de lagartas correspondente à classe 70 de acordo com o sistema MLC, cuja classificação se considera adequada para uma situação corrente em Portugal.

Tabela 7.1 - Representação do modelo de viaturas de rodas e lagartas da classe 70 [STANAG]

MLC ⁷	Viatura de lagartas	Viatura de rodas
	Peso bruto: 63,5 t	Peso bruto: 73,0 t
70		

Com base na informação exposta anteriormente, é possível construir um gráfico comparativo no qual se encontram representados os esforços globais associados ao carregamento dos veículos tipo militares da classe 70.

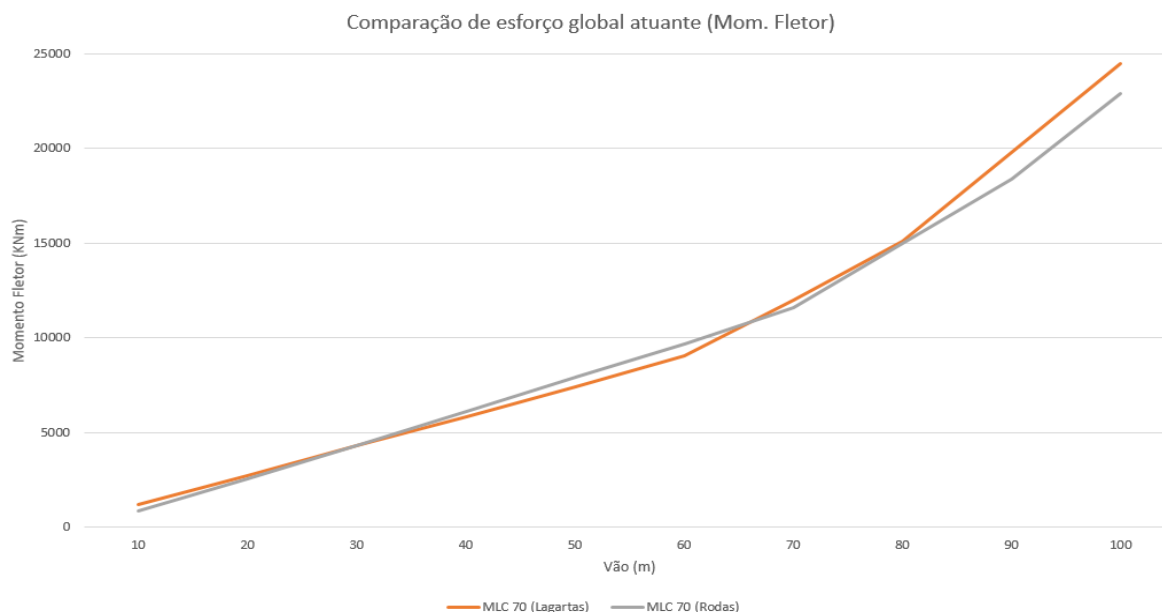


Figura 7.2 - Comparação de esforço global atuante para viaturas militares da classe 70

Através da observação do gráfico anterior conclui-se que os esforços associados ao efeito de viaturas militares de rodas e de lagartas da mesma classe é relativamente semelhante para vãos inferiores a 80 metros. Mais ainda, tendo em consideração que as colunas militares se deslocam com um espaçamento longitudinal entre viaturas igual a 30,5 metros, admite-se que as alterações no declive das retas relativas à variação do momento fletor total correspondem a um aumento do número de viaturas em circulação na respetiva coluna. Ou seja, considera-se que a situação condicionante ocorre para um aumento do número de viaturas em comprimentos de vão na ordem dos 65 e 85 metros, aos quais corresponde o carregamento de uma coluna com dois e três veículos, respetivamente.

Importa também obter uma comparação relativamente ao efeito das diferentes classes de carga militar presentes na regulamentação aprovada pela NATO, por forma a compreender a influência destas em estruturas com diferentes comprimentos de vão, tal como mostra o gráfico seguinte:

⁷ Military Load Classification [STANAG 2021]

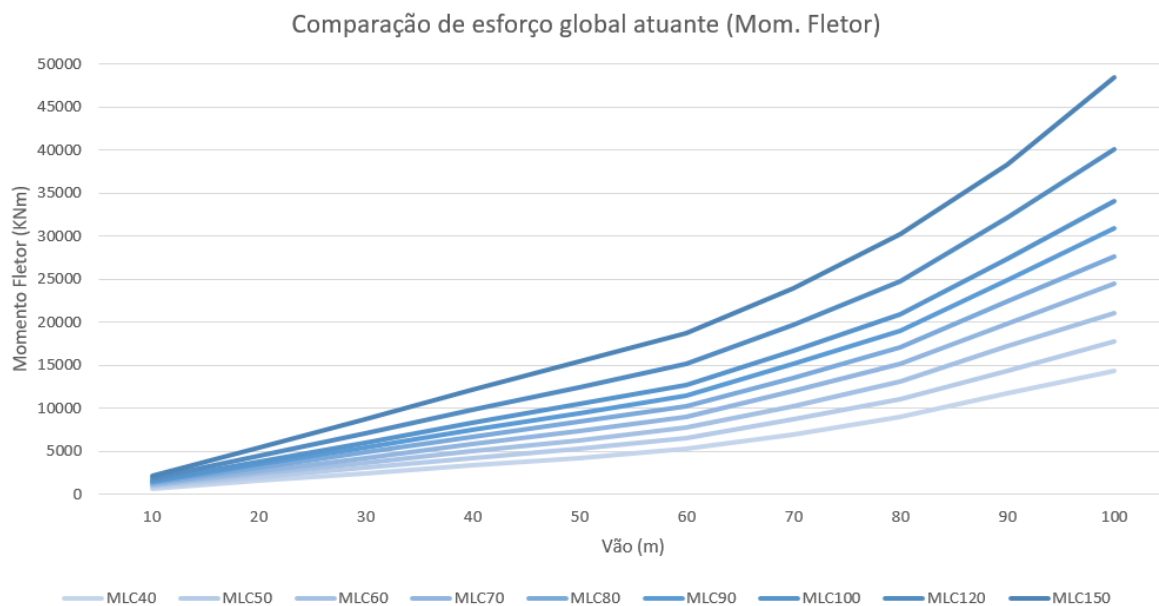


Figura 7.3 - Esforço resultante máximo para diferentes classes de carga militar

7.2.2 Evolução dos regulamentos de ações – Comparação entre sobrecargas rodoviárias

Por forma a compreender a evolução dos regulamentos de ações considerados em projetos de estruturas, realizou-se uma análise comparativa entre as diferentes sobrecargas regulamentares, nomeadamente o efeito do veículo tipo, *VT*, da sobrecarga linear transversal, *SCL*, e da sobrecarga uniforme, *SCU*. As sobrecargas associadas aos regulamentos abordados encontram-se definidas no capítulo 6, pelo que na presente avaliação são apenas apresentados os resultados correspondentes, sendo estes baseados nas disposições anteriores. Assim sendo, encontram-se no gráfico abaixo os esforços globais referentes à regulamentação de ações considerada.

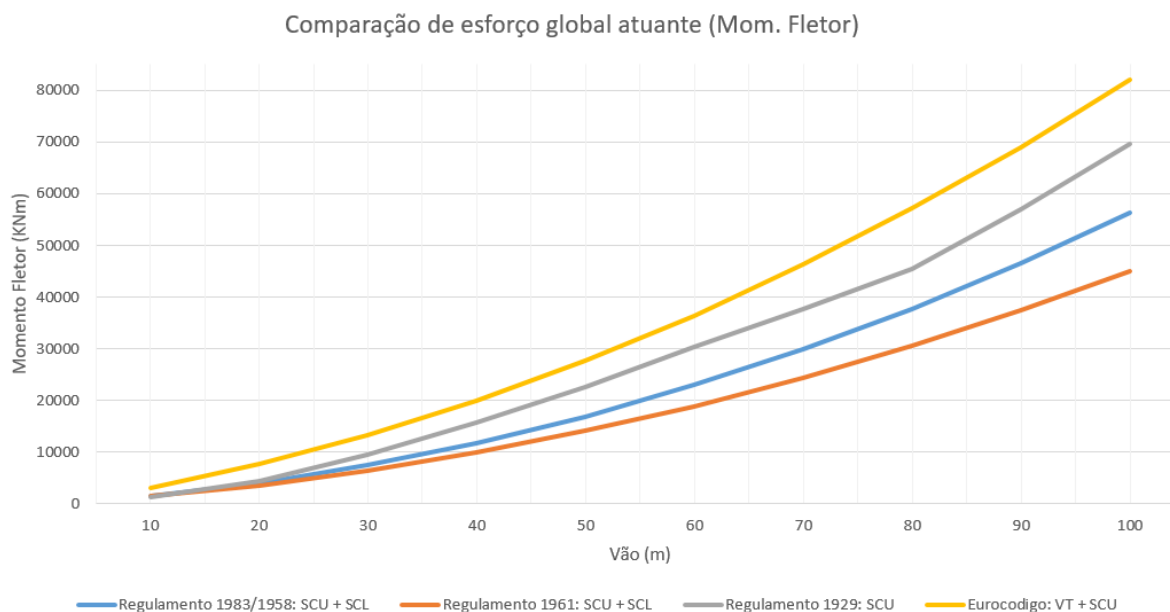
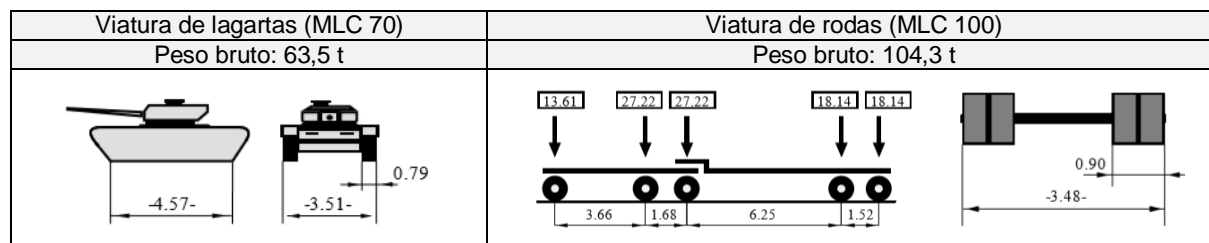


Figura 7.4 - Análise comparativa segundo diversos regulamentos de ações

Importa referir que o efeito das sobrecargas distribuídas diz respeito a verificações globais, cuja análise se enquadra com o presente estudo, enquanto que a atuação do veículo tipo diz respeito essencialmente a verificações locais, nomeadamente na obtenção de esforços em partes da estrutura como travessas ou lajes. O efeito produzido pela ação do veículo tipo revela-se significativamente inferior comparativamente com o efeito associado à ação das sobrecargas uniformes, sendo esta diferença tanto mais acentuada quanto maior for o comprimento do vão, tal como se interpreta segundo o anexo F. No que diz respeito às diferentes sobrecargas analisadas conclui-se que o Eurocódigo apresenta os resultados mais desfavoráveis, seguindo-se o Regulamento de 1929, o Regulamento de 1983, e o Regulamento de 1961.

Relativamente à circulação de viaturas militares, considera-se o carregamento associado a veículos de lagartas da classe 70 e veículos de rodas da classe 100, de acordo com a classificação de carga militar prevista na regulamentação NATO, tal como se apresenta na tabela seguinte:

Tabela 7.2 - Características do veículo tipo de lagartas e do veículo tipo de rodas [STANAG]



Visto que a faixa de rodagem apresenta uma largura correspondente a 9,0 metros, consideram-se três vias com 3,0 metros de largura cada, por forma a permitir a circulação de três veículos tipo transversalmente. Assim, define-se uma via reservada para circulação exclusiva de viaturas militares, sendo que as restantes vias se encontram sujeitas ao carregamento dos veículos tipo previstos no Eurocódigo 1, nomeadamente o veículo tipo 2 e o veículo tipo 3, bem como a atuação da respetiva sobrecarga uniforme. A situação de carga em questão encontra-se definida no quadro abaixo:

Tabela 7.3 - Situação de carga para a circulação de uma coluna militar com via reservada

	Carga por eixo [kN]	Sobrecarga uniforme [kN/m ²]
Via dedicada 1 (tráfego militar)	(Ver tabela 7.2)	0 ⁸
Via dedicada 2 (tráfego normal)	200 ⁹	2,5
Via dedicada 3 (tráfego normal)	100 ⁹	2,5

Encontra-se representado no gráfico seguinte os esforços globais obtidos para os carregamentos correspondentes ao tráfego misto relativamente à circulação de veículos militares de rodas e de lagartas, de acordo com as disposições indicadas na tabela 7.3.

⁸ Na via reservada ao tráfego militar não se considera o efeito da sobrecarga uniforme [STANAG]

⁹ Distância entre rodas num eixo: 2,0 metros; Espaçamento entre eixos: 1,20 metros [EC1-2]

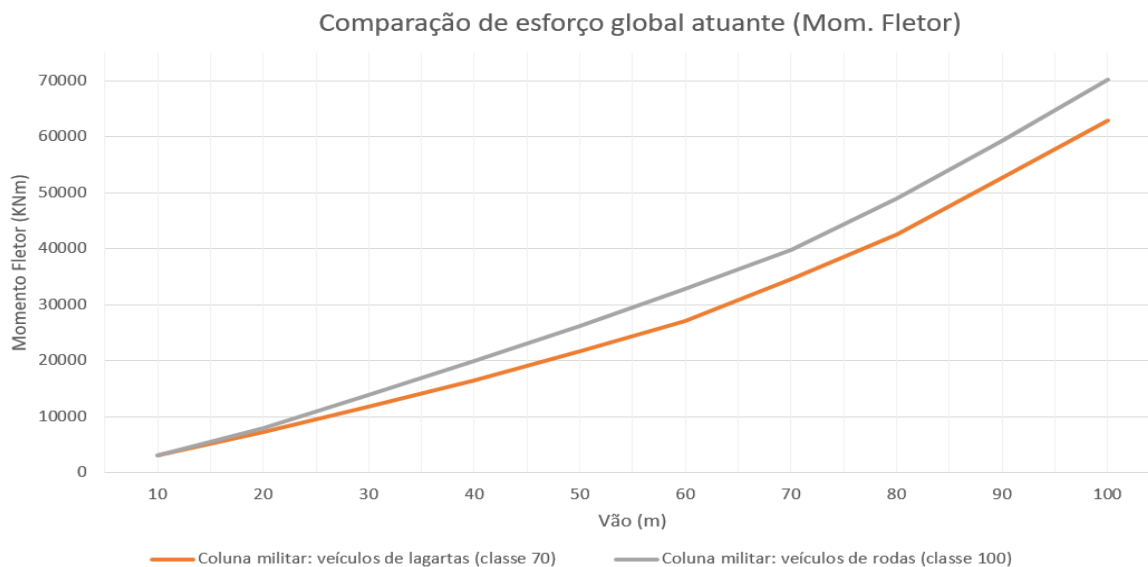


Figura 7.5 - Esforço resultante para o carregamento associado à circulação das colunas militares consideradas

Através da observação do gráfico conclui-se que o efeito produzido pela ação do veículo de rodas considerado é ligeiramente mais desfavorável relativamente à ação do veículo de lagartas, sendo que para comprimentos de vão reduzidos, na ordem dos 10 a 30 metros, a diferença apresenta-se relativamente reduzida, tornando-se a mesma praticamente constante para vãos superiores a 60 metros.

7.2.3 Análise comparativa de sobrecargas – Influência dos coeficientes parciais de segurança

No gráfico abaixo encontra-se uma comparação de esforço global entre as sobrecargas regulamentares e a sobrecarga militar, bem como uma ampliação visual para vãos até 40 metros, por forma a facilitar a interpretação do gráfico. O objetivo desta análise baseia-se na comparação entre a regulamentação utilizada no dimensionamento de estruturas correntes com o carregamento associado à circulação de colunas militares, por forma a averiguar a relação entre as mesmas.

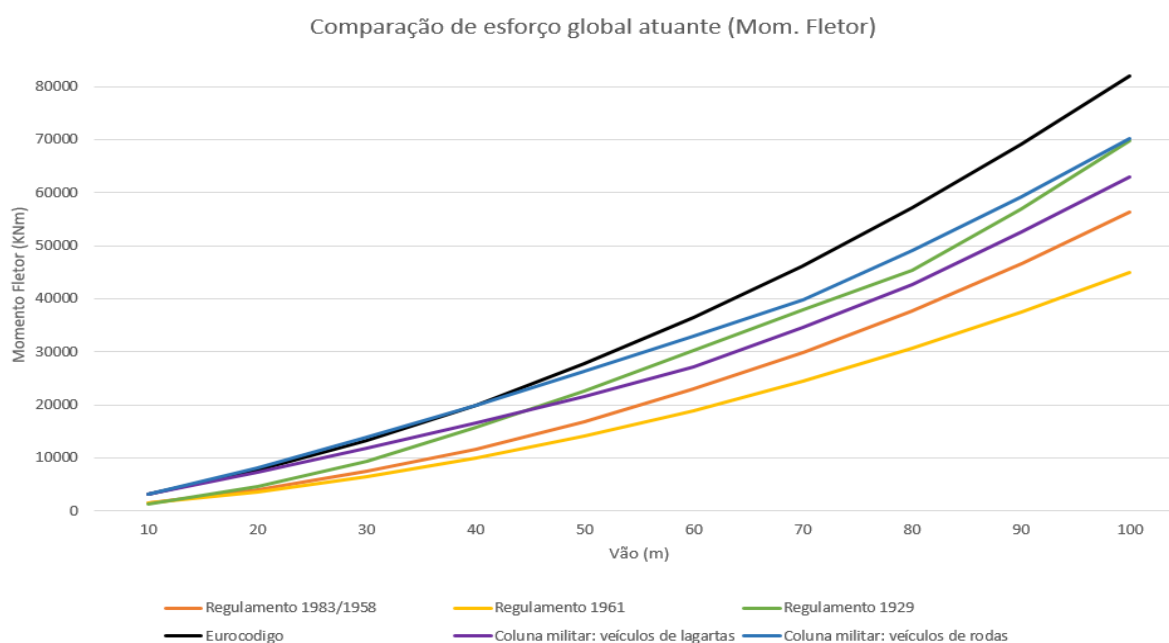


Figura 7.6 - Comparação de esforço global atuante segundo vários regulamentos

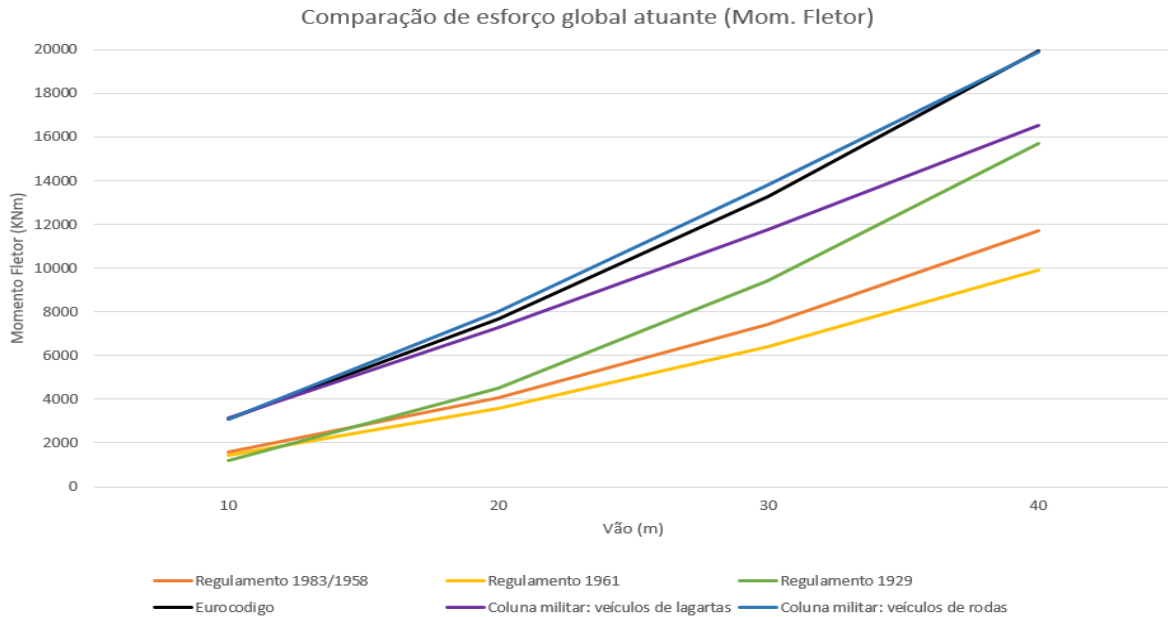


Figura 7.7 - Comparação de esforço global atuante segundo vários regulamentos para vãos até 40 metros

Conclui-se que para vãos inferiores a 40 metros o efeito produzido pela sobrecarga associada ao Eurocódigo conduz a esforços bastante semelhantes aos do carregamento da coluna militar de veículos de rodas, sendo que para vãos superiores a primeira revela-se mais desfavorável. Em relação à coluna militar de viaturas de lagartas, verifica-se que para vãos inferiores a 40 metros este carregamento diz respeito a uma situação mais desfavorável comparativamente com as sobrecargas dos Regulamentos de 1983, 1961 e 1929. No que diz respeito a comprimentos de vão superiores a 40 metros conclui-se que, em relação à circulação de viaturas de lagartas, apenas o Regulamento de 1929 apresenta esforços superiores. Refere-se ainda que para vãos superiores a 60 metros a coluna de veículos militares de rodas apresenta um esforço atuante relativamente semelhante ao efeito produzido pela sobrecarga rodoviária do Regulamento de 1929. Admitindo que uma situação corrente de circulação militar se relaciona com condições de circulação normais, o índice de fiabilidade β associado a este cenário corresponde a 3,3, tal como previsto pelo STANAG. Considerando que a incerteza associada ao modelo de carga dos veículos militares é bastante reduzida, obtém-se um coeficiente parcial γ_Q de valor 1,35.

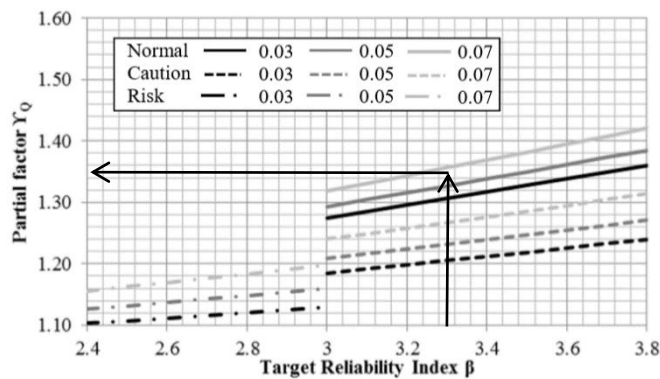


Figura 7.8 - Coeficiente parcial de segurança para ações variáveis segundo diferentes condições de travessia e para uma incerteza do modelo de carregamento entre 3% e 7% [30]

Afetando a sobrecarga militar e as sobrecargas regulamentares de coeficientes parciais de segurança correspondentes a 1,35 e 1,5 respetivamente, obtém-se o momento fletor total associado aos carregamentos considerados.

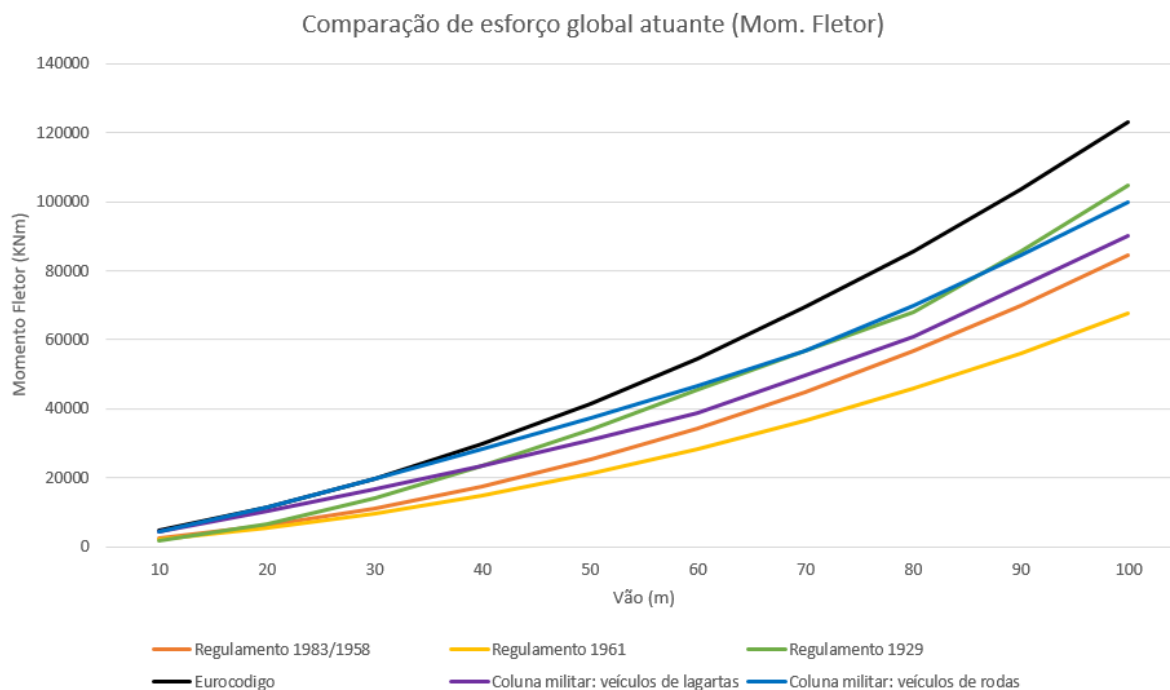


Figura 7.9 - Comparação de esforço global atuante afetado de coeficiente de segurança segundo vários regulamentos

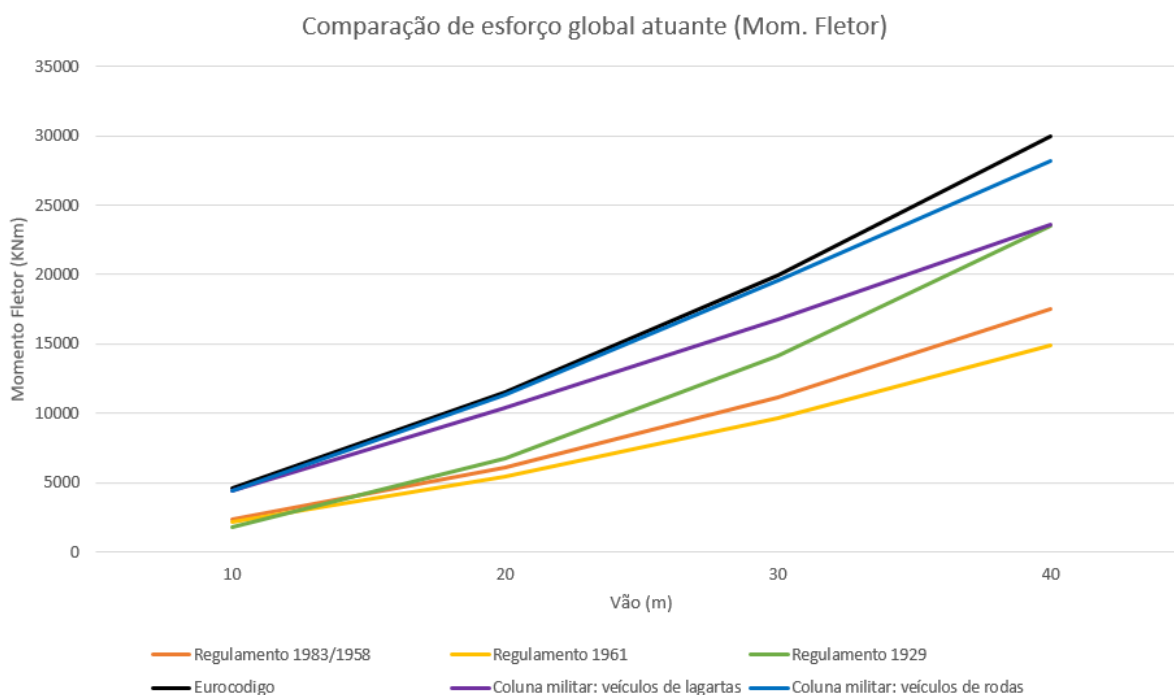


Figura 7.10 - Comparação de esforço global atuante afetado de coeficiente de segurança segundo vários regulamentos para vãos até 40 metros

Através da observação dos gráficos conclui-se que a sobrecarga prevista no Eurocódigo apresenta efeitos mais desfavoráveis comparativamente com as sobrecargas militares, sendo que a diferença entre estes revela-se tanto maior quanto maior for o vão considerado. No que diz respeito à

coluna de viaturas de lagartas, este carregamento conduz a esforços superiores relativamente às sobrecargas dos Regulamentos de 1929, 1961 e 1983 para vãos até 40 metros, sendo que para vãos entre os 60 e os 90 metros os efeitos produzidos pela coluna militar de veículos de rodas e o Regulamento de 1929 apresentam-se bastante idênticos. O carregamento referente à coluna militar de lagartas induz maiores momentos fletores comparativamente com o Regulamento de 1983 e 1961, salientando-se as situações de vão superior a 60 metros, nas quais os efeitos da primeira se apresentam relativamente semelhantes em relação ao Regulamento de 1983.

7.2.4 Conclusão da análise – Considerações pertinentes

Relativamente ao modelo de barra analisado, importa realçar que a respetiva avaliação se baseia numa análise global e preliminar, cujo objetivo diz respeito a uma abordagem simples relativamente ao momento fletor total associado às sobrecargas rodoviárias estudadas. Esta análise comparativa permite, numa fase preliminar, averiguar a existência de problemas relacionados com a resistência da estrutura do tabuleiro de pontes cujo dimensionamento se baseou nos diferentes regulamentos de ações abordados. Admite-se, portanto, uma margem de incerteza resultante da simplicidade associada ao modelo analisado.

Assim, da análise dos gráficos resultantes da referida avaliação conclui-se o seguinte:

- Os regulamentos de ações associados ao tráfego normal organizam-se pela seguinte sequência, relativamente a uma ordem decrescente de efeitos desfavoráveis:
 - Eurocódigo 1;
 - Regulamento de 1929;
 - Regulamento de 1958/1983;
 - Regulamento de 1961.
- Para comprimentos de vão reduzidos, inferiores a 40 metros, a situação de carga relativa à circulação de colunas militares apresenta-se mais desfavorável quando comparada com a regulamentação antiga, sendo que os efeitos produzidos pela coluna de veículos de rodas são relativamente semelhantes aos da sobrecarga considerada no Eurocódigo;
- Para vãos intermédios, entre 40 e 80 metros, o modelo de carregamento associado à coluna de rodas e de lagartas resulta em esforços ligeiramente superiores à sobrecarga relativa ao Regulamento de 1929 e ao Regulamento de 1983, respetivamente, sendo que a sobrecarga militar apresenta um carregamento mais desfavorável comparativamente com a sobrecarga regulamentar referente ao Regulamento de 1961;
- Para comprimentos de vão elevados, superiores a 80 metros, as sobrecargas do Regulamento de 1929 originam esforços idênticos comparativamente com os da coluna de viaturas militares de rodas, sendo que a coluna de lagartas apresenta um esforço atuante superior ao modelo de carga previsto pelo Regulamento de 1983.

Com base nesta análise, é possível averiguar se uma determinada estrutura apresenta deficiências ao nível da capacidade resistente do tabuleiro para situações de carregamento militar, tendo por base a respetiva informação associada à época segundo a qual foi realizado o dimensionamento e, conseqüentemente, o regulamento de ações que lhe diz respeito.

8 Casos de estudo – Verificação da segurança do tabuleiro

Neste capítulo efetua-se a verificação da segurança do tabuleiro de três obras com soluções estruturais diferentes, projetadas de acordo com a regulamentação antiga.

8.1 Ações

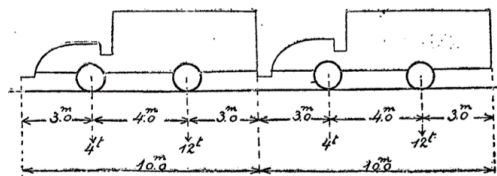
No que diz respeito à análise dos viadutos em estudo, consideram-se as sobrecargas regulamentares referentes ao projeto da estrutura correspondente, bem como a sobrecarga militar. Relativamente ao peso específico do betão armado admite-se como sendo 25 kN/m^3 , referindo-se que no que diz respeito às cargas permanentes tomam-se os seguintes valores:

- Betuminoso: $2,4 \text{ kN/m}^2$;
- Guarda de segurança: $2,0 \text{ kN/m}$;
- Guarda corpos: $0,5 \text{ kN/m}$;
- Viga de bordadura: $2,0 \text{ kN/m}$;
- Passeio: $2,5 \text{ kN/m}$;
- Separador central: $4,5 \text{ kN/m}$.

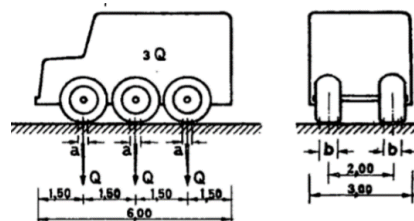
Salienta-se que o valor destas ações é significativamente inferior quando comparado com o valor global das cargas atuantes, razão pela qual a sua definição rigorosa não é considerada relevante no cálculo estrutural.

Relativamente às ações variáveis, consideram-se as seguintes sobrecargas rodoviárias:

- Regulamento de 1929¹⁰:
 - Hipótese 1: dois veículos tipo de 160 kN com dois eixos afastados de $4,0 \text{ m}$, com duas rodas cada afastadas de $1,50 \text{ m}$, sendo a carga do primeiro de 40 kN e a do segundo de 120 kN , e uma largura de veículo correspondente a $2,50 \text{ m}$;



- Hipótese 2: sobrecarga uniforme q , sendo $q = \frac{1}{100}(820 - 4 \times l_{\text{vão}})$, com valor mínimo de 5 kN/m^2 para vãos iguais ou superiores a 80 metros .
- Regulamento de 1958¹¹:
 - Hipótese 1: veículo tipo de 600 kN com três eixos afastados de $1,50 \text{ m}$, com duas rodas cada afastadas de $2,0 \text{ m}$;



¹⁰ Ambas as sobrecargas são afetadas de coeficiente dinâmico correspondente a $1 + \frac{60}{L_{\text{vão}} + 150}$

¹¹ Apenas sobrecarga do veículo tipo é afetada de coeficiente dinâmico correspondente a $1 + \frac{60}{L_{\text{vão}} + 150}$

- Hipótese 2: sobrecarga uniforme de 4,0 kN/m² e sobrecarga linear transversal de 50 kN/m.
- Regulamento de 1983:
 - Hipótese 1: veículo tipo de 600 kN com três eixos afastados de 1,50 m, com duas rodas cada afastadas de 2,0 m;
 - Hipótese 2: sobrecarga uniforme de 4,0 kN/m² e sobrecarga linear transversal de 50 kN/m.
- Sobrecarga militar¹²:
 - Via dedicada 1¹³: veículo tipo militar definido de acordo com o STANAG¹⁴;
 - Via dedicada 2: veículo tipo de 400 kN com dois eixos afastados de 1,50 m, com duas rodas cada afastadas de 2,0 m e sobrecarga uniforme de 2,50 kN/m²;
 - Via dedicada 3: veículo tipo de 200 kN com dois eixos afastados de 1,50 m, com duas rodas cada afastadas de 2,0 m e sobrecarga uniforme de 2,50 kN/m²;
 - Área restante: sobrecarga uniforme de 2,50 kN/m².

8.2 Viaduto de Alhandra

8.2.1 Introdução

A estrutura correspondente ao sublanço Alverca/Vila Franca de Xira apresenta um comprimento total correspondente a 275,66 m, dos quais 238,06 m dizem respeito ao desenvolvimento do viaduto e os restantes 37,60 m à dimensão dos respetivos encontros. A obra concluída no início da década de 60 é composta por dois tabuleiros simétricos, cuja solução estrutural consiste em vigas de betão armado pré-esforçado apoiadas em 15 pilares e afastadas 1,44 m em relação ao próprio eixo, sendo que cada um dos 16 vãos do viaduto apresenta um comprimento de 14,50 m. Os tramos do viaduto são estruturalmente independentes, pelo que as respetivas condições de apoio dizem respeito a uma solução simplesmente apoiada. O viaduto apresenta duas faixas de rodagem simétricas e uma largura total de tabuleiro correspondente a 26,50 m, sendo que a laje de 15,0 cm de espessura se encontra apoiada em 9 vigas longitudinais de 1,00 m x 0,18 m por cada faixa de rodagem. Estas encontram-se ligadas entre si por carlingas com 0,39 m x 1,00 m nos respetivos apoios e com 0,20 m x 1,00 m a meio vão e a quarto de vão.

O pré-esforço presente nas vigas longitudinais é composto por cabos com fios de 7 mm de diâmetro, \emptyset , sendo que a viga adjacente ao separador central apresenta 1 cabo de 8 fios e 2 cabos de 12 fios, enquanto que as restantes apresentam 2 cabos de 8 fios e 1 cabo de 12 fios. No que diz respeito às carlingas e à laje, as primeiras apresentam um pré-esforço composto por 3 cabos de 8 fios e a última apresenta cabos de 8 fios afastados de 0,60 m. Considera-se para efeitos de cálculo que o aço da armadura ordinária corresponde à classe A235 e o betão estrutural à classe C30/35, sendo que para o aço de pré-esforço toma-se uma tensão de cedência correspondente a 1500 MPa.

¹² A sobrecarga do veículo tipo militar é afetada de coeficiente dinâmico correspondente a $1,4 - \frac{L_{vão}}{500}$ [EC1-2, Anexo A: Modelos de veículos especiais para pontes rodoviárias]

¹³ Para uma largura da faixa de rodagem igual ou superior a 9 metros definem-se três vias dedicadas com 3 metros de largura cada. [EC1-2]

¹⁴ Ver tabela 7.2 (pág. 48)

Os meios tabuleiros relativos a cada faixa de rodagem são ligados no separador central por uma laje simplesmente apoiada de 12,0 cm de espessura e um vão de 1,50 m. Relativamente aos pilares da estrutura, estes encontram-se encimados por uma travessa que apoia o tabuleiro e apresentam uma altura de 11,0 m com a forma de V.

Em 1990 o viaduto sofreu obras de intervenção, nas quais o tabuleiro foi nivelado através da introdução de apoios de altura variável, por forma a compensar os assentamentos registados, tendo sido igualmente realizado um reforço na estrutura do tabuleiro com pré-esforço exterior aplicado nas duas vigas exteriores e nas carlingas de cada meio tabuleiro correspondente a 4 cabos monocordão nas vigas e 2 cabos monocordão nas carlingas.

Na presente avaliação realiza-se a verificação de segurança relativamente aos Estados Limites Último e de Serviço da estrutura do tabuleiro referente à presente obra de arte.

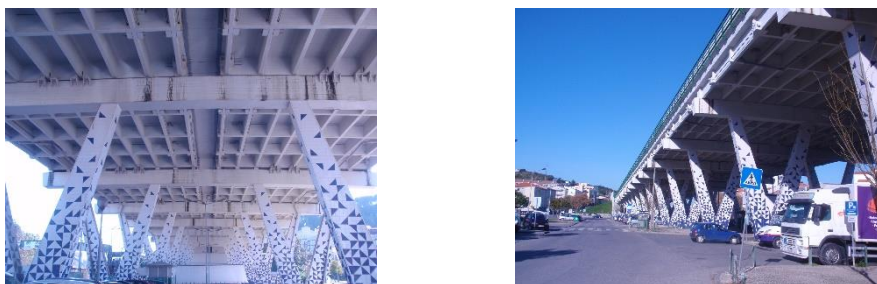


Figura 8.1 - Viaduto de Alhandra [48]

8.2.2 Modelo estrutural

No que ao cálculo dos esforços diz respeito, considerou-se apenas um tramo simplesmente apoiado da estrutura e realizou-se um modelo estrutural da obra através do programa de cálculo automático *SAP 2000*® no qual as vigas e carlingas foram representadas segundo elementos de barra e a laje do tabuleiro segundo elementos de placa. Atendendo ao facto de o tabuleiro ser simétrico, a avaliação dos esforços nos elementos do mesmo realizou-se apenas para metade do meio tabuleiro relativo a uma faixa de rodagem. Na análise efetuada não se considerou a transmissão de esforços entre cada meio tabuleiro simplesmente apoiado, pois a laje que os interliga não apresenta capacidade para tal. Deste modo, considerou-se apenas o carregamento relativo a metade do tabuleiro esquerdo, tal como se encontra representado na figura seguinte:

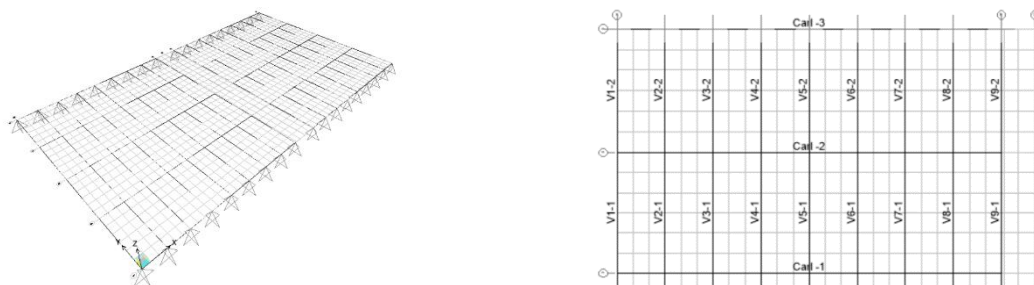


Figura 8.2 - Vista superior do modelo estrutural de um tramo do tabuleiro (esq.) e elementos da estrutura analisados (dir.)

O cenário de carga relativo à circulação de uma coluna de veículos militares foi considerado tendo em conta a utilização de uma via reservada para o efeito localizada na via mais afastada relativamente ao separador central. Para efeitos de cálculo estrutural tomaram-se três secções de controlo, nomeadamente a secção a meio vão, a secção a quarto de vão e a secção do apoio, sendo

que o carregamento associado à sobrecarga foi considerado na posição mais desfavorável relativamente às secções mencionadas. Nestas situações, o veículo tipo encontra-se centrado transversalmente relativamente a cada via dedicada, tal como acontece com o veículo tipo militar. Apresentam-se seguidamente a posição considerada a meio vão para o veículo militar de lagartas na via dedicada 1, reservada ao tráfego militar, assim como para os veículos tipo 2 e 3, relativos ao tráfego normal, nas vias dedicadas 2 e 3, respetivamente. Nos alinhamentos relativos à secção a quarto de vão e à secção do apoio consideraram-se posições idênticas. A sobrecarga uniforme corresponde a $2,5 \text{ kN/m}^2$ com aplicação nas vias associadas ao tráfego normal.¹⁵

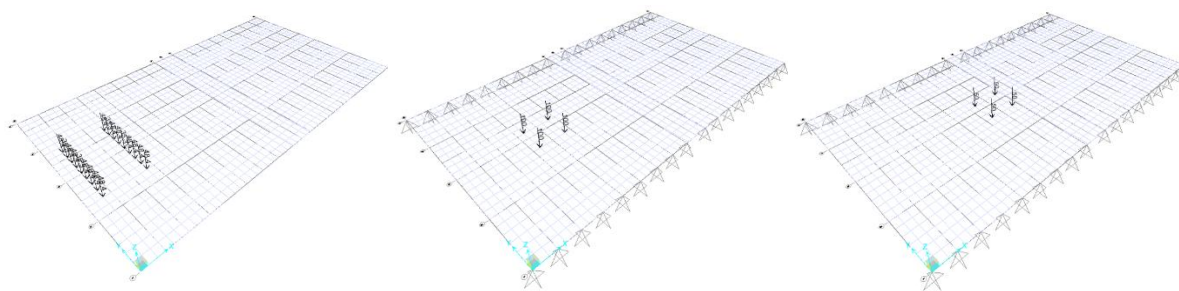


Figura 8.3 - Posições a meio vão para o veículo militar de lagartas (esq.), veículo tipo 2 (centro) e veículo tipo 3 [EC1] (dir.)

No que diz respeito à situação de carregamento associada à sobrecarga do Regulamento de 1929, considerou-se a atuação independente das seguintes sobrecargas:

- Sobrecarga uniforme de $7,6 \text{ kN/m}^2$ afetada de coeficiente dinâmico 1,36 aplicada em toda a faixa de rodagem;
- 4 veículos tipo dispostos transversalmente no alinhamento das secções de controlo.¹⁶

Em relação ao modelo de carregamento relativo às alterações publicadas em 1958 no âmbito das sobrecargas rodoviárias previstas no Regulamento de 1929, consideraram-se as posições do veículo tipo indicadas abaixo para o cálculo dos esforços a meio vão, sendo que para as restantes secções de controlo procedeu-se de forma semelhante:

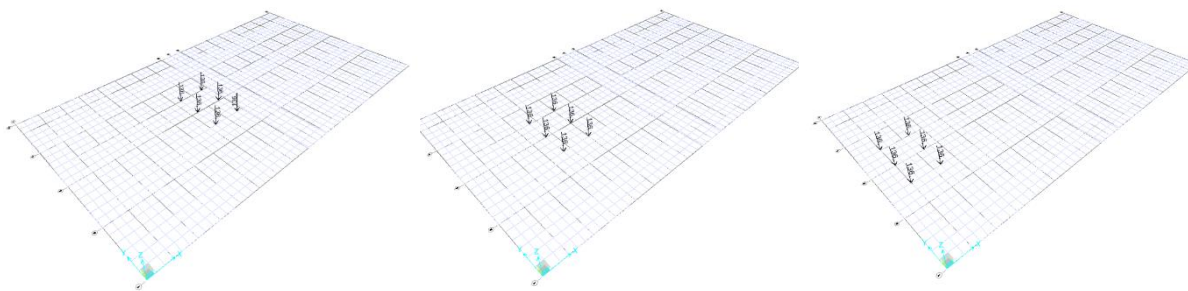


Figura 8.4 - Posições do veículo tipo a meio vão (Regulamento 1958)

A sobrecarga uniforme correspondente a $4,0 \text{ kN/m}^2$ atua em simultâneo com a sobrecarga linear de 50 kN/m , cujas posições de referência se encontram indicadas na figura seguinte:

¹⁵ Ver tabela 7.3 (pág. 48)

¹⁶ Como o comprimento do vão é inferior à extensão total do veículo tipo, consideraram-se apenas os eixos condicionantes.

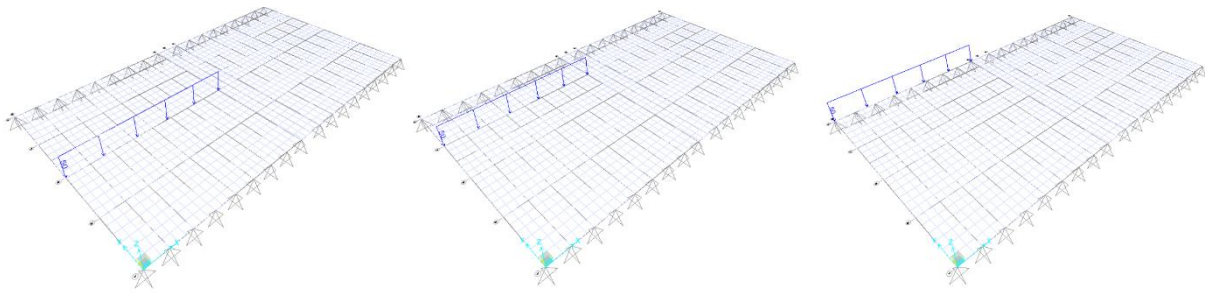


Figura 8.5 - Alinhamentos de referência para a sobrecarga linear transversal (Regulamento 1958)

Relativamente às verificações de segurança, analisaram-se as secções a meio e quarto de vão e a secção do apoio para os Estados Limites de Serviço e Último de flexão e para o Estado Limite Último de esforço transversal, respetivamente.

8.2.3 Verificação de segurança – Estado Limite de Serviço

A análise do efeito das diferentes sobrecargas nos elementos da estrutura foi realizada considerando os esforços nas vigas longitudinais e carlingas para a combinação rara ou característica. Deste modo, interessa obter os esforços nos elementos estruturais condicionantes para as cargas reais relativas às sobrecargas consideradas. O objetivo desta análise consiste em verificar se a sobrecarga militar provoca danos nas vigas do tabuleiro, pelo que se consideram os valores das sobrecargas sem qualquer redução associada.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + G_{k,1} + \sum_{l > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Encontra-se no quadro abaixo a envolvente de esforços máximos para a combinação característica de ações:

Tabela 8.1 - Máximo momento fletor atuante nas vigas longitudinais e carlingas (Anexo G)

	Combinação característica de ações					
	Regulamento 1929		Regulamento 1958		Carregamento militar	
	M _{½ vão} [kNm]	M _{¼ vão} [kNm]	M _{½ vão} [kNm]	M _{¼ vão} [kNm]	M _{½ vão} [kNm]	M _{¼ vão} [kNm]
Viga 1 a Viga 8	745,0	572,0	779,2	598,5	1085,2	809,8
Viga 9	738,5	565,7	714,4	543,5	714,0	535,9
	M _{max} [kNm]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	M _{min} [kNm]
Carlingas	13,3	-48,0	289,6	-200,2	119,4	-47,9

Nota: nas vigas longitudinais a combinação condicionante diz respeito à sobrecarga uniforme e nas carlingas ao veículo tipo.

Conclui-se que, de uma forma geral, as sobrecargas associadas ao carregamento militar considerado produzem esforços superiores nas vigas longitudinais comparativamente com as sobrecargas dos Regulamentos de 1929 e 1958, sendo que em relação à viga interior (V9) os esforços são praticamente idênticos para os casos de carga considerados. No que diz respeito às carlingas, constata-se que os esforços relativos à sobrecarga do Regulamento de 1958 são bastante superiores relativamente aos esforços originados pelas cargas militares.

Posto isto, realiza-se uma análise da estrutura para o carregamento militar relativamente aos estados limites de descompressão e deformação. Para tal, compara-se os esforços de flexão obtidos com os momentos fletores atuantes associados à descompressão das respetivas secções. Considerando um pré-esforço útil correspondente a 293 kN e 440 kN¹⁷ para cabos de 8 e 12 fios, bem

¹⁷ $A_{8 \text{ fios}} = 308 \text{ mm}^2$; $A_{12 \text{ fios}} = 462 \text{ mm}^2$

como um pré-esforço exterior de 500 kN¹⁸ nas vigas longitudinais, calcula-se com base nas características geométricas das secções de controlo os esforços que conduzem à descompressão das secções, através da equação abaixo, na qual e diz respeito à excentricidade e W corresponde à razão entre a inércia de secção e a distância à fibra mais afastada do centro de gravidade:

$$-\frac{P}{A} - \frac{P \times e}{W} + \frac{M}{W} = 0 \quad (9)$$

No que diz respeito ao cálculo do momento de descompressão das carlingas, considera-se um banzo superior com 1,50 m de largura por forma a ter em conta a participação da laje do tabuleiro no comportamento estrutural, sendo que o pré-esforço corresponde a 3 cabos de 8 fios e 2 cabos de 8 fios no banzo e na alma da carlinga, respetivamente.

Tabela 8.2 - Determinação dos momentos atuantes que conduzem à descompressão das secções de controlo

		A [m ²]	W _{inf} [m ³]	P [kN]	M _{desc} [kNm]
½ vão	Viga 1 a Viga 8	0,377	0,446	1026 ^(a)	740 + 419 = 1159
	Viga 9	0,307	0,0421	1173 ^(b)	766 + 405 = 1171
¼ vão	Viga 1 a Viga 8	0,377	0,446	1026	619 + 419 = 1038
	Viga 9	0,307	0,0421	1173	638 + 405 = 1043
		A [m ²]	W [m ³]	P [kN]	M _{desc} [kNm]
Carlingas (Mom. negativos)		0,395	0,1204	1465 ^(c)	-482
Carlingas (Mom. positivos)		0,395	0,0491	1465	150

(a) 2 cabos de 8 fios e 1 cabo de 12 fios; (b) 1 cabo de 12 fios e 2 cabos de 8 fios; (c) 2 cabos de 8 fios e 3 cabos de 8 fios

Conclui-se que os carregamentos correspondentes à combinação rara de ações não induzem tensões de tração nas vigas longitudinais, pelo que se considera que não ocorrem danos nos elementos estruturais referidos para as cargas de serviço.

No que diz respeito ao controlo da deformação, apresenta-se abaixo a deformação elástica do tramo analisado para a ação das cargas militares:

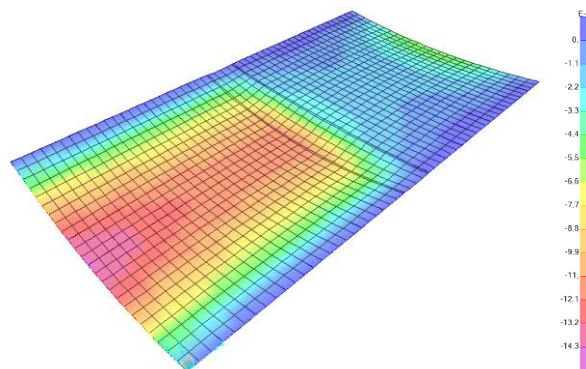


Figura 8.6 - Deformação do tabuleiro para as cargas militares

Através da observação da figura conclui-se que a máxima deformação do tabuleiro para o carregamento militar em causa corresponde a 12,0 mm e diz respeito à viga de extremidade.

¹⁸ 4 cabos de pré-esforço exterior: 4 × 125 = 500 kN

Considerando apenas a deformação relativa às sobrecargas, obtêm-se os seguintes valores para as flechas associadas às sobrecargas regulamentares e à sobrecarga militar:

Tabela 8.3 - Deslocamento máximo obtido para as sobrecargas consideradas

	Regulamento 1929	Regulamento 1958	Carregamento militar
Flecha máxima [mm]	7,8	7,1	12,0

Na figura seguinte encontra-se representada a deformação do tabuleiro devido ao efeito das cargas permanentes, bem como a deformação imposta pela ação do pré-esforço na estrutura, a partir da qual se verifica que o pré-esforço praticamente anula o deslocamento relativo às cargas permanentes.

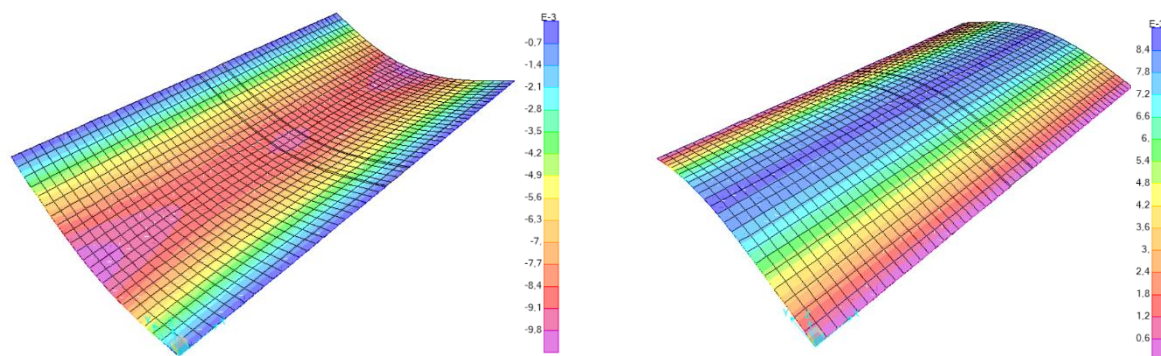


Figura 8.7 – Deformação do tabuleiro devido às cargas permanentes (esq.) e efeito da ação do pré-esforço (dir.)

8.2.4 Verificação de segurança – Estado Limite Último

A combinação de ações relativa à presente verificação estrutural diz respeito à combinação fundamental de ações, sendo que na verificação da segurança relativa ao Estado Limite Último avaliou-se a estrutura do tabuleiro para as secções de controlo referidas anteriormente, por forma a avaliar a resistência das anteriores relativamente a fenómenos de flexão e esforço transversal.

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{gj} F_{G_{j,k}} + \gamma_q \left(F_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Q_{j,k}} \right)$$

Sendo que:

- $\gamma_{gj} = 1,35$ (ações permanentes);
- $\gamma_q = 1,5$ (ações variáveis).

Salienta-se que, de acordo com a regulamentação aprovada pela NATO, os coeficientes parciais relativamente a verificações de segurança que envolvam a circulação de veículos militares correspondem a 1,20 e 1,35 para ações permanentes e variáveis, respetivamente.

Assim sendo, no que diz respeito à verificação de segurança das vigas longitudinais e carlingas aos estados limites de flexão e esforço transversal, determinaram-se as envolventes de esforços nos referidos elementos estruturais para as cargas militares consideradas na presente análise, por forma a comparar as anteriores com os esforços resistentes associados às respetivas secções de controlo. Apresentam-se no quadro abaixo os esforços atuantes máximos nas vigas e carlingas:

Tabela 8.4 - Esforços atuantes máximos nas vigas longitudinais e carlingas para a combinação fundamental de ações – Carregamento militar (Anexo H)

	Carregamento militar			
	Momento fletor		Esforço transverso	
	$M_{Sd,1/2 \text{ vão}}$ [kNm]	$M_{Sd,1/4 \text{ vão}}$ [kNm]	$V_{Sd,apoio}$ [kN]	$V_{Sd,1/4 \text{ vão}}$ [kN]
Viga 1 a Viga 8	1398,6	1045,2	346,3	211,8
Viga 9	904,4	677,6	209,9	118,7
Carlingas	Momento fletor		Esforço transverso	
	$M_{Sd,max}$ [kNm]	$M_{Sd,min}$ [kNm]	$V_{Sd,max}$ [kN]	
	169,9	-60,1	84,9	

Tabela 8.5 - Esforços atuantes máximos nas vigas longitudinais e carlingas para a combinação fundamental de ações – Regulamento de 1929

	Regulamento 1929			
	Momento fletor		Esforço transverso	
	$M_{Sd,1/2 \text{ vão}}$ [kNm]	$M_{Sd,1/4 \text{ vão}}$ [kNm]	$V_{Sd,apoio}$ [kN]	$V_{Sd,1/4 \text{ vão}}$ [kN]
Viga 1 a Viga 8	1059,1	812,1	262,9	147,8
Viga 9	1048,3	802,7	267,6	148,0
Carlingas	Momento fletor		Esforço transverso	
	$M_{Sd,max}$ [kNm]	$M_{Sd,min}$ [kNm]	$V_{Sd,max}$ [kN]	
	23,7	-63,3	24,2	

Tabela 8.6 - Esforços atuantes máximos nas vigas longitudinais e carlingas para a combinação fundamental de ações – Regulamento de 1958

	Regulamento 1958			
	Momento fletor		Esforço transverso	
	$M_{Sd,1/2 \text{ vão}}$ [kNm]	$M_{Sd,1/4 \text{ vão}}$ [kNm]	$V_{Sd,apoio}$ [kN]	$V_{Sd,1/4 \text{ vão}}$ [kN]
Viga 1 a Viga 8	1106,5	850,7	268,9	174,9
Viga 9	1012,2	769,5	244,0	150,1
Carlingas	Momento fletor		Esforço transverso	
	$M_{Sd,max}$ [kNm]	$M_{Sd,min}$ [kNm]	$V_{Sd,max}$ [kN]	
	442,2	-294,0	279,5	

Conclui-se que globalmente a combinação de ações referentes à sobrecarga militar apresenta esforços de flexão e esforço transverso superiores comparativamente com as sobrecargas dos Regulamentos de 1929 e 1959, com exceção da viga interior na qual se constata o oposto. Contudo, o momento fletor e o esforço transverso atuantes nas carlingas, associados ao Regulamento de 1959, apresentam-se superiores aos equivalentes no carregamento militar. Relativamente à determinação dos esforços resistentes das secções de controlo, consideraram-se as seguintes características relativas aos materiais dos elementos estruturais:

- Betão: $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$;
- Armadura ordinária: $f_{yd} = 204 \text{ MPa}$;
- Aço de pré-esforço: $f_{pd} = 1304 \text{ MPa}$.

Assim, recorreu-se ao programa de análise de secções em betão armado *Response 2000*® de modo a obter os valores correspondentes aos momentos resistentes relativos às secções analisadas.

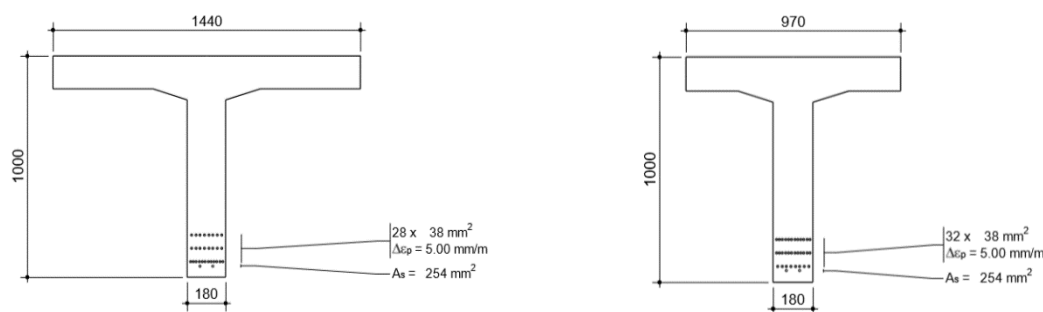


Figura 8.8 - Características geométricas das secções a meio vão das vigas 1 a 8 (esq.) e viga 9 (dir.)

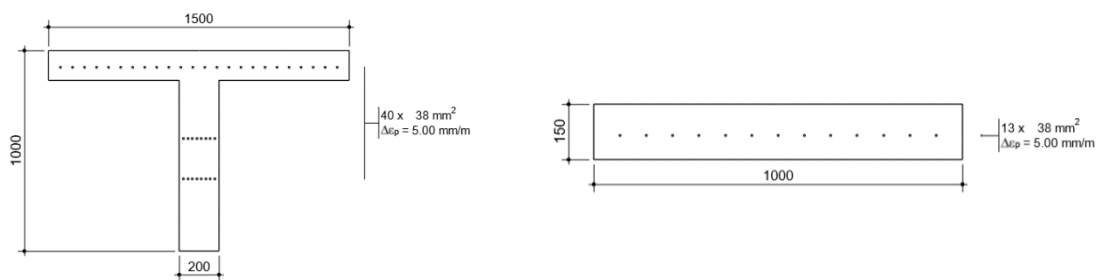


Figura 8.9 - Características geométricas das secções da carlinga (esq.) e da laje (dir.)

Deste modo, encontram-se na tabela seguinte os valores dos momentos resistentes relativos às secções de controlo do tabuleiro, sendo que na análise considerou-se apenas a atuação do pré-esforço interior, tendo sido desprezado o efeito do pré-esforço relativo à intervenção de reforço na estrutura.

Tabela 8.7 - Momentos resistentes das secções de controlo para as vigas longitudinais e carlingas (Anexo I)

	Momento resistente	
	$M_{Rd,1/2 \text{ vão}}$ [kNm]	$M_{Rd,1/4 \text{ vão}}$ [kNm]
Viga 1 a Viga 8	1219	1060
Viga 9	1340	1135
Carlingas	Momento resistente	
	$M_{Rd,max}$ [kNm]	$M_{Rd,min}$ [kNm]
	450	-955

Relativamente às carlingas, constata-se que os momentos resistentes são bastante superiores aos momentos atuantes relativos às cargas militares, pelo que se conclui que estas apresentam uma margem de segurança considerável no que diz respeito à verificação da resistência à flexão. Em relação às vigas longitudinais, verifica-se que estas apresentam um momento atuante na secção a meio vão superior ao respetivo momento resistente, excetuando a viga 9 que apresenta uma margem de segurança à flexão considerável.

Considerando o efeito do pré-esforço exterior na secção a meio vão das vigas longitudinais 1 a 8, obtém-se os seguintes valores para o momento resistente correspondente:

$$M_{PE} = P_{\text{útil}} \times e = 500 \times 0,72 = 360 \text{ KNm} \Rightarrow M_{Rd,total} = 1579 \text{ KNm}$$

Constata-se que a verificação da segurança é satisfeita se for considerado o acréscimo de resistência associado ao efeito do pré-esforço exterior.

Em relação ao cálculo da laje admite-se que a situação condicionante diz respeito aos efeitos locais, designadamente a ação da sobrecarga do veículo tipo. Deste modo, analisou-se um modelo mais refinado da laje no qual se considerou o efeito das ações locais associadas ao rodado do veículo tipo e à lagarta da viatura militar. O quadro abaixo apresenta os momentos de dimensionamento relativos ao carregamento considerado para diferentes níveis de carregamento.

Tabela 8.8 - Momentos de dimensionamento na laje para ações locais

	Sobrecarga		Mom. dimensionamento (ELU)	
	m_{\min} [kNm/m]	m_{\max} [kNm/m]	$m_{Sd,\min}$ [kNm/m]	$m_{Sd,\max}$ [kNm/m]
Rodado (EC1)	-5,7	12,6	-9,0	19,8
Lagarta (STANAG)	-4,5	13,6	-6,4	19,2
Rodado (1929)	-6,3	14,1	-9,9	22,1
Rodado (1958)	-7,8	17,3	-12,1	26,9

Nota: os momentos de dimensionamento foram calculados de acordo com os coeficientes parciais de segurança previstos pela regulamentação NATO no âmbito das avaliações estruturais que envolvam a circulação de veículos militares, sendo que o STANAG 2021 refere para ações permanentes e variáveis os valores correspondentes a 1,20 e 1,35, respetivamente.

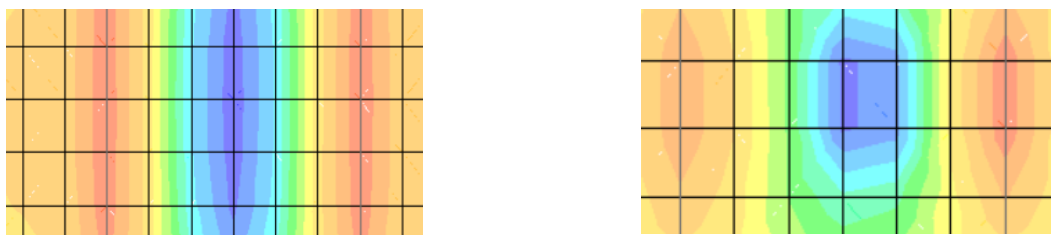


Figura 8.10 - Momentos de laje induzidos pelas ações locais do veículo de lagartas (esq.) e do veículo tipo (dir.)

Considerando apenas a resistência à flexão associada aos cabos de pré-esforço, verifica-se que os momentos resistentes apresentados no Anexo I, nomeadamente 44 kNm/m e -31 kNm/m, são superiores aos momentos atuantes, pelo que a laje verifica a segurança com uma margem considerável. Conclui-se que os momentos de laje induzidos pela lagarta do veículo militar são relativamente semelhantes aos esforços produzidos pelo rodado do veículo tipo referente ao Regulamento de 1929 e inferiores comparativamente com os do Regulamento de 1958.

A verificação de segurança relativamente à resistência das secções de controlo ao esforço transversal foi realizada de acordo com a armadura transversal existente nos elementos analisados, tendo sido considerado o pré-esforço do lado da ação.

$$V_{Rd} \geq V_{Sd} - P \times \tan \alpha \quad (10)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd} - P \times \tan \alpha}{0,9 \times d \times \cot \theta \times f_{yd}} \quad (11)$$

Sabendo que as vigas longitudinais apresentam uma armadura transversal Est Ø 3/8"//0,20 e que a área de um varão Ø3/8" é igual a 0,71 cm², resulta que a armadura de esforço transversal corresponde a 7,1 cm²/m. Portanto, o valor do esforço transversal resistente V_{Rd} corresponde a 247,7 kN. No anexo J encontram-se os procedimentos de cálculo efetuados.

Tabela 8.9 - Verificação da armadura transversal nas vigas longitudinais (Anexo J)

		$P \times \tan \alpha$	V_{Sd} [kN]	$V_{Sd} - P \times \tan \alpha$
Vigas 1 a 8 ^(a)	apoio	117,8	346,8	229,0
	¼ vão	67,3	211,3	144,0
Viga 9 ^(b)	apoio	124,2	244,0	119,8
	¼ vão	70,8	150,1	79,3

(a) 2 cabos de 8 fios e 1 cabo de 12 fios; (b) 1 cabo de 12 fios e 2 cabos de 8 fios

No que diz respeito à verificação da tensão de compressão, considera-se a seguinte expressão:

$$\sigma_c = \frac{V_{sd} - P \times \tan \alpha}{0,9 \times d \times \sin \theta \times \cos \theta} \leq 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \quad (12)$$

Sendo,

$$\sigma_c^{max} = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 20 = 10,56 \text{ MPa} \quad (13)$$

Verificando-se que $\sum \emptyset > \frac{1}{8} \times b_w$ considera-se $b_{w,nom} = b_w - 0,5 \times \sum \emptyset$.

Logo,

$$b_{w,nom} = 0,18 - 0,5 \times 0,06 = 0,15 \text{ m} \quad (14)$$

Assim, determina-se o valor de esforço transversal resistente segundo a compressão máxima admissível na alma, através da seguinte expressão:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (15)$$

Tal que,

$$V_{Rd,max} = b_w \times z \times \sin \theta \cos \theta \times 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \quad (16)$$

Logo,

$$V_{Rd,max} = 0,15 \times 0,9 \times 0,95 \times \text{sen}(22,6) \times \cos(22,6) \times 10560 = 542,2 \text{ KN} \quad (17)$$

Verifica-se que o esforço transversal resistente é superior ao máximo esforço transversal atuante, correspondente a 229,0 kN.

Conclui-se, portanto, que as vigas longitudinais verificam a segurança relativamente ao Estado Limite Último de esforço transversal.

Relativamente às carlingas, a ligação destas com as vigas longitudinais efetua-se através de cabos de pré-esforço, pelo que não se consideram as armaduras ordinárias existentes. Deste modo, a verificação de segurança ao esforço transversal realiza-se tendo em consideração a superfície de ligação entre os elementos, sendo que a respetiva resistência diz respeito a mecanismos de coesão e atrito. Para o efeito, considera-se a seguinte expressão na determinação da tensão de corte resistente:

$$v_{Rd} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \text{sen } \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (18)$$

Não sendo conhecidas informações detalhadas da superfície de ligação, considera-se para efeitos relacionados com a rugosidade que c toma um valor nulo e μ corresponde a 0,5.

Assim,

$$V_{Rd} = \mu \times P = 0,5 \times 3 \times 293 = 439,5 \text{ KN} \quad (19)$$

Verifica-se que este valor é bastante superior relativamente ao máximo esforço transversal atuante nas carlingas para o carregamento militar, cujo valor corresponde a 84,9 kN.

8.2.5 Conclusões

Da avaliação de segurança realizada pode concluir-se o seguinte:

- De uma forma geral, as cargas militares conduzem a esforços superiores comparativamente com as sobrecargas do Regulamento de 1929 e 1958;
- As sobrecargas rodoviárias previstas pelos Regulamentos de 1929 e 1958 originam esforços nas vigas longitudinais relativamente semelhantes, sendo que nas carlingas os esforços associados à sobrecarga do Regulamento de 1958 são significativamente superiores;
- Os elementos estruturais apresentam esforços atuantes inferiores aos momentos de descompressão das secções de análise relativamente à combinação rara de ações, pelo que se conclui que não ocorrem danos na estrutura para as cargas de serviço;
- Para vãos reduzidos as sobrecargas regulamentares conduzem a esforços de flexão semelhantes relativamente aos Regulamentos de 1929 e 1958, sendo estes inferiores comparativamente com os esforços induzidos pela sobrecarga militar e reduzindo-se esta diferença com a consideração dos respetivos coeficientes parciais de segurança. Deste modo, comprova-se no presente caso de estudo o exposto na análise global abordada no capítulo anterior;
- Considerando o efeito do pré-esforço exterior, verifica-se que os elementos estruturais não apresentam deficiências ao nível da capacidade resistente face ao carregamento militar.

8.3 Viaduto sobre o rio Trancão

8.3.1 Introdução

A presente obra de arte localiza-se na Autoestrada do Norte (A1) e diz respeito a uma estrutura com tabuleiro em betão armado constituída por cinco tramos de 57,0 m de vão e um comprimento total de 327,40 m incluindo os respetivos encontros. O tabuleiro com 26,50 m de largura total apresenta uma solução estrutural em laje vigada com uma espessura de 20,0 cm, apoiado em seis vigas longitudinais com 1,20 m de altura e espaçadas de 4,40 m na direção transversal. Estas apoiam-se em montantes que se encontram ligados a arcos coincidentes com as vigas na direção longitudinal a meio vão de cada tramo, sendo que os arcos apresentam uma secção variável e um espaçamento transversal igual ao das vigas. Na ligação das vigas aos arcos e montantes encontram-se carlingas com uma altura correspondente a 1,0 m e um espaçamento longitudinal de 9,50 m em relação ao desenvolvimento do viaduto. No que diz respeito à transição entre tramos, esta ocorre numa zona de laje simplesmente apoiada com 5,50 m de comprimento entre apoios e uma espessura de 20,0 cm, pelo que se admite cada tramo do viaduto como estruturalmente independente. Na ligação entre os montantes e os arcos, assim como na base e topo dos mesmos, existem travamentos transversais constituídos por travessas circulares de diâmetro correspondente a 1,0 m.

A avaliação apresentada tem como objetivo verificar as condições de segurança da estrutura do tabuleiro, nomeadamente da laje, vigas e carlingas, relativamente ao Estado Limite Último.



Figura 8.11 - Viaduto sobre o rio Trancão (Sacavém) [48]

8.3.2 Modelo estrutural

Relativamente à análise de esforços na estrutura considerou-se um modelo tridimensional de elementos finitos que simula o comportamento global da mesma, tendo-se utilizado o referido modelo para o cálculo estrutural das vigas longitudinais e carlingas. No que diz respeito aos esforços de laje considerou-se um modelo reduzido mais refinado, o qual simula um troço de laje do tabuleiro correspondente a meio tramo, utilizado na análise de efeitos locais relacionados com a ação dos rodados dos veículos tipo considerados.

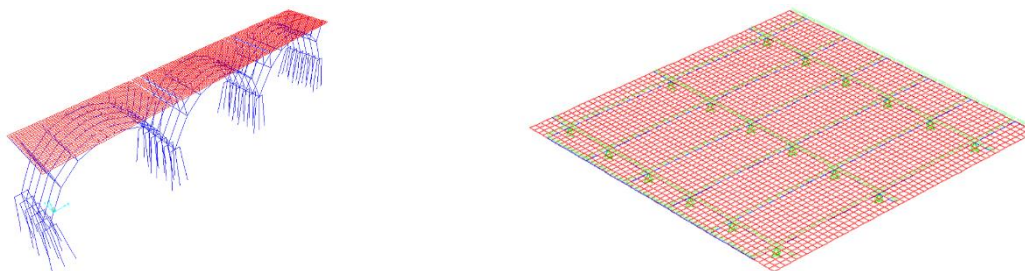


Figura 8.12 - Modelo global (esq.) e modelo refinado da laje (dir.)

Tendo em consideração a época de construção da presente obra de arte, realiza-se uma análise comparativa relativamente às sobrecargas rodoviárias referidas abaixo, sendo que a zona da estrutura analisada diz respeito ao tramo central do viaduto:

- Regulamento de 1929:
 - Sobrecarga uniforme de $7,8 \text{ kN/m}^2$ (afetada de coeficiente dinâmico 1,37);
 - Veículo tipo (afetado de coeficiente dinâmico 1,37).
- Regulamento de 1958:
 - Sobrecarga uniforme de $4,0 \text{ kN/m}^2$ e sobrecarga linear transversal de 50 kN/m ;
 - Veículo tipo (afetado de coeficiente dinâmico 1,37).
- Carregamento militar:
 - Via reservada a coluna de veículo militares da classe 100 (afetado de coeficiente dinâmico 1,38);
 - Restantes vias com sobrecarga uniforme de $2,50 \text{ kN/m}^2$ atuando juntamente com a ação dos veículos tipo de 400 kN e 200 kN previstos no EC1-2.

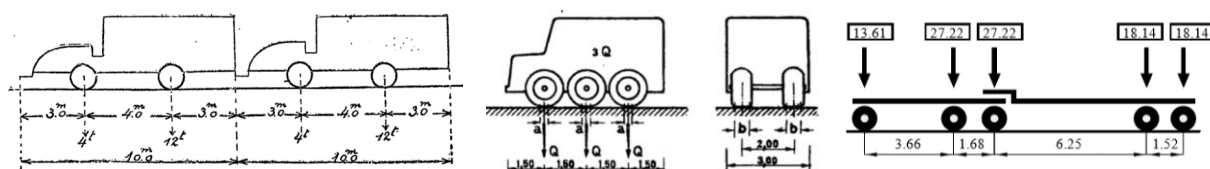


Figura 8.13 - Veículo tipo do Regulamento 1929/1958 (esq./centro) e veículo tipo militar de rodas da classe 100 (dir.)

8.3.3 Análise da laje

Na análise de esforços na laje considera-se a atuação dos veículos tipo referentes às sobrecargas regulamentares e ao carregamento militar representados anteriormente, cujo efeito local se considera condicionante para a avaliação pretendida. As posições de referência consideradas dizem respeito a um trecho de laje entre vigas longitudinais, designadamente a meio vão da laje e sobre a viga, apresentando-se seguidamente as envolventes de esforços obtidos para a sobrecarga militar.

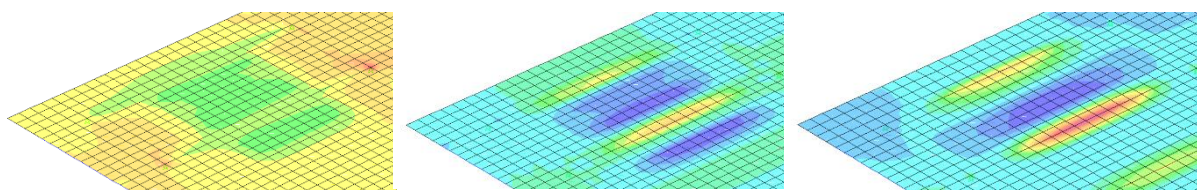


Figura 8.14 - Momentos de laje máximos para a ação do veículo tipo militar: $m_{x,max}$ (esq.), $m_{y,max}$ (centro) e $m_{y,min}$ (dir.)

Procedeu-se de forma semelhante para os veículos tipo das sobrecargas regulamentares, tendo-se obtido os seguintes resultados:

Tabela 8.10 - Momentos máximos e mínimos de laje para as sobrecargas consideradas

	Sobrecarga (veículo tipo)		
	Regulamento 1929	Regulamento 1958	Carregamento militar
$m_{x,max}$ [kNm/m]	10,3	12,1	11,8
$m_{y,max}$ [kNm/m]	11,2	17,9	24,1
$m_{y,min}$ [kNm/m]	-19,7	-52,5	-61,1

Considerando o carregamento relativo à combinação fundamental de ações, resultam os seguintes esforços de dimensionamento à flexão:

Tabela 8.11 - Momentos de dimensionamento da laje na direção longitudinal e transversal

	Momentos de dimensionamento (veículo tipo)		
	Regulamento 1929	Regulamento 1958	Carregamento militar
$m_{x,max}$ [kNm/m]	15,9	18,2	15,7
$m_{y,max}$ [kNm/m]	17,0	28,8	33,4
$m_{y,min}$ [kNm/m]	-30,5	-82,8	-88,3

Os desenhos de projeto da laje referem as seguintes quantidades de armadura de flexão:

- Direção transversal: $\emptyset 1/2''//0,10$ (12,70 cm²/m) no vão e no apoio;
- Direção longitudinal: $\emptyset 3/8''//0,10$ (7,12 cm²/m).

Considerando para o aço a classe A235 e para o betão estrutural a classe C30/37, assim como uma espessura de laje correspondente a 0,20 m e 0,40 m no vão e na zona do apoio, respetivamente, resultam os seguintes momentos resistentes:

- Direção longitudinal: $m_{x,Rd} = 26$ kNm/m;
- Direção transversal: $m_{y,Rd}$ (positivo) = 46 kNm/m;
- Direção transversal: $m_{y,Rd}$ (negativo) = -101 kNm/m.

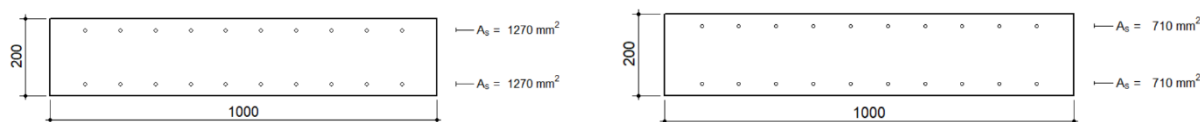


Figura 8.15 - Armadura da laje na direção transversal (esq.) e longitudinal (dir.)

Verifica-se que na direção transversal da laje a carga militar induz esforços de flexão semelhantes à sobrecarga do Regulamento de 1958 e superiores relativamente à do Regulamento de 1929. No que diz respeito à direção longitudinal, constata-se que os momentos atuantes devidos à ação dos veículos tipo considerados apresentam valores idênticos relativamente às situações de carga em análise. Comparando os momentos máximos de laje com os momentos resistentes conclui-se que os efeitos locais relativos à sobrecarga militar verificam a segurança para esforços de flexão.

Relativamente ao esforço transversal da laje na zona do apoio, obtiveram-se os seguintes valores de esforço transversal atuante máximo, para a ação dos veículos tipo sobre as vigas:

Tabela 8.12 - Esforço transversal atuante na laje junto ao apoio sobre as vigas

	Cargas permanentes [kN/m]	Sobrecarga [kN/m]	V_{Sd} [kN/m]
Regulamento 1929	16,9	44,5	89,6
Regulamento 1958	16,9	68,8	125,6
Carga militar	16,9	94,5	147,9

Determina-se seguidamente a capacidade resistente da laje ao esforço transversal na zona do apoio sobre as vigas longitudinais.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_L \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (20)$$

$$\geq \left(0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \times \sigma_{cp} \right) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{1,5} \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{375}} \right) \times (100 \times 0,02 \times 30)^{\frac{1}{3}} \right] \times 1000 \times 375 \times 10^{-3} = 270,1 \text{ KN} \quad (21)$$

$$V_{Rd,c} \geq \left(0,035 \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{375}} \right)^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} \right) \times 1000 \times 375 \times 10^{-3} = 163,6 \text{ KN} \quad (22)$$

Deste modo, conclui-se que a laje do tabuleiro não apresenta problemas relativamente ao esforço transversal, verificando a segurança com uma margem considerável.

8.3.4 Análise das vigas longitudinais e carlingas

Para efeitos de análise dos esforços nos elementos estruturais que apoiam o tabuleiro, nomeadamente as vigas longitudinais e as carlingas, considerou-se a atuação das sobrecargas relativas aos Regulamentos de 1929 e 1958, bem como o cenário relativo à circulação de veículos militares de rodas da classe 100 (STANAG). A zona da obra analisada corresponde ao tramo central do viaduto, sendo que as secções de controlo consideradas são as seguintes:

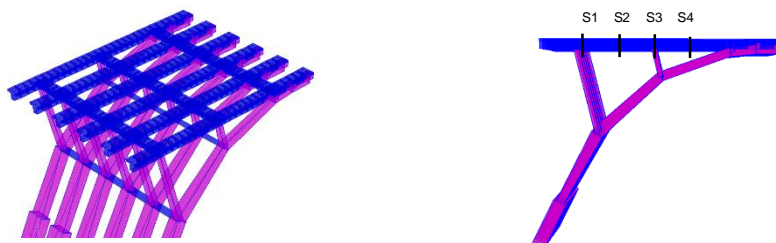


Figura 8.16 - Vista 3D das secções de controlo: apoio das vigas na ligação aos montantes e meio vão correspondente

Relativamente ao carregamento militar considera-se que, numa das faixas de rodagem, a via de extremidade encontra-se reservada ao tráfego de veículos militares, sendo que nas restantes vias do tabuleiro, incluindo as da faixa de rodagem contrária, adota-se a sobrecarga prevista no Eurocódigo, nomeadamente a sobrecarga uniforme de $2,50 \text{ kN/m}^2$ e os veículos tipo de 400 kN e 200 kN. No que diz respeito ao Regulamento de 1958 considera-se a atuação do veículo tipo em diversas posições de modo a obter a envolvente de esforços máximos nos elementos estruturais. A sobrecarga uniforme atua em simultâneo com a sobrecarga linear, cujas posições de referência dizem respeito às secções de controlo apresentadas na figura 8.16. Relativamente ao Regulamento de 1929, a largura da faixa de rodagem permite a consideração de quatro veículos tipo com atuação simultânea relativamente à respetiva sobrecarga uniforme.

Os elementos estruturais analisados dizem respeito às vigas e carlingas que constituem três painéis de laje referentes a uma faixa de rodagem correspondente a um quarto do tabuleiro.

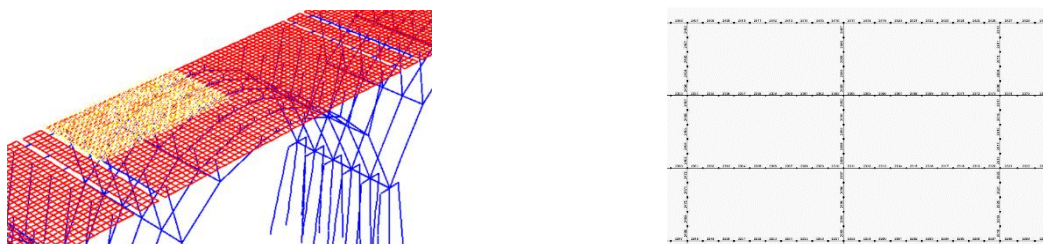


Figura 8.17 - Identificação dos elementos estruturais lineares analisados

A atuação das sobrecargas uniformes dos diversos casos de carregamento foi considerada em todo o tabuleiro, em metade do tabuleiro sobre um arco e num quarto do tabuleiro sobre um arco. As posições de referência para a sobrecarga linear transversal do Regulamento de 1958 dizem respeito às secções do apoio e a meio vão das vigas longitudinais, bem como sobre as carlingas do tabuleiro.

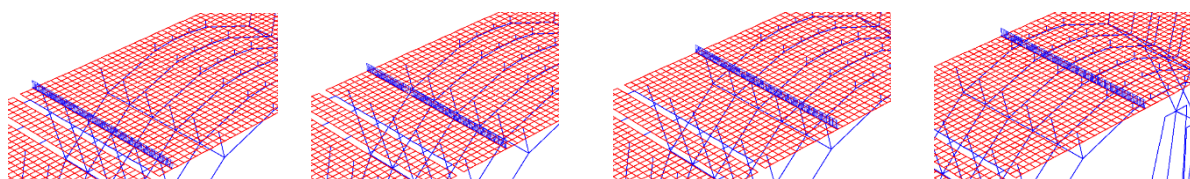


Figura 8.18 - Posições de referência para a atuação da sobrecarga linear do Regulamento 1958

Tabela 8.13 - Disposição transversal da sobrecarga relativa ao carregamento militar

	Faixa de rodagem 1			Faixa de rodagem 2		
	Via 1 ¹	Via 2	Via 3	Via 1 ²	Via 2	Via 3
Veículo tipo (carga total) [kN]	635	400	200	400	200	0
Sobrecarga uniforme [kN/m ²]	0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5

Nota: o veículo tipo militar de 635 kN corresponde à classe 70 da classificação militar (STANAG) e os veículos tipo de 400 kN e 200 kN dizem respeito à sobrecarga prevista no Eurocódigo 1 – Parte 2 (EC1-2)

¹ Via de extremidade. ² Via interior.

A posição dos veículos tipo definidos na tabela anterior corresponde aos alinhamentos das secções de análise do tabuleiro. Relativamente à sobrecarga do Regulamento de 1929, considerou-se igualmente nos alinhamentos referidos a atuação de quatro veículos tipo em cada faixa de rodagem e dispostos transversalmente. No que diz respeito aos veículos tipo associados à sobrecarga do Regulamento de 1958, as respetivas posições encontram-se apresentadas seguidamente, sendo que para os restantes alinhamentos relativos às secções de controlo procedeu-se de forma semelhante.

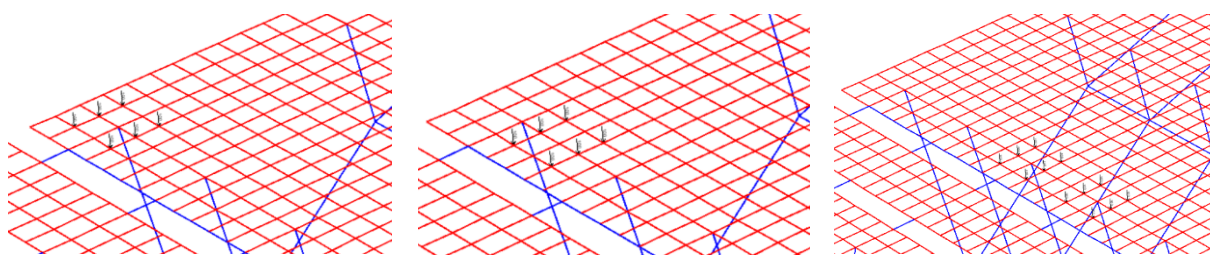


Figura 8.19 - Posições do veículo tipo (Reg. 1958): sobre a viga (esq.), a meio vão entre vigas (centro) e um veículo tipo em cada faixa de rodagem (dir.)

A verificação de segurança foi realizada tendo em consideração as combinações de ações associadas aos diferentes carregamentos e envolvendo as cargas permanentes e as várias sobrecargas. Apresentam-se seguidamente os esforços nos elementos estruturais lineares do tabuleiro para a combinação rara de ações.

Tabela 8.14 - Esforços atuantes máximos nas vigas e carlingas para a combinação rara

	Vigas longitudinais – Momento fletor [kNm]			
	Secção 1	Secção 2	Secção 3	Secção 4
Regulamento 1929 (SCU / VT)	-626,6 / -402,7	1095,2 / 824,0	-762,8 / -557,4	1418,4 / 912,7
Regulamento 1958 (SCU+SCL / VT)	-505,6 / -476,6	1034,4 / 1204,5	-645,1 / -629,1	1224,4 / 1214,6
Carga militar	-573,2	1463,6	-737,9	1582,7
	Carlingas – Momento fletor			
	M _{min} [kNm]		M _{max} [kNm]	
Regulamento 1929 (SCU / VT)	-228,2 / -131,7		179,0 / 136,5	
Regulamento 1958 (SCU+SCL / VT)	-173,1 / -310,4		116,5 / 346,3	
Carga militar	-273,6		253,3	

Conclui-se que as combinações que envolvem a ação das sobrecargas uniformes conduzem a esforços superiores nas vigas longitudinais comparativamente com o carregamento associado aos veículos tipo, sendo esta diferença menos expressiva para o Regulamento de 1958. Tal também se verifica no que diz respeito aos esforços máximos nas carlingas relativamente às sobrecargas do Regulamento de 1929. Verifica-se também que a ação do veículo tipo correspondente ao Regulamento de 1958 revela-se condicionante em relação à respetiva sobrecarga uniforme no que diz respeito aos esforços atuantes nas carlingas do tabuleiro. Através de uma análise comparativa entre os esforços

induzidos pelas sobrecargas regulamentares e pela sobrecarga militar, verifica-se que nas vigas longitudinais a situação condicionante diz respeito às sobrecargas militares, com exceção das secções de apoio que apresentam esforços semelhantes para as sobrecargas referidas. Relativamente às carlingas, constata-se que a sobrecarga relativa ao veículo tipo do Regulamento de 1958 apresenta resultados mais desfavoráveis face ao carregamento militar, sendo que este se revela condicionante em relação à sobrecarga do Regulamento de 1929.

Considerando os coeficientes parciais associados às sobrecargas em questão, determinam-se os esforços máximos nas vigas longitudinais e carlingas para a combinação fundamental de ações.

Tabela 8.15 - Esforços atuantes máximos nas vigas e carlingas para a combinação fundamental

	Vigas longitudinais – Momento fletor [kNm]			
	Secção 1	Secção 2	Secção 3	Secção 4
Regulamento 1929 (SCU / VT)	-896,8 / -561,0	1610,4 / 1201,2	-1087,4 / -779,6	2080,4 / 1322,6
Regulamento 1958 (SCU+SCL / VT)	-715,4 / -674,9	1516,9 / 1771,5	-910,9 / -887,0	1791,6 / 1777,5
Carga militar	-731,3	1943,5	-939,8	2091,5
Carlingas – Momento fletor				
	M _{min} [kNm]		M _{max} [kNm]	
Regulamento 1929 (SCU / VT)	-337,1 / -191,8		265,7 / 201,7	
Regulamento 1958 (SCU+SCL / VT)	-254,5 / -459,5		171,9 / 516,3	
Carga militar	-364,5		339,4	

Calculam-se seguidamente os esforços resistentes dos elementos lineares analisados relativamente às respetivas capacidades resistentes à flexão nas secções de apoio e de meio vão.

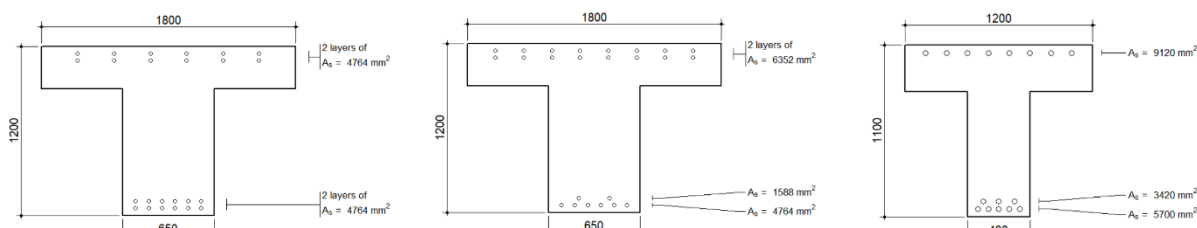


Figura 8.20 - Armadura nas secções de apoio: secção 1 (esq.), secção 3 (centro) e carlingas (dir.) [Anexo L]

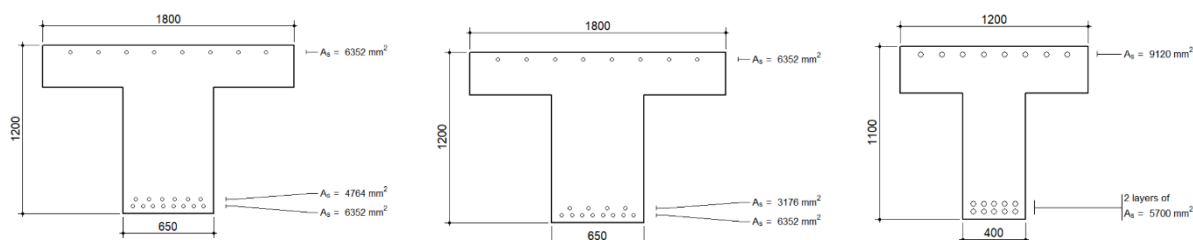


Figura 8.21 - Armadura nas secções de vão: secção 2 (esq.), secção 4 (centro) e carlingas (dir.) [Anexo L]

Deste modo, determinam-se os momentos resistentes das secções de análise.

Tabela 8.16 - Capacidade resistente à flexão dos elementos estruturais lineares nas secções de apoio e a meio vão

	Momento resistente (M _{Rd}) [kNm]
Secção 1	-2118
Secção 2	2503
Secção 3	-2766
Secção 4	2184
Carlinga (Apoio)	-1852
Carlinga (Vão)	2238

Verifica-se que os elementos analisados verificam a segurança relativamente a esforços de flexão, sendo que as carlingas e as secções de apoio das vigas longitudinais apresentam uma elevada margem de segurança.

Relativamente ao esforço transversal associado aos carregamentos considerados, encontram-se abaixo os valores máximos nas vigas longitudinais e carlingas para a combinação fundamental.

Tabela 8.17 - Esforço transversal máximo nas vigas longitudinais e carlingas nas secções de apoio

	Vigas longitudinais		Carlingas	
	V_{\min} [kN]	V_{\max} [kN]	V_{\min} [kN]	V_{\max} [kN]
Regulamento 1929 (SCU / VT)	-701,1 / -489,9	469,8 / 351,3	-166,1 / -209,3	164,6 / 215,7
Regulamento 1958 (SCU+SCL / VT)	-614,1 / -694,7	424,4 / 565,3	-235,4 / -337,5	237,8 / 332,0
Carga militar	-736,2	512,1	-225,5	249,9

Calcula-se a capacidade resistente ao esforço transversal das vigas longitudinais e carlingas.

$$V_{Rd}^{estribos} = \frac{A_{sw}}{s} z \cot \theta f_{yd} \quad (23)$$

$$V_{Rd}^{varões\ inclinados} = \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha \times f_{yd} \quad (24)$$

Sendo $\cot \theta = 2$ e $\alpha = 45^\circ$

- Vigas longitudinais:

- Est 4R $\emptyset 3/8''$ // 0,20 ($A_{sw}/s = 14,25 \text{ cm}^2/m$);
- 2 $\emptyset 1''$ 1/4'' // 0,85 ($A_{sw}/s = 18,71 \text{ cm}^2/m$);
- $z = 0,9 \times d = 0,9 \times 1,1 = 0,99 \text{ m}$.

$$V_{Rd}^{estribos} = 14,25 \times 10^{-4} \times 0,99 \times 2 \times \frac{235 \times 10^3}{1,15} = 576,7 \text{ KN} \quad (25)$$

$$V_{Rd}^{varões\ inclinados} = 18,71 \times 10^{-4} \times 0,99 \times (2 + \cot g(45^\circ)) \times \sin(45^\circ) \times \frac{235 \times 10^3}{1,15} = 802,9 \text{ KN} \quad (26)$$

$$V_{Rd}^{total} = 1379,6 \text{ KN} \quad (27)$$

- Carlingas:

- Est 4R $\emptyset 5/16''$ // 0,20 ($A_{sw}/s = 9,9 \text{ cm}^2/m$);
- 2 $\emptyset 1''$ 1/2'' // 1,40 ($A_{sw}/s = 16,29 \text{ cm}^2/m$);
- $z = 0,9 \times d = 0,9 \times 1,0 = 0,90 \text{ m}$.

$$V_{Rd}^{estribos} = 9,9 \times 10^{-4} \times 0,90 \times 2 \times \frac{235 \times 10^3}{1,15} = 364,1 \text{ KN} \quad (28)$$

$$V_{Rd}^{varões\ inclinados} = 16,29 \times 10^{-4} \times 0,90 \times (2 + \cot g(45^\circ)) \times \sin(45^\circ) \times \frac{235 \times 10^3}{1,15} = 635,6 \text{ KN} \quad (29)$$

$$V_{Rd}^{total} = 999,7 \text{ KN} \quad (30)$$

Verifica-se que a segurança ao esforço transversal se encontra amplamente satisfeita, referindo-se adicionalmente que as carlingas apresentam uma margem de segurança considerável.

8.3.5 Conclusões

Da avaliação de segurança realizada pode concluir-se o seguinte:

- A análise dos esforços na laje do tabuleiro permite concluir que, de uma forma geral, a sobrecarga militar conduz a esforços mais elevados comparativamente com as sobrecargas regulamentares de 1929 e 1958, sendo esta diferença mais expressiva em relação ao primeiro. Contudo, verifica-se que a laje do tabuleiro satisfaz a segurança para os estados limites de flexão e esforço transversal relativamente às cargas militares;
- Nas secções de apoio das vigas longitudinais verifica-se que as cargas militares conduzem a esforços semelhantes à sobrecarga relativa ao Regulamento de 1929 e superiores à regulamentação de 1958, enquanto que nas secções de vão o carregamento militar apresenta esforços de flexão mais elevados que a cargas

regulamentares utilizadas na época de construção do presente viaduto. No que diz respeito ao esforço transversal, constata-se que as sobrecargas analisadas apresentam efeitos relativamente idênticos. Deste modo, conclui-se que as vigas do tabuleiro verificam amplamente a segurança para os estados limites últimos de flexão e esforço transversal.

8.4 Viaduto sobre o rio de Mouros

8.4.1 Introdução – Modelo estrutural

A obra realizada em 1990 diz respeito a um viaduto localizado no sublanço Pombal-Condeixa inserido na autoestrada A1, sendo que o respetivo tabuleiro foi construído recorrendo a betão pré-esforçado. O tabuleiro da estrutura apresenta um desenvolvimento total correspondente a 371,0 m distribuídos por 11 vãos apoiados em 10 pilares, sendo que os tramos intermédios apresentam comprimentos de vão iguais a 35,0 m e os tramos de extremidade com ligação aos encontros apresentam um vão de 28,0 m. A solução estrutural relativa ao projeto diz respeito a um tabuleiro em laje nervurada com duas faixas de rodagem iguais e associadas a tabuleiros independentes, pelo que a verificação de segurança é realizada apenas para um tabuleiro relativamente aos tramos centrais correspondentes.

A estrutura do tabuleiro referente a uma faixa de rodagem apresenta uma laje com duas nervuras simétricas apoiadas em pilares, sendo que o tabuleiro apresenta uma largura total correspondente a 15,20 m e uma largura da faixa de rodagem igual a 12,0 m. A laje da zona central do perfil apresenta uma espessura de 25,0 cm e as nervuras encontram-se afastadas transversalmente de 8,0 m relativamente aos respetivos eixos, referindo-se ainda que estas apresentam uma altura correspondente a 1,60 m e uma largura na base igual a 2,50 m.

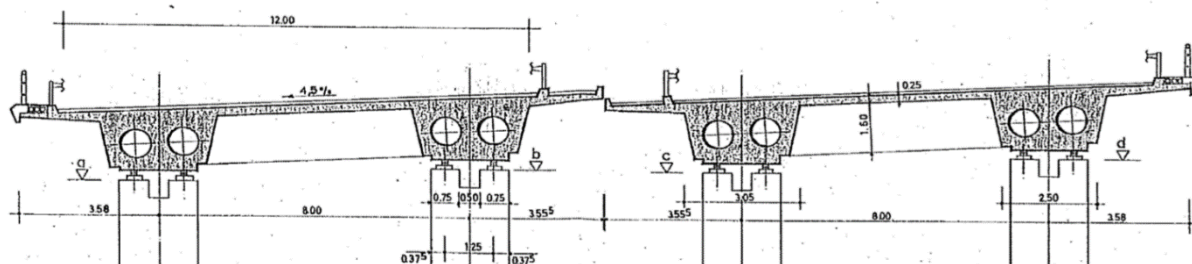


Figura 8.22 - Desenho de projeto da estrutura do tabuleiro em laje nervurada (corte transversal)

O pré-esforço aplicado na estrutura do tabuleiro apresenta a seguinte constituição:

- Nervura: 3 cabos de 31 cordões 0,5" ($P_{\text{útil}} = 10000 \text{ kN}$);
- Laje: 9 cabos de 7 cordões 0,5" ($P_{\text{útil}} = 7000 \text{ kN}$).

Relativamente aos materiais consideram-se as seguintes características:

- Armadura ordinária (A400): $f_{yd} = 348 \text{ MPa}$;
- Armadura de pré-esforço:
 - $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$;
 - $f_{p0,1k} = 1710 \text{ MPa}$;
 - $f_{pd} = 1487 \text{ MPa}$.
- Betão estrutural (B30): $f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$.

No que diz respeito ao modelo utilizado para análise de esforços na estrutura, simulou-se o tabuleiro segundo elementos de barra e de placa de modo a verificar as condições de segurança da estrutura para os seguintes carregamentos:

- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983):
 - Hipótese 1: veículo tipo de 600 kN com três eixos afastados de 1,50 m, com duas rodas cada afastadas de 2,0 m;
 - Hipótese 2: sobrecarga uniforme de 4,0 kN/m² e sobrecarga linear transversal de 50 kN/m.
- Carregamento militar:
 - Via reservada ao tráfego de veículos militares da classe 100 (afetado de coeficiente dinâmico 1,33);
 - Restantes vias afetadas de sobrecarga uniforme 2,50 kN/m² atuando juntamente com a ação dos veículos tipo de 400 kN e 200 kN previstos no EC1.

As nervuras foram simuladas através de um elemento de barra horizontal, disposto longitudinalmente na localização das anteriores, cujo comprimento diz respeito ao desenvolvimento destas. Estes elementos lineares apresentam uma rigidez própria que representa a rigidez equivalente associada às nervuras constituintes do tabuleiro.

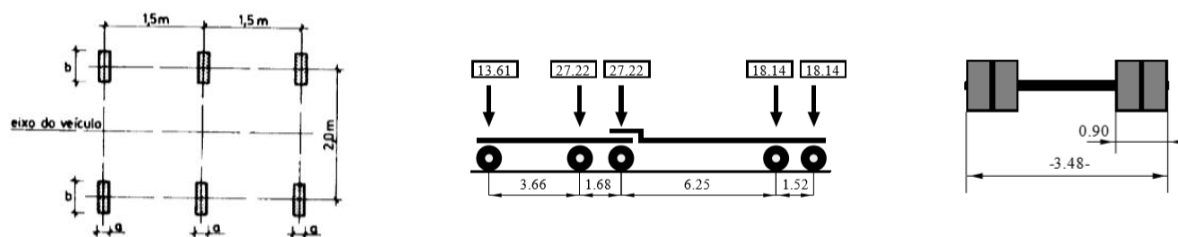


Figura 8.23 - Veículo tipo do Regulamento 1983 (esq.) e veículo tipo militar de rodas da classe 100 (centro e dir.)

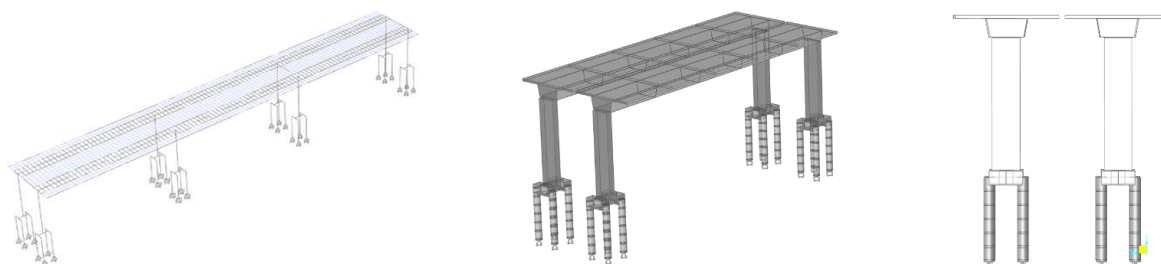


Figura 8.24 - Vista tridimensional dos tramos centrais do viaduto e pormenor de uma secção da estrutura

Na presente avaliação de segurança verificam-se as secções a meio vão e de apoio do tramo central do tabuleiro para os estados limites últimos de flexão e de esforço transversal.

8.4.2 Análise da estrutura do tabuleiro

Por forma a obter os esforços no tabuleiro para a ação das cargas permanentes e sobrecargas em análise consideraram-se diversas disposições de carregamento relativamente às secções de apoio e a meio vão do tramo central, tendo sido realizada uma combinação envolvente cujos esforços foram utilizados para efeitos de verificação da segurança dos elementos estruturais. Considerou-se a sobrecarga uniforme a atuar no tramo central para a avaliação da secção a meio vão e em dois tramos adjacentes para a avaliação da secção de apoio, sendo que a sobrecarga linear transversal e o veículo

tipo foram considerados nos alinhamentos das secções referidas. No que diz respeito ao veículo tipo do Regulamento de 1983, este foi considerado sobre a nervura e na zona central de laje entre nervuras. Relativamente à sobrecarga militar, considerou-se a via de extremidade carregada com o veículo tipo militar de rodas da classe 100 e o restante tabuleiro carregado com sobrecarga uniforme 2,50 kN/m² e com os veículos tipo de 400 kN e 200 kN referentes ao Eurocódigo.

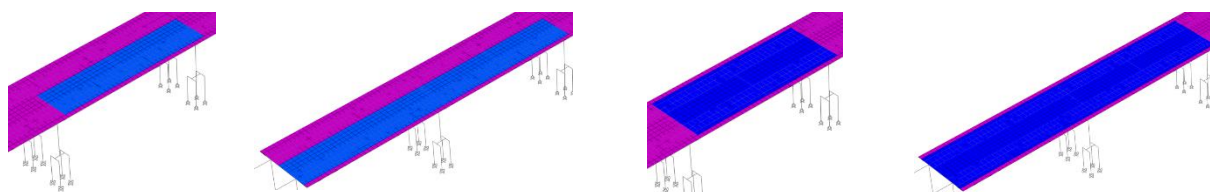


Figura 8.25 - Posições da sobrecarga uniforme para análise das secções de vão e do apoio: sobrecarga militar (2,50 kN/m²) [esq.] e Regulamento 1983 (4,0 kN/m²) [dir.]

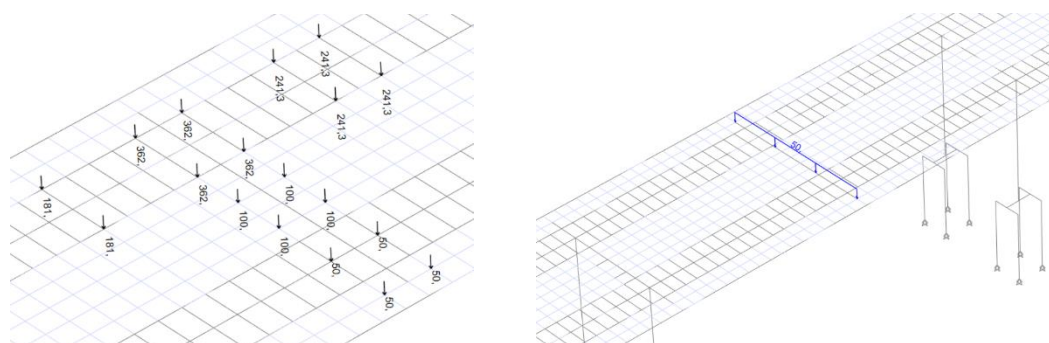


Figura 8.26 - Veículos tipo do carregamento militar (esq.) e sobrecarga linear do Regulamento 1983 (dir.) considerados a meio vão do tramo central do tabuleiro

No alinhamento da secção do apoio consideraram-se posições idênticas aos carregamentos representados na figura anterior. Considerando o momento hiperestático associado ao efeito do pré-esforço da laje na zona do apoio, vem que:

$$M_{PE}^{laje} = 1362,4 \text{ KNm}; M_{PE}^{nervura} = 7960,7 \text{ KNm} \quad (31)$$

Donde,

$$M_{PE}^{total} = 9323,1 \text{ KNm} \quad (32)$$

Logo,

$$M_{isostático} = P \times e = 10000 \times (0,643 - 0,12) + \frac{7000}{2} \times (0,643 - 0,125) = 7043 \text{ KNm} \quad (33)$$

$$M_{hiperestático} = M_{PE} - M_{iso} = 9323,1 - 7043 = 2280,1 \text{ KNm} \quad (34)$$

Apresentam-se seguidamente os esforços de flexão nas secções a meio vão e de apoio do tramo central do tabuleiro para as combinações característica e fundamental de ações, de modo a verificar a segurança do mesmo para as cargas de serviço e para o estado limite último de flexão, respetivamente.

Tabela 8.18 - Esforços de flexão no apoio e a meio vão do tramo central do tabuleiro

		Momento fletor [kNm]		
		Reg. 1983 (VT)	Reg. 1983 (SCU + SCL)	Sobrecarga militar
Combinação característica (rara)	½ vão	11692,6	13780,4	19353,2
	Apoio	-13019,1	-16232	-17243,6
Combinação fundamental	½ vão	15311,5	18443,1	24241,5
	Apoio	-18395,3	-23214,6	-21803,5

Conclui-se que relativamente à sobrecarga do Regulamento de 1983 os esforços máximos dizem respeito à combinação que envolve a sobrecarga uniforme e a sobrecarga linear transversal. Verifica-se que as sobrecargas regulamentares e do carregamento militar induzem esforços na secção do apoio

relativamente semelhantes, sendo que a sobrecarga militar apresenta valores superiores comparativamente com a sobrecarga do Regulamento de 1983 na secção a meio vão. Determinam-se seguidamente os esforços de flexão resistentes relativamente às secções de análise.

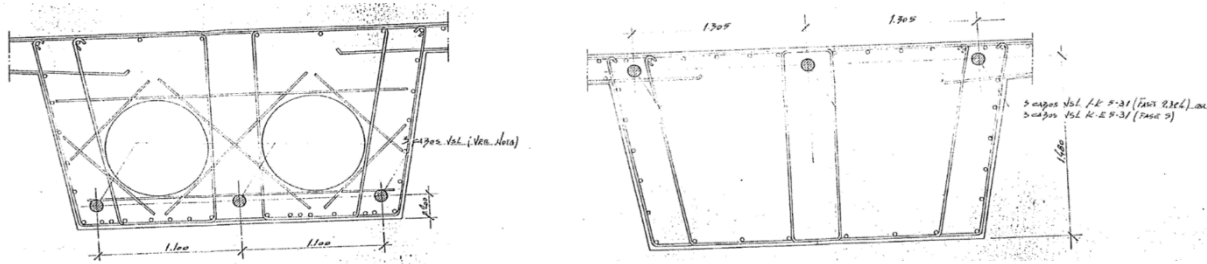


Figura 8.27 – Desenhos de projeto (pré-esforço longitudinal): secção a meio vão (esq.) e secção do apoio (dir.)

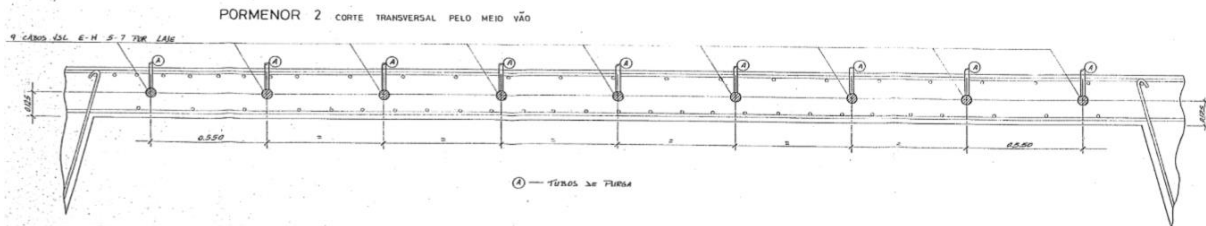


Figura 8.28 - Desenho de projeto: pré-esforço longitudinal da laje entre nervuras (corte transversal)

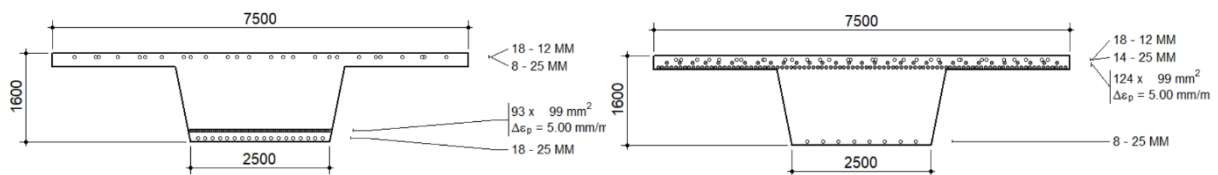


Figura 8.29 - Modelação da secção a meio vão (esq.) e do apoio (dir.) para determinação dos esforços resistentes

Deste modo, resultam os seguintes valores relativamente ao momento fletor resistente:

- Secção a meio vão: $M_{Rd} = 22772 \text{ kNm}$;
- Secção do apoio: $M_{Rd} = -25648 \text{ kNm}$.

Verifica-se que na secção do apoio o momento resistente é superior ao momento atuante e na secção a meio vão o esforço de flexão atuante é superior à respetiva capacidade resistente, pelo que se conclui que a estrutura do tabuleiro não verifica a segurança relativamente ao estado limite último de flexão.

Na tabela seguinte encontram-se os valores relativos ao esforço transversal para os carregamentos considerados:

Tabela 8.19 – Valores máximos e mínimos de esforço transversal no apoio do tramo central do tabuleiro

		Esforço transversal		
		Reg. 1983 (VT)	Reg. 1983 (SCU + SCL)	Sobrecarga militar
Combinação fundamental	V_{min} [kN]	-3654,2	-4085,9	-4985,8
	V_{max} [kN]	3585,8	4170,0	4467,6

Verifica-se que o carregamento militar conduz a valores de esforço transversal atuante superiores relativamente às combinações que envolvem a sobrecarga regulamentar associada ao Regulamento de 1983.

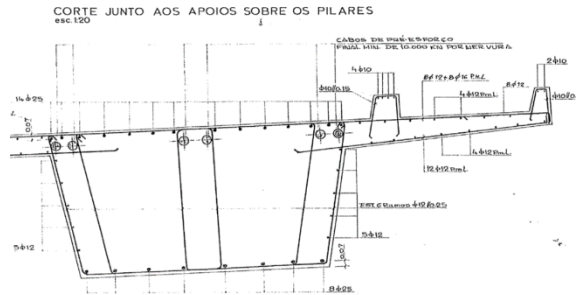


Figura 8.30 - Desenho de projeto: secção transversal da nervura na zona do apoio

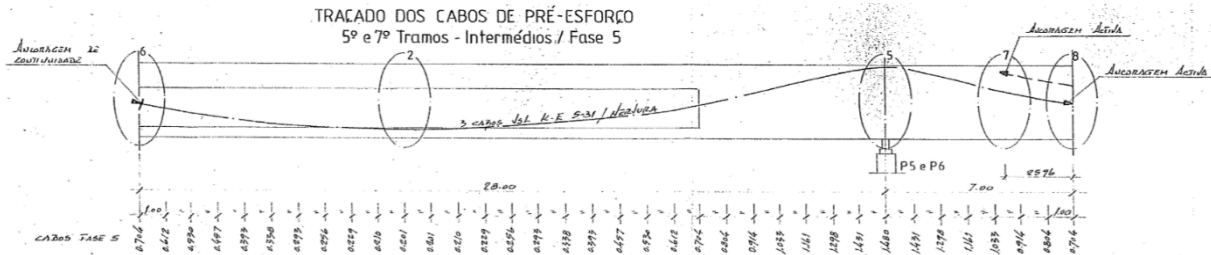


Figura 8.31 - Desenho de projeto: traçado dos cabos de pré-esforço da nervura nos tramos centrais do tabuleiro

A verificação de segurança ao estado limite último de esforço transversal é realizada de acordo com a armadura transversal existente e considerando o pré-esforço do lado da ação.

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \times 0,9 \times d \times \cot \theta \times f_{yd} = 27,16 \times 10^{-4} \times 0,9 \times 1,55 \times 2 \times 348 \times 10^3 = 2637 \text{ KN} \quad (35)$$

$$V_{Rd} \geq V_{Sd} - P \times \tan \alpha \quad (36)$$

Tabela 8.20 - Verificação da armadura transversal na secção do apoio

	$p_{nervura}^{útil}$ [kN]	$tg \alpha = \frac{4f}{L}$	$P \times tg \alpha$ [kN]	$V_{Sd}^{máx}$ [kN]	$V_{Sd} - P \times tg \alpha$ [kN]
Secção do apoio	10000	0,364	3640	4985,8	1345,8

Conclui-se que a segurança relativamente ao esforço transversal encontra-se verificada considerando apenas o efeito do pré-esforço aplicado na nervura do tabuleiro.

Relativamente aos carregamentos correspondentes à combinação rara de ações avalia-se seguidamente a ocorrência de danos no tabuleiro para as cargas de serviço.

Tabela 8.21 - Característica geométricas da secção

$F_{PE}^{nervura}$ [kN]	F_{PE}^{laje} [kN]	A [m ²]	I [m ⁴]	$W_{inf} = I/v_{inf}$ [m ³]	$W_{sup} = I/v_{sup}$ [m ³]	$e_{PE}^{apoio}^{nerv.}$ [m]	$e_{PE}^{vão}^{nerv.}$ [m]	$e_{PE}^{apoio}^{laje}$ [m]
10000	3500	5,62	1,33	1,39	2,07	0,523	0,757	0,518

Considera-se a seguinte expressão no cálculo das tensões atuantes nas fibras inferior e superior:

$$\sigma = -\frac{P}{A} - \frac{P \times e}{W} + \frac{M}{W} \quad (37)$$

Determinam-se os valores de momento atuante que conduzem à descompressão da secção:

$$M_{desc}^{sup} = \left(\frac{10000 + 3500}{5,62} + \frac{10000 \times 0,523 + 3500 \times 0,518}{2,07} \right) \times 2,07 = 12015,4 \text{ KNm} \quad (38)$$

$$M_{desc}^{inf} = \left(\frac{10000}{5,62} + \frac{10000 \times 0,757}{1,39} \right) \times 1,39 = 10043,3 \text{ KNm} \quad (39)$$

Verifica-se que estes valores são inferiores relativamente aos momentos flectores atuantes para as cargas de serviço, pelo que se conclui que os carregamentos correspondentes à combinação rara

de ações induzem tensões de tração nas secções de análise. Calcula-se a tensão nas fibras superior e inferior para a combinação rara relativa ao carregamento militar.

$$\sigma_{sup} = -\frac{10000 + 3500}{5,62} - \frac{10000 \times 0,523 + 3500 \times 0,518}{2,07} + \frac{17243,6}{2,07} = 2,53 \text{ MPa} \quad (40)$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{10000}{5,62} - \frac{10000 \times 0,757}{1,39} + \frac{19353,2}{1,39} = 6,70 \text{ MPa} \quad (41)$$

Admitindo um valor médio da tensão de rotura do betão à tração f_{ctm} correspondente a 2,6 MPa (B30), verifica-se a ocorrência de danos na zona de meio vão do tabuleiro para as cargas de serviço consideradas. Determina-se seguidamente a tensão na armadura ordinária e na armadura de pré-esforço para a sobrecarga militar correspondente às cargas de serviço.

Tabela 8.22 – Tensão nas armaduras ordinária e de pré-esforço para as cargas relativas à combinação rara de ações

	$M_{serv} [KNm]$	$\sigma_s [MPa]$	$\sigma_s^{PE} [MPa]$
Secção do apoio	-17243,6	175,2	1148,7
Secção a meio vão	19353,2	322,4	1277,2

Verifica-se que relativamente ao momento negativo as armaduras apresentam valores de tensão moderados face ao carregamento correspondente, sendo que para momentos positivos o nível de tensão na armadura ordinária apresenta valores significativos, pelo que o carregamento militar induz fendilhação significativa na estrutura.

8.4.3 Conclusões

Tendo por base a avaliação realizada verifica-se que a sobrecarga militar correspondente ao veículo tipo de rodas da classe 100 origina esforços de flexão na secção a meio vão superiores comparativamente com a sobrecarga regulamentar do Regulamento de 1983. No que diz respeito à secção do apoio, refere-se que os momentos fletores máximos para os carregamentos anteriores se apresentam relativamente semelhantes. Contudo, verifica-se que a secção a meio vão do tramo central não satisfaz a segurança relativamente ao estado limite último de flexão. Da avaliação na secção do apoio conclui-se que a sobrecarga militar conduz a valores de esforço transversal mais elevados, apesar de se verificar que esta não apresenta problemas relativamente ao esforço transversal.

Relativamente à análise do tabuleiro para as cargas de serviço, constata-se que o carregamento relativo à combinação característica de ações introduz tensões de tração elevadas nas secções de controlo, pelo que se conclui que ocorrem danos na estrutura para este nível de carregamento, designadamente uma fendilhação significativa. No entanto, tratando-se de uma avaliação relativa à combinação característica de ações, o comportamento estrutural apresentado pode considerar-se aceitável. Deste modo, admite-se que o carregamento militar considerado apresenta valores excessivos de sobrecarga relativamente à capacidade resistente do tabuleiro. Assim sendo, por forma a atenuar a fendilhação na estrutura conclui-se que a circulação rodoviária associada ao tráfego misto deve ser condicionada.

9 Conclusões

9.1 Considerações finais – Discussão de resultados

Um dos objetivos da presente dissertação diz respeito à análise dos diferentes regulamentos utilizados em Portugal nas últimas décadas, designadamente a consideração das respetivas sobrecargas rodoviárias no projeto e dimensionamento de estruturas de pontes. Estudou-se também a relação existente entre as sobrecargas regulamentares associadas a diferentes épocas e a sobrecarga militar relativa a uma utilização mista referente a tráfego normal simultaneamente com circulação militar. Assim, pretendeu-se avaliar as condições de segurança da estrutura do tabuleiro de viadutos com diferentes comprimentos de vão e cujo dimensionamento diz respeito a diferentes regulamentos de ações, de modo a verificar se as sobrecargas utilizadas no respetivo projeto garantem a segurança da estrutura para uma utilização militar, tanto do ponto de vista da resistência à rotura como do correspondente comportamento em serviço.

A importância desta análise encontra-se relacionada com a necessidade de compreender e comparar os efeitos produzidos pelas cargas de dimensionamento nos elementos estruturais de estruturas projetadas segundo diferentes regulamentos de ações, por forma a averiguar o nível de segurança e respetivo comportamento estrutural que estas apresentam face a um cenário de carga correspondente ao tráfego de viaturas militares. Para tal, abordaram-se os seguintes regulamentos:

- Regulamento de Pontes Metálicas (1929/1958);
- Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (1961);
- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983);
- Eurocódigo 1 – Parte 2 (2003);
- STANAG 2021 – Classificação de Carga Militar (2017).

Importa referir que os coeficientes parciais de segurança correspondentes às cargas militares de dimensionamento apresentam-se inferiores relativamente aos das cargas rodoviárias regulamentares, cuja distinção se justifica com base no aumento do nível de risco admitido e, conseqüentemente, uma diminuição da margem de segurança, assim como uma maior distribuição dos veículos tipo militares segundo diversas classes face ao veículo tipo regulamentar previsto nos regulamentos de ações.

Numa primeira análise estudou-se a relação entre os efeitos globais das sobrecargas dos vários regulamentos, avaliadas num modelo de barra, por forma a obter uma comparação de esforço global atuante para comprimentos de vão variáveis. No que diz respeito à sobrecarga militar considerou-se a classe 70 e a classe 100 relativamente ao carregamento associado ao veículo militar de lagartas e de rodas, respetivamente, sendo o primeiro correspondente a uma viatura blindada Leopard 2 A6 e o segundo associado a uma viatura de transporte pesado carregada na sua capacidade máxima. Verificou-se que a sobrecarga do Regulamento de 1929 se apresenta mais desfavorável comparativamente com a sobrecarga prevista nos Regulamentos de 1961 e de 1983, pelo que se admite que as pontes dimensionadas segundo a regulamentação antiga conduzem a estruturas mais robustas do ponto de vista da segurança estrutural. Com base nesta análise preliminar obtém-se uma perspetiva global dos efeitos produzidos pelas diferentes sobrecargas consideradas, da qual se conclui que para vãos reduzidos, até cerca de 20 metros, o respetivo esforço atuante apresenta valores relativamente semelhantes entre os vários regulamentos, sendo que a sobrecarga militar conduz a

esforços globais superiores. No que diz respeito a vãos intermédios e elevados, verificou-se que os esforços produzidos pela sobrecarga militar associada ao veículo militar de lagartas e de rodas se assemelham aos dos regulamentos de 1983 e de 1929, respetivamente, tendo em consideração as respetivas cargas de dimensionamento afetadas pelos coeficientes parciais de segurança correspondentes. Deste modo, conclui-se que as estruturas dimensionadas segundo o Regulamento de 1929 revelam uma menor propensão para apresentar problemas de segurança estrutural relativos ao carregamento militar comparativamente com as pontes cujo projeto se baseou nas sobrecargas previstas nos Regulamentos de 1961 e de 1983. Relativamente à sobrecarga do Eurocódigo 1 refere-se que esta produz esforços globais superiores quando comparados com os efeitos das ações cuja sobrecarga diz respeito ao tráfego militar, pelo que não se revela expectável que as estruturas dimensionadas de acordo com o regulamento de ações mais recente apresentem problemas quando sujeitas ao carregamento militar.

Por forma a validar as conclusões obtidas para a análise global, cujas ilações se adequam à generalidade das estruturas de pontes devido à simplicidade do modelo de barra estudado e à variação do respetivo comprimento de vão, realizou-se uma avaliação de três obras inseridas na autoestrada A1, nas quais o respetivo projeto e construção datam de diferentes períodos e, conseqüentemente, estas baseiam-se em regulamentos de ações igualmente distintos. Deste modo, os casos de estudo analisados dizem respeito às seguintes estruturas:

- Viaduto sobre o rio Trancão (Sacavém, 1959) – tabuleiro em betão armado;
- Viaduto de Alhandra (Vila Franca de Xira, 1960) – tabuleiro em betão armado pré-esforçado;
- Viaduto sobre o rio de Mouros (sublanço Pombal-Condeixa, 1990) - tabuleiro em betão armado pré-esforçado.

Os veículos militares considerados encontram-se associados a classes cujas classificações de carga militar apresentam características médias relativamente a uma utilização comum e expectável adotada pelo Exército Português.

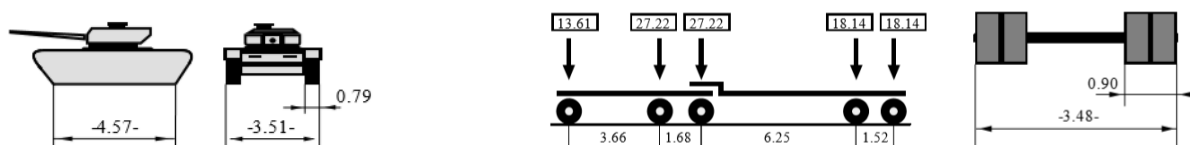


Figura 9.1 - Veículo tipo de lagartas (MLC 70) [esq.] e de rodas (MLC 100) [dir.] [STANAG]

Relativamente ao cenário de carga correspondente ao tráfego misto considerou-se uma via reservada para circulação exclusivamente militar, a qual não se encontra afetada de sobrecargas adicionais, sendo as restantes vias carregadas com os veículos tipo 2 e 3 previstos no EC1-2, juntamente com a sobrecarga uniforme de 2,50 kN/m². Esta definição de carregamento relaciona-se com a intenção de não aplicar sobrecargas excessivas no tabuleiro, admitindo-se, portanto, que em situações de pontes sujeitas a carregamentos militares, a circulação rodoviária se encontra temporariamente condicionada.

No que diz respeito à avaliação de segurança do viaduto de Alhandra (1960) verificou-se que, de uma forma geral, as sobrecargas militares conduzem a esforços superiores nas vigas longitudinais do tabuleiro comparativamente com as sobrecargas dos Regulamentos de 1929 e 1958, cujos esforços

atuantes se apresentam semelhantes. Ainda assim, considerando o efeito do pré-esforço aplicado nas obras de intervenção em 1990, conclui-se que a estrutura verifica a segurança relativamente ao ELU. Refere-se ainda que as cargas de serviço associadas ao carregamento militar não induzem tensões de tração nas vigas do tabuleiro, pelo que se considera uma ausência de danos na estrutura para o nível de solitação correspondente.

Relativamente ao viaduto sobre o rio Trancão (1959), constata-se que nas secções de vão os esforços de flexão induzidos pelo carregamento militar se apresentam superiores quando comparados com as sobrecargas regulamentares, sendo que nas secções de apoio os momentos atuantes correspondentes apresentam valores semelhantes. Esta situação justifica-se com base na diferença registada na tipologia de carga associada ao veículo tipo regulamentar e ao veículo tipo militar, nomeadamente a consideração de rodados ou de lagartas, bem como o comprimento dos mesmos. Considerando os respetivos coeficientes parciais de segurança nas verificações à rotura, regista-se um acréscimo inferior nos valores dos esforços associados às cargas militares, pelo que estes se aproximam dos esforços produzidos pelas sobrecargas dos Regulamentos de 1929 e 1959, sendo que nas secções de vão as sobrecargas militares apresentam-se condicionantes. Deste modo, conclui-se que os elementos estruturais do tabuleiro apresentam uma capacidade resistente que permite verificar a segurança aos esforços de flexão e de esforço transverso.

Com base na avaliação realizada para o viaduto sobre o rio de Mouros (1990) verifica-se que, relativamente à combinação fundamental, o esforço de flexão no apoio apresenta valores semelhantes para o carregamento militar e para a sobrecarga do Regulamento de 1983, sendo que na secção a meio vão o momento atuante relativo à sobrecarga militar apresenta-se superior face à sobrecarga regulamentar. Refere-se ainda que os valores de esforço transverso máximo na zona do apoio apresentam-se superiores relativamente à combinação de ações que envolve a sobrecarga militar. Comparando os valores dos esforços resistentes, determinados através dos desenhos de projeto, com os momentos atuantes correspondentes às secções de análise, conclui-se que a secção de vão não verifica a segurança relativamente ao ELU de flexão. Considerando apenas a armadura transversal e o pré-esforço da nervura, constata-se que o tabuleiro verifica a segurança relativamente à rotura por esforço transverso na zona do apoio. Conclui-se ainda que as cargas de serviço relativas ao carregamento militar induzem tensões de tração elevadas nas secções de controlo, as quais originam uma fendilhação significativa do betão e uma tensão considerável nas armaduras, admitindo-se assim a existência de danos na estrutura. Deste modo, o tráfego militar considerado neste caso de estudo deve encontrar-se condicionado segundo uma circulação controlada e reservada.

Assim, considerando a análise global realizada e tendo por base os resultados obtidos na avaliação de segurança dos casos de estudo abordados, verifica-se que as pontes cujo projeto diz respeito à regulamentação antiga, nomeadamente o Regulamento de Pontes Metálicas (1929), apresentam uma menor tendência para originar problemas de segurança estrutural quando sujeitas a carregamentos militares. Por outro lado, devido à adoção de sobrecargas menos desfavoráveis comparativamente com a regulamentação anterior, as estruturas dimensionadas segundo os regulamentos de ações mais recentes, nomeadamente o Regulamento de 1983, apresentam uma maior tendência para originar problemas de segurança face a uma utilização militar. No que diz respeito

a obras com um comprimento de vão pequeno a intermédio, até cerca de 30 a 40 metros, conclui-se que as várias sobrecargas regulamentares conduzem a esforços relativamente semelhantes, sendo que o carregamento militar induz esforços na estrutura superiores aos anteriores. Para vãos superiores a 40 metros, a sobrecarga associada à circulação dos veículos militares de lagartas e de rodas considerados, nomeadamente da classe 70 e da classe 100, conduz a esforços ligeiramente superiores comparativamente com as sobrecargas rodoviárias dos Regulamentos de 1983 e 1929, respetivamente. Como tal, nas situações para as quais seja previsível que, através de informações relacionadas com a classe dos veículos militares em causa e as características da ponte que os mesmos pretendem atravessar, os esforços atuantes relativos ao carregamento militar sejam idênticos ou superiores aos das sobrecargas utilizadas no dimensionamento da estrutura, o tráfego militar deve ser condicionado ou reservado, por forma a controlar o risco de colapso da estrutura ou evitar a ocorrência de danos permanentes. Nestas situações, a circulação de viaturas militares deve realizar-se a uma velocidade moderada, no centro da faixa de rodagem, devendo encontrar-se apenas um veículo em cada vão estruturalmente independente, sendo que o restante tráfego rodoviário deve ser temporariamente condicionado.

9.2 Desenvolvimentos futuros

Os desenvolvimentos futuros apresentados encontram-se relacionados com assuntos que surgiram com a elaboração da presente dissertação e que, como tal, se consideram pertinentes no âmbito de matérias que envolvam a utilização militar de pontes e viadutos da rede viária nacional, bem como no que diz respeito às tarefas inerentes da responsabilidade da Engenharia Militar. Para o efeito, seguem-se algumas propostas relacionadas com a continuação do presente trabalho:

- Estudo do comportamento de estruturas de pontes para ações militares relativas a situações de acidente;
- Análise dos coeficientes parciais de segurança referentes a sobrecargas militares;
- Avaliação dos restantes elementos estruturais, tais como pilares e fundações;
- Consideração de viaturas militares correspondentes às diferentes classes de carga e realização de uma análise comparativa entre as mesmas;
- Proposta de um sistema de reforço para situações nas quais a verificação de segurança relativamente ao carregamento militar não se encontre satisfeita;
- Estudo de um método expedito para auxiliar a classificação militar de pontes sujeitas a reconhecimentos de itinerários por parte de equipas de Engenharia Militar.

Bibliografia

- [1] Construções em Betão – Nota histórica sobre a sua evolução, Júlio Appleton, IST
- [2] Folhas da Disciplina de Pontes, capítulo 1 – As Obras de Arte, A. J. Reis, 2006, IST
- [3] Folhas da Disciplina de Pontes, capítulo 3 – Ações e Segurança Estrutural, A. J. Reis, 2006, IST
- [4] RETEC, Ourinhos, Penner e Michalszyszyn e Sieiro, Análise do Comportamento Dinâmico de Pontes Relacionado à Evolução Histórica das Estruturas v. 11, n. 1, p. 17-35, jan/jun., 2018
- [5] Pereira, R., Análise Comparativa das Ações do Tráfego Rodoviário Definidas em Diversos Regulamentos Internacionais de Pontes, 2015, ISEP
- [6] Gama, D., Pontes Integrais de Betão, 2012, IST
- [7] Freitas, J. e Abel Henriques, A., Ação do Tráfego Rodoviário em Portugal – Comparação com a regulamentação atual, Encontro Nacional Betão Estrutural, novembro, 2008
- [8] Nunes, M., Dimensionamento de Pontes Rodoviárias de Betão Armado e Pré-Esforçado – Análise da Regulamentação Nacional e Europeia, Dissertação de Mestrado, Universidade Católica Portuguesa – Faculdade de Engenharia, março, 2014
- [9] Costa, A., Reabilitação e Reforço de Estruturas – Avaliação Estrutural de Estruturas Existentes, IST, 2019
- [10] Saraiva, M., Efeitos estruturais das sobrecargas rodoviárias definidas nas normas mais utilizadas pela engenharia portuguesa em tabuleiros de betão de nervura única e em caixão, Tese de Mestrado, FCT-UNL, 2013
- [11] Alves, Manuel Pedro. Modelação de sobrecargas rodoviárias. Estudo comparativo entre diferentes normas. Lisboa, ISEL, 2012.
- [12] Calçada, Rui Artur. Avaliação experimental e numérica de efeitos dinâmicos de cargas de tráfego em Pontes Rodoviárias. Porto, FEUP, 2001.
- [13] Caprani, C. C., O'Brien, E. J., & McLachlan, G. J. (2008). Characteristic traffic load effects from a mixture of loading events on short to medium span bridges
- [14] Dawe, P. (2003). Research perspectives: Traffic loading on highway bridges. London: Thomas Telford
- [15] Decreto-Lei nº99/2005. (2005). Regulamento que fixa os pesos e as dimensões máximos autorizados para os veículos em circulação. Lisboa: Diário da República
- [16] Caprani, C., Enright, B., & O'Brien, E. (2008). Implications of Future Heavier Trucks for Europe's Bridges. Dublin: Dublin Institute of Technology
- [17] European Commission Directorate-General for Energy and Transport. (2009). European Union energy and transport in figures. Bruxelas: Comissão Europeia
- [18] Ghosn, M. (1999). Bridge Safety and reliability. American Society of Civil Engineers
- [19] EC0, NP EN 1990 Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas, 2009, Lisboa
- [20] EC1 – Ações em estruturas, Parte 2: Ações de tráfego em pontes, NP EN 1991-2, 2017

- [21] Caprani, C., Belay, A., & O'Connor, A. (2003). Site specific probabilistic load modelling for bridge reliability analysis. International Conference on Current and Future Trends in Bridge Design, Construction and Maintenance. Shangai
- [22] Wisniewski, D. (2007). Safety formats for the assessment of concrete bridges. Universidade do Minho. Tese de Doutoramento
- [23] Mascarenhas, A. (1978). Segurança e ações em pontes rodoviárias: ações verticais devidas ao tráfego e correspondentes sistemas regulamentares europeus de cargas de cálculo. LNEC, Lisboa
- [24] Projecto de Estruturas – Nova Regulamentação para o Projecto de Estruturas de Betão. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, DECivil, 1999
- [25] Estruturas de Betão – Folhas de apoio às aulas, IST, 2017
- [26] NATO Standard (2017) AEP-3.12.1.5, Military Load Classification of Bridges, Ferries, Rafts and Vehicles, Edition A, Version 1
- [27] Engineer Reconnaissance (2016) ATP 3-34.81/MCWP 3-17.4, Department of the Army
- [28] Military Nonstandard Fixed Bridging (2013) TM 3-34.22, Department of the Army
- [29] Yail J. Kim, Rusmir Tanovic & R. Gordon Wight, Load Configuration and Lateral Distribution of NATO Wheeled Military Trucks for Steel I-Girder Bridges, Journal of Bridge Engineering, 2010
- [30] R. Lenner, M.Keuser & M. Sykora, Safety Concept and Partial Factors for Bridge Assessment under Military Loading, Advances in Military Technology, vol. 9, n. 2, Germany, 2014
- [31] Freitas, J., Ação do Tráfego Rodoviário em Pontes de Betão Armado, Dissertação de Mestrado, FEUP (2008)
- [32] Yail J. Kim, Safety assessment of steel-plate girder bridges subjected to militar load classification, North Dakota State University, USA, 2012
- [33] Regulamento para Projeto, Provas e Vigilância das Pontes Metálicas, 1897
- [34] Regulamento das Pontes Metálicas (1929) Ministério do Comércio e Comunicações, Direção Geral de Estradas, Decreto nº 16:781, 1ª série, número 95
- [35] Instruções para a Aplicação do Regulamento de Pontes Metálicas (1929), Ministério do Comércio e Comunicações, Junta Autónoma de Estradas, Portaria nº 6:405, 1ª série, nº 229
- [36] Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos, Ministério das Obras Públicas, Gabinete do Ministro, decreto nº 41/658, 1ª série, nº 117
- [37] Diário do Governo, Decreto-lei nº 41/584 (1958), Ministério das Obras Públicas, Gabinete do Ministro, 1ª série, nº 75
- [38] Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (1961), Diário do Governo, Decreto nº 44/041, 1ª série, nº 268
- [39] Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983), Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, Decreto-Lei nº 235/83, 1ª série, nº 125
- [40] Teles, F., Estudo sobre as principais características das viaturas táticas ligeiras blindadas para o Exército Português, Relatório Científico Final do Trabalho de Investigação Aplicada, Academia Militar, 2016

- James C. Ray & Yazmin Seda-Sanabria, Technical Commentary on FM3-34.343 “Military Nonstandard Fixed Bridging”, US Army Corps of Engineers, 2002
- [41] S. Robert, W. Przemyslaw & D. Maciej, Conception of military vehicle classification, Military Institute of Armoured and Automative Technology Department of Tanks and Tracked Vehicle, Poland, 2011
- [42] STANAG 2021: Edition 8, Military Load Classification of Bridges, Ferries, Rafts and Vehicles (2017)
- [43] Mendes, P. & Pedro, J., Dimensionamento de Estruturas, Introdução à NP EN 1990, IST, 2017
- [44] Pinto, J., A Engenharia Militar Portuguesa – História, Transformação da Defesa e Interesse Nacional, ISCTE, AM, Lisboa, 2008
- [45] Pereira, R., Comportamento estrutural de pontes logísticas do tipo Mabey do Exército Português, IST, AM, Lisboa, 2015
- [46] Ladeiras, R., Ponte militar Mabey & Johnson – Avaliação estrutural da capacidade para cenários de acidente, IST, AM, Lisboa, 2017
- [47] A. Costa, J. Appleton, A2P, Reabilitação do viaduto de Alhandra na A1, Encontro nacional betão estrutural, 2004
- [48]

Páginas Web:

- [a] www.thinkdefence.co.uk/2011/12/uk-military-bridging-load-classification (12/03/2020)
- [b] www.globalsecurity.org/military/library/policy/army/fm/3-34-343/appb.htm (17/04/2020)

ANEXO A

Características dos veículos tipo utilizados no sistema MLC segundo o STANAG 2021:

1	2	3	4	5	6	7	
MLC	Tracked Vehicles	Wheeled Vehicles					
		Axle Load [Tonnes] and Spacing [m]	Maximum Single Axle Load	Tyre Load and nominal Ground Contact Width [m]	Axle Load and nominal Ground Contact Length [m]	Axle Wheel Spacing and nominal Ground Contact Width [m] (1)	
50	<p>45.36 Tonnes</p>	<p>52.62 Tonnes</p>	<p>18.14 Tonnes</p>	<p>9.07 Tonnes</p>	<p>18.14 Tonnes</p>	<p>0.40</p> <p>2.45</p>	
60	<p>54.43 Tonnes</p>	<p>63.50 Tonnes</p>	<p>20.86 Tonnes</p>	<p>9.07 Tonnes</p>	<p>20.86 Tonnes</p>	<p>0.60</p> <p>2.98</p>	
70	<p>63.50 Tonnes</p>	<p>73.02 Tonnes</p>	<p>23.13 Tonnes</p>	<p>9.07 Tonnes</p>	<p>23.13 Tonnes</p>	<p>0.66</p> <p>2.98</p>	
80	<p>72.58 Tonnes</p>	<p>83.45 Tonnes</p>	<p>25.40 Tonnes</p>	<p>9.07 Tonnes</p>	<p>25.40 Tonnes</p>	<p>0.72</p> <p>2.98</p>	

1	2	3	4	5	6	7	
MLC	Tracked Vehicles	Wheeled Vehicles					
		Axle Load [Tonnes] and Spacing [m]	Maximum Single Axle Load	Tyre Load and nominal Ground Contact Width [m]	Axle Load and nominal Ground Contact Length [m]	Axle Wheel Spacing and nominal Ground Contact Width [m] (1)	
90	<p>81.65 Tonnes</p>	<p>93.89 Tonnes</p>	<p>29.21 Tonnes</p>	<p>9.07 Tonnes</p>	<p>27.21 Tonnes</p>	<p>0.80</p> <p>2.98</p>	
100	<p>90.72 Tonnes</p>	<p>104.33 Tonnes</p>	<p>29.03 Tonnes</p>	<p>9.07 Tonnes</p>	<p>29.03 Tonnes</p>	<p>0.90</p> <p>3.48</p>	
120	<p>108.86 Tonnes</p>	<p>125.19 Tonnes</p>	<p>32.66 Tonnes</p>	<p>9.07 Tonnes</p>	<p>32.66 Tonnes</p>	<p>1.00</p> <p>3.48</p>	
150	<p>136.08 Tonnes</p>	<p>154.22 Tonnes</p>	<p>38.10 Tonnes</p>	<p>9.52 Tonnes</p>	<p>38.10 Tonnes</p>	<p>1.00</p> <p>3.48</p>	

Características complementares dos veículos tipo:

Vehicle	MLC	Height of centre of gravity	Side wind surface	Height of centre of pressure
		(m)	(m ²)	(m)
tracked	4	1.02	7.32	1.18
	8	1.05	8.23	1.20
	12	1.07	9.13	1.23
	16	1.09	10.04	1.25
	20	1.12	10.94	1.28
	24	1.14	11.85	1.30
	30	1.18	13.33	1.34
	40	1.24	15.47	1.40
	50	1.30	17.74	1.47
	60	1.36	20	1.53
	70	1.42	22.26	1.59
	80	1.48	24.53	1.65
	90	1.54	26.79	1.72
	100	1.60	29.06	1.78
	120	1.72	33.59	1.90
150	1.90	40.45	2.09	
wheeled	4	2.40	6.12	2.20
	8	2.40	12.24	2.20
	12	2.40	20.24	2.20
	16	2.40	25.17	2.20
	20	2.40	32.66	2.20
	24	2.40	38.10	2.20
	30	2.40	45	2.20
	40	2.40	45	2,20
	50	2.40	45	2.20
	60	2.40	45	2.20
	70	2.20	45	2.20
	80	2.00	45	2.20
	90	2.00	45	2.20
	100	2.00	45	2.20
	120	2.00	45	2.20
150	2.00	45	2.20	

ANEXO B

Valores correspondentes ao momento fletor unitário (kN) para veículos militares de rodas:

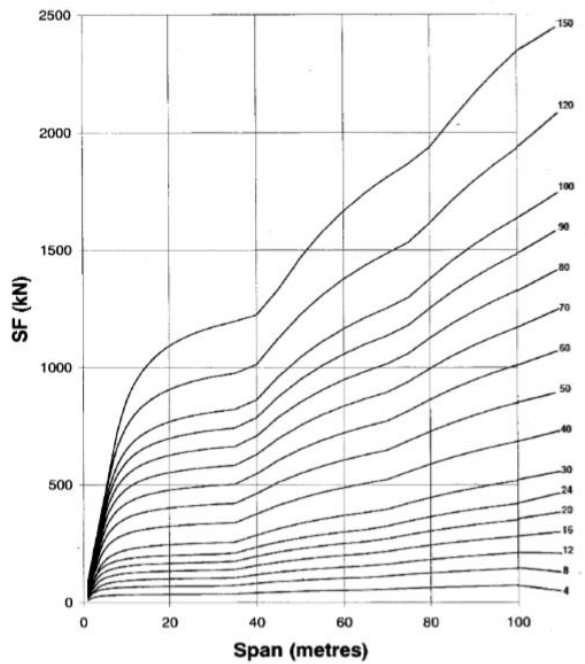
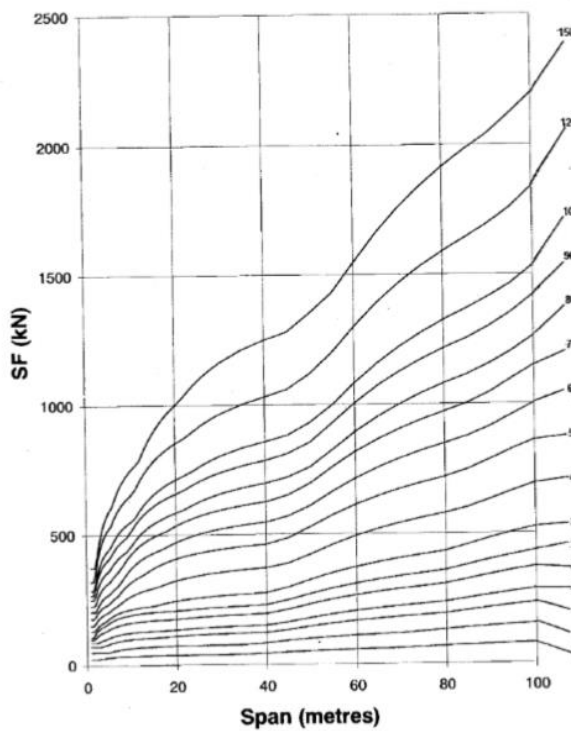
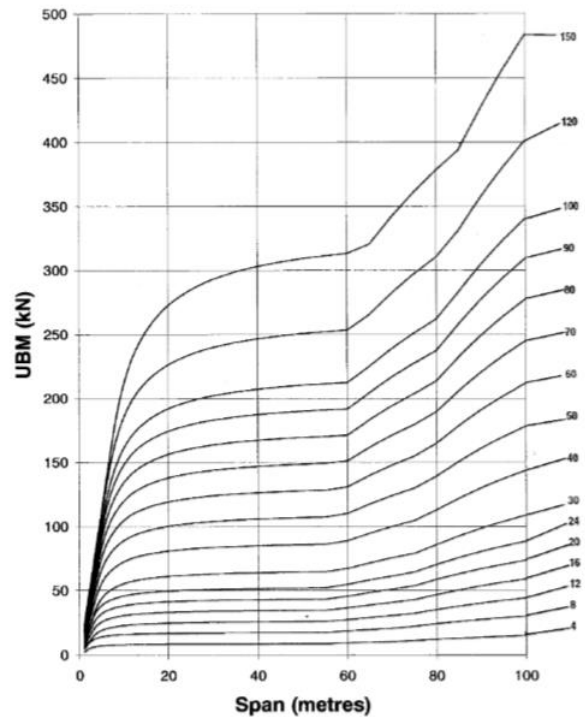
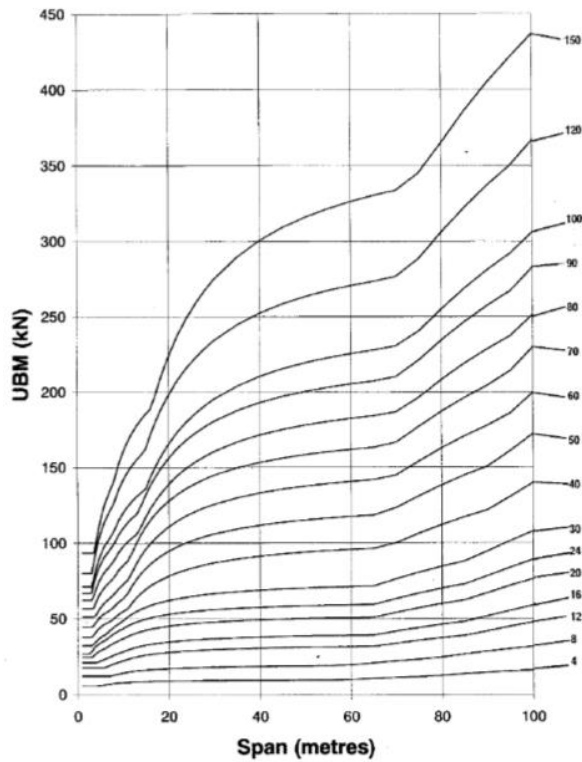
		MLC															
		4	8	12	16	20	24	30	40	50	60	70	80	90	100	120	150
SPAN (METRES)	1	5,57	12,24	17,81	21,14	24,48	26,71	32,25	37,82	44,49	51,16	56,73	62,29	66,73	71,20	80,10	93,44
	1,5	5,57	12,24	17,81	21,14	24,48	26,71	32,25	37,82	44,49	51,16	56,73	62,29	66,73	71,20	80,10	93,44
	2	5,57	12,24	17,81	21,14	24,48	26,71	32,25	37,82	44,49	51,16	56,73	62,29	66,73	71,20	80,10	93,44
	2,5	5,57	12,24	17,81	21,14	24,48	26,71	32,25	37,82	44,49	51,16	56,73	62,29	66,73	71,20	80,10	93,44
	3	5,57	12,24	17,81	21,14	24,48	28,24	32,25	37,82	44,49	51,16	56,73	62,29	66,97	71,20	80,10	93,44
	3,5	5,57	12,24	17,81	21,14	25,78	30,33	33,38	39,43	45,52	51,16	57,27	65,44	73,62	77,12	87,39	93,44
	4	5,60	12,24	17,81	21,14	27,16	31,95	35,16	41,54	47,95	52,55	61,31	70,06	78,81	83,33	95,29	100,61
	4,5	5,83	12,24	17,81	21,63	28,26	33,25	36,58	43,21	49,89	55,33	64,54	73,76	82,98	88,32	101,67	108,89
	5	6,01	12,24	17,81	22,31	29,15	34,30	37,74	44,58	51,46	57,60	67,19	76,79	86,38	92,42	106,93	115,75
	5,5	6,32	12,24	17,81	22,88	29,89	35,17	38,70	45,71	52,77	59,49	69,40	79,31	89,22	95,85	111,33	121,51
	6	6,63	12,24	17,97	23,35	30,52	35,90	39,50	46,67	53,87	61,09	71,27	81,44	91,62	98,75	115,06	126,43
	7	7,12	12,24	19,28	24,76	32,38	38,18	42,17	48,19	55,63	63,65	74,25	84,85	95,46	103,39	121,05	134,34
	8	7,48	13,01	20,48	26,11	34,17	40,36	44,69	50,44	58,20	66,40	77,70	88,80	99,89	108,32	126,96	141,31
	9	7,76	13,77	21,42	27,17	35,56	42,06	46,64	52,98	61,12	69,90	82,04	93,76	105,47	114,83	135,10	151,81
	10	7,99	14,39	22,33	28,29	36,99	43,67	48,89	55,01	63,46	72,70	85,51	97,73	109,94	120,04	141,61	160,21
	11	8,18	14,90	23,33	29,45	38,47	45,35	51,29	56,81	66,89	75,81	88,35	100,98	113,60	124,29	146,95	167,08
	12	8,33	15,32	24,16	30,42	39,70	46,76	53,30	60,78	72,03	81,25	93,97	103,69	116,64	127,84	151,39	172,81
	13	8,46	15,67	24,87	31,24	40,75	47,95	55,00	64,14	76,39	86,91	100,47	105,98	119,22	130,85	155,15	177,66
	14	8,57	15,98	25,47	31,94	41,64	48,97	56,45	67,02	80,12	91,77	106,05	111,02	124,90	133,42	158,37	181,81
	15	8,67	16,25	26,00	32,55	42,42	49,85	57,72	69,52	83,36	95,99	110,89	117,19	131,84	135,92	162,44	185,41
	16	8,76	16,48	26,46	33,09	43,10	50,63	58,83	71,70	86,20	99,69	115,13	122,59	137,92	143,30	171,36	188,57
	17	8,83	16,69	26,86	33,56	43,71	51,31	59,81	73,63	88,71	102,96	118,87	127,36	143,29	149,83	179,25	197,06
	18	8,90	16,87	27,22	33,98	44,24	51,92	60,68	75,35	90,94	105,86	122,19	131,61	148,07	155,64	186,27	206,95
	19	8,96	17,04	27,55	34,36	44,72	52,47	61,46	76,88	92,94	108,47	125,17	135,42	152,35	160,85	192,56	215,82
	20	9,01	17,18	27,84	34,70	45,15	52,96	62,17	78,26	94,73	110,81	127,86	138,85	156,21	165,54	198,22	223,81
	22	9,10	17,44	28,34	35,28	45,90	53,80	63,38	80,65	97,84	114,87	132,49	144,78	162,89	173,67	208,02	237,65
	24	9,18	17,65	28,76	35,77	46,52	54,51	64,40	82,64	100,43	118,25	136,36	149,73	168,46	180,45	216,21	249,21
	26	9,25	17,83	29,11	36,19	47,05	55,11	65,26	84,32	102,63	121,12	139,64	153,93	173,18	186,20	223,14	259,02
	28	9,30	17,99	29,42	36,54	47,50	55,62	66,00	85,77	104,51	123,58	142,44	157,53	177,23	191,13	229,09	267,44
	30	9,35	18,12	29,68	36,85	47,89	56,06	66,63	87,02	106,14	125,71	144,88	160,65	180,74	195,41	234,25	274,75
35	9,45	18,39	30,21	37,47	48,67	56,95	67,92	89,52	109,40	129,98	149,75	166,90	187,78	203,99	244,59	289,40	
40	9,52	18,59	30,60	37,93	49,26	57,62	68,88	91,40	111,85	133,19	153,41	171,60	193,06	210,44	252,35	300,42	
45	9,58	18,75	30,91	38,29	49,72	58,14	69,63	92,86	113,76	135,68	156,26	175,26	197,18	215,46	258,40	309,00	
50	9,62	18,88	31,16	38,58	50,09	58,55	70,22	94,03	115,29	137,68	158,53	178,19	200,48	219,48	263,24	315,88	
55	9,66	18,98	31,36	38,81	50,39	58,89	70,72	94,98	116,54	139,32	160,40	180,59	203,18	222,77	267,21	321,52	
60	10,03	19,52	31,53	39,01	50,64	59,18	71,12	95,78	117,58	140,68	161,95	182,59	205,43	225,52	270,52	326,22	
65	10,70	20,91	31,74	39,24	50,93	59,52	71,66	96,45	118,46	141,84	163,27	184,28	207,33	227,85	273,32	330,20	
70	11,29	22,12	33,81	41,81	54,25	63,41	76,46	100,27	123,52	144,98	166,74	186,90	210,28	230,74	276,53	333,62	
75	11,81	23,19	35,72	44,15	57,28	66,95	80,79	106,57	131,30	154,26	177,32	196,64	221,23	240,47	288,40	345,05	
80	12,71	24,54	37,42	46,24	59,99	70,11	84,66	112,23	138,46	163,01	187,35	208,43	234,51	255,00	305,84	364,88	
85	13,73	26,63	38,95	48,12	62,43	72,95	88,13	117,31	144,93	170,84	196,34	219,01	246,41	268,53	322,10	385,63	
90	14,64	28,48	41,89	51,76	67,15	78,41	94,72	121,93	150,74	177,90	204,44	228,54	257,13	280,73	336,74	404,31	
95	15,45	30,14	44,96	55,54	72,04	84,12	101,68	130,88	161,15	186,09	214,10	237,18	266,85	291,77	350,00	421,22	
100	16,18	31,64	47,72	58,94	76,45	89,25	107,94	140,02	172,45	199,86	229,92	251,29	282,73	306,04	366,96	437,06	

Valores correspondentes ao momento fletor unitário (kN) para veículos militares de lagartas:

		MLC															
		4	8	12	16	20	24	30	40	50	60	70	80	90	100	120	150
SPAN (METRES)	1	2,43	4,50	4,87	6,49	8,12	9,74	9,96	12,16	14,05	15,63	17,04	18,24	19,33	20,26	21,88	22,80
	1,5	3,65	6,74	7,30	9,74	12,18	14,61	14,95	18,24	21,07	23,45	25,56	27,36	28,99	30,40	32,83	34,19
	2	4,83	8,99	9,74	12,99	16,24	19,49	19,93	24,32	28,09	31,26	34,08	36,48	38,66	40,53	43,77	45,59
	2,5	5,64	10,75	12,17	16,23	20,30	24,36	24,91	30,40	35,12	39,08	42,60	45,90	48,32	50,66	54,71	56,99
	3	6,19	11,93	14,50	19,34	24,17	29,01	29,89	36,48	42,14	46,89	51,12	54,71	57,99	60,79	65,65	68,39
	3,5	6,58	12,77	16,24	21,06	27,07	32,49	34,81	42,56	49,16	54,71	59,64	63,83	67,65	70,92	76,59	79,79
	4	6,87	13,40	17,54	23,40	29,25	35,11	38,80	48,28	56,18	62,52	68,16	72,95	77,32	81,05	87,53	91,19
	4,5	7,09	13,89	18,56	24,75	30,94	37,14	41,91	52,81	62,30	70,16	76,67	82,07	86,98	91,19	98,48	102,58
	5	7,27	14,28	19,37	25,84	32,30	38,76	44,39	56,43	67,19	76,49	84,56	91,14	96,84	101,32	109,42	113,98
	5,5	7,42	14,60	20,04	26,72	33,41	40,09	46,43	59,39	71,20	81,67	91,03	99,03	105,95	111,45	120,36	125,38
	6	7,55	14,87	20,59	27,46	34,33	41,20	48,12	61,86	74,53	85,99	96,43	105,62	113,81	120,70	131,30	136,78
	7	7,74	15,29	21,46	28,62	35,78	42,94	50,78	65,73	79,78	92,78	104,90	115,96	126,16	135,24	150,85	159,57
	8	7,88	15,60	22,11	29,49	36,87	44,25	52,78	68,64	83,71	97,87	111,25	123,71	135,42	146,15	165,19	181,05
	9	8,00	15,85	22,62	30,17	37,72	45,26	54,33	70,90	86,77	101,82	116,20	129,74	142,62	154,83	176,50	198,02
	10	8,09	16,04	23,03	30,71	38,39	46,08	55,58	72,71	89,22	104,99	120,15	134,57	148,38	161,42	185,55	211,59
	11	8,16	16,20	23,36	31,15	38,95	46,74	56,59	74,20	91,22	107,58	123,38	138,52	153,10	166,97	192,95	222,69
	12	8,22	16,34	23,64	31,52	39,41	47,30	57,44	75,43	92,89	109,74	126,08	141,81	157,03	171,60	199,12	231,95
	13	8,28	16,45	23,87	31,84	39,80	47,76	58,16	76,47	94,30	111,57	128,36	144,59	160,35	175,51	204,34	239,78
	14	8,32	16,55	24,07	32,10	40,14	48,17	58,77	77,37	95,51	113,13	130,32	146,98	163,20	178,87	208,82	246,49
	15	8,36	16,63	24,25	32,34	40,43	48,52	59,30	78,14	96,56	114,49	132,01	149,05	165,67	181,78	212,09	252,31
16	8,39	16,70	24,40	32,54	40,68	48,82	59,77	78,82	97,48	115,68	133,49	150,86	167,83	184,32	216,09	257,39	
17	8,42	16,77	24,53	32,72	40,90	49,09	60,18	79,42	98,29	116,73	134,80	152,45	169,74	186,57	219,08	261,89	
18	8,45	16,83	24,65	32,88	41,10	49,33	60,55	79,95	99,01	117,66	135,96	153,87	171,43	188,56	221,74	265,88	
19	8,47	16,88	24,76	33,02	41,28	49,54	60,87	80,43	99,85	118,49	137,01	155,14	172,95	190,35	224,12	269,45	
20	8,50	16,92	24,86	33,15	41,44	49,73	61,17	80,86	100,23	119,24	137,94	156,29	174,32	191,95	226,27	272,66	
22	8,53	17,00	25,02	33,37	41,72	50,07	61,67	81,60	101,23	120,54	139,56	158,26	176,67	194,73	229,97	278,22	
24	8,56	17,07	25,16	33,55	41,95	50,34	62,10	82,22	102,07	121,62	140,91	159,91	178,84	197,04	233,05	282,84	
26	8,59	17,13	25,28	33,71	42,14	50,58	62,46	82,74	102,77	122,53	142,05	161,30	180,30	199,00	235,66	286,76	
28	8,61	17,18	25,38	33,85	42,31	50,78	62,76	83,18	103,38	123,31	143,03	162,49	181,72	200,68	237,90	290,11	
30	8,63	17,22	25,47	33,98	42,46	50,95	63,03	83,57	103,90	123,99	143,87	163,53	182,96	202,13	239,84	293,02	
35	8,67	17,30	25,64	34,19	42,75	51,30	63,56	84,35	104,95	125,35	145,57	165,59	185,43	205,04	243,71	298,84	
40	8,70	17,36	25,77	34,37	42,97	51,56	63,96	84,93	105,74	126,37	146,84	167,14	187,28	207,22	246,62	303,20	
45	8,72	17,41	25,87	34,50	43,13	51,77	64,27	85,38	106,35	127,16	147,83	168,35	188,72	208,92	248,88	306,59	
50	8,74	17,45	25,95	34,61	43,27	51,93	64,52	85,74	106,84	127,79	148,62	169,32	189,87	210,28	250,69	309,31	
55	8,76	17,49	26,02	34,70	43,38	52,06	64,72	86,04	107,24	128,31	149,26	170,11	190,82	211,39	252,17	311,53	
60	9,40	18,71	27,41	36,56	45,71	54,85	67,33	88,91	110,10	130,83	151,20	171,12	191,60	212,31	253,41	313,38	
65	9,96	19,84	29,14	38,87	48,59	58,31	71,73	94,84	117,58	139,90	161,86	183,42	204,61	225,35	265,73	320,51	
70	10,45	20,83	30,66	40,89	51,12	61,35	75,61	100,05	124,16	147,86	171,24	194,23	216,88	239,11	282,54	342,23	
75	11,25	22,34	32,26	43,02	53,78	64,55	79,03	104,67	129,98	154,91	179,54	203,81	227,75	251,30	297,42	361,47	
80	12,22	24,28	35,25	47,00	58,78	70,52	85,89	112,95	139,31	164,84	189,67	213,69	237,43	262,16	310,68	378,62	
85	13,07	25,99	37,88	50,52	63,16	75,80	92,62	122,02	150,74	178,70	208,00	232,53	258,41	283,47	331,53	394,00	
90	13,83	27,52	40,22	53,64	67,06	80,48	98,60	130,07	160,91	191,02	220,51	249,28	277,43	304,80	357,60	426,66	
95	14,50	28,88	42,32	56,44	70,56	84,68	103,95	137,28	170,01	202,04	233,49	264,27	294,45	323,89	380,94	456,90	
100	15,11	30,11	44,21	58,96	73,70	88,45	108,76	143,76	178,19	211,96	245,18	277,76	309,76	341,07	401,94	484,12	

ANEXO C

Valores correspondentes ao momento fletor unitário, UBM^{19} , e esforço transverso, SF^{20} , para veículos militares de rodas (esq.) e de lagartas (dir.):

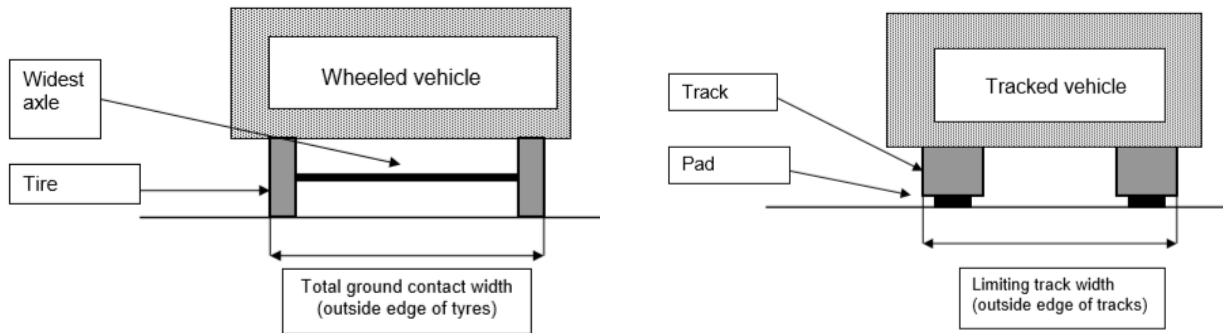


¹⁹ Unit Bending Moment.

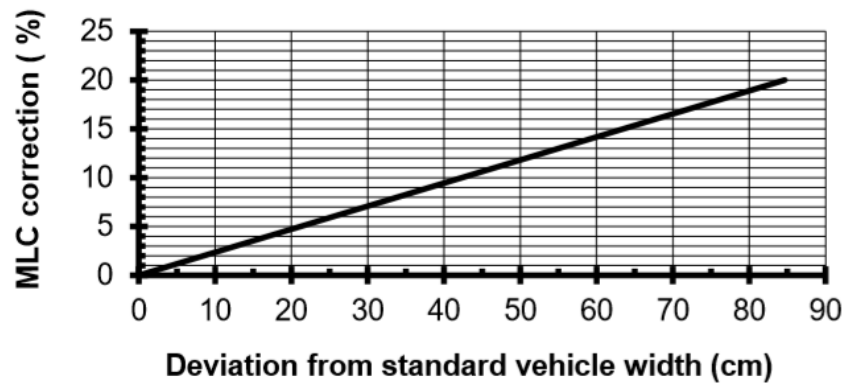
²⁰ Shear Force.

ANEXO D

Correção do sistema MLC para viaturas com largura inferior à do veículo tipo militar correspondente:



Width correction factor



ANEXO E

Exemplos de aplicação do sistema de classificação de carga militar (MLC):

Combined wheeled vehicle: US Heavy Equipment Transport System
(Tractor M 1070 + semi-trailer M 1000)



Data

Axle loads : 9.389 t (forward axle), 10.384 t, 9.768 t, 9.045 t, 12.773 t,
12.519 t, 12.519 t, 14.016 t, 13.925 t (rear axle)
Spacing : 3.962 m, 1.537 m, 1.549 m, 4.547 m, 1.842 m, 1.829 m, 1.829 m,
1.842 m
Width : 3.66 m

Calculation

Uncorrected MLC = 95.583
determined by shear force
for the span 40 m

Corrected MLC = 95.583
Rounded to 96

→ MLC = 96

Tracked vehicle: German LEOPARD 2 A5



Data

Mass : 59.83 t
Track length : 4.93 m
Width : 3.42 m

Calculation

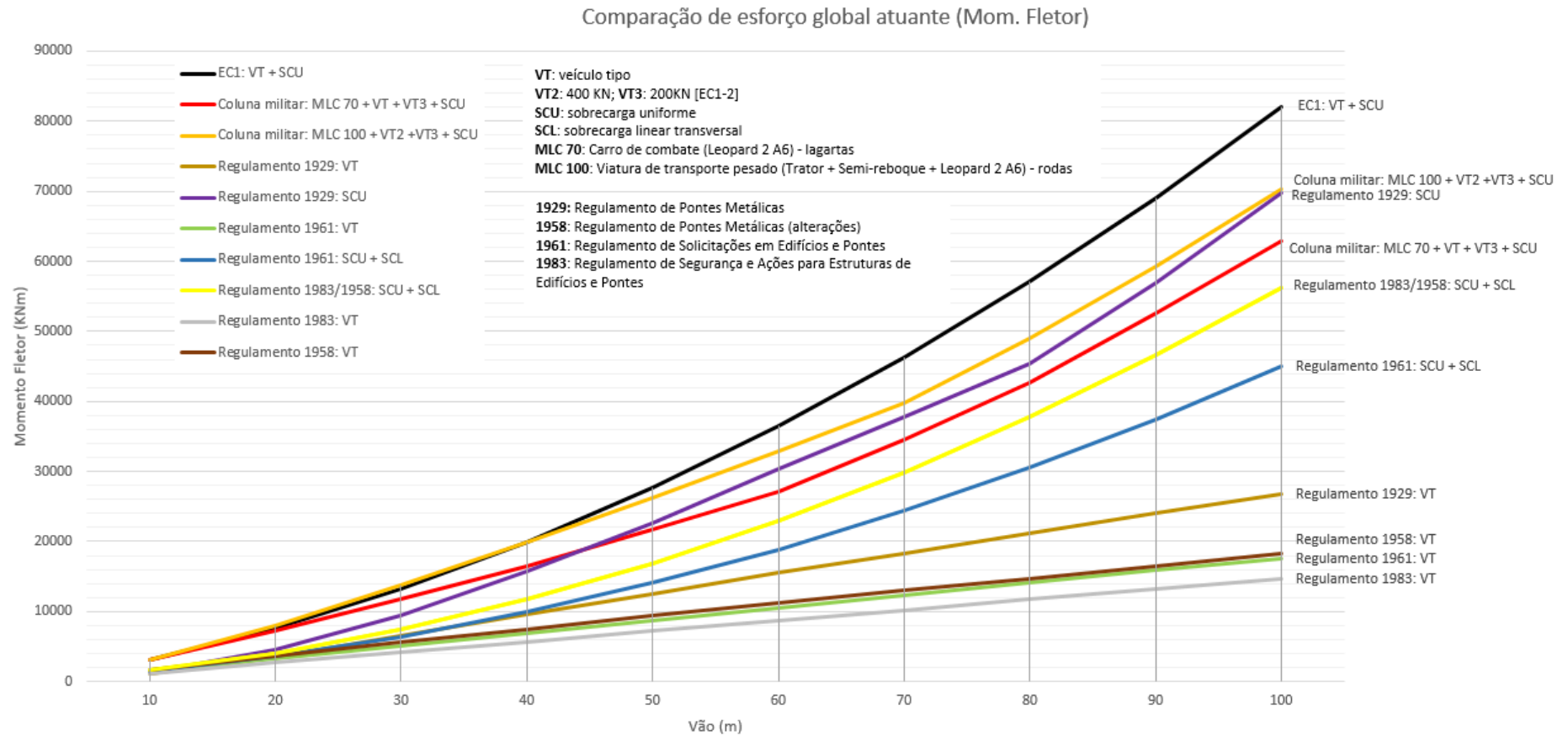
Uncorrected MLC = 65.654
Determined by unit bending moment
For the span of 55 m

Corrected MLC = 65.971
Rounded to 66

→ MLC = 66

ANEXO F

Gráfico comparativo de esforço global relativamente a diferentes regulamentos de ações:



ANEXO G

Esforços envolventes nas vigas longitudinais e carlingas para a combinação característica de ações
(viaduto de Alhandra):

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	StepType	M3
Text	m	Text	Text	kN-m
V1-1	0	COMB RARA	Max	1085,1717
V1-1	3,6	COMB RARA	Max	797,2194
V1-1	0	COMB RARA	Min	725,1317
V1-1	3,6	COMB RARA	Min	690,4144
V1-2	0	COMB RARA	Max	796,7371
V1-2	3,7	COMB RARA	Max	-2,2916
V1-2	0	COMB RARA	Min	692,7541
V1-2	3,7	COMB RARA	Min	-16,772
V2-1	0	COMB RARA	Max	1049,7693
V2-1	3,6	COMB RARA	Max	786,0407
V2-1	0	COMB RARA	Min	685,94
V2-1	3,6	COMB RARA	Min	667,6618
V2-2	0	COMB RARA	Max	780,2025
V2-2	3,7	COMB RARA	Max	4,6539
V2-2	0	COMB RARA	Min	662,589
V2-2	3,7	COMB RARA	Min	-1,7187
V3-1	0	COMB RARA	Max	1054,2653
V3-1	3,6	COMB RARA	Max	809,7507
V3-1	0	COMB RARA	Min	653,8141
V3-1	3,6	COMB RARA	Min	665,1348
V3-2	0	COMB RARA	Max	804,0373
V3-2	3,7	COMB RARA	Max	16,8269
V3-2	0	COMB RARA	Min	662,0814
V3-2	3,7	COMB RARA	Min	3,324
V4-1	0	COMB RARA	Max	986,9484
V4-1	3,6	COMB RARA	Max	753,2075
V4-1	0	COMB RARA	Min	615,7002
V4-1	3,6	COMB RARA	Min	594,3336
V4-2	0	COMB RARA	Max	750,7035
V4-2	3,7	COMB RARA	Max	3,3288
V4-2	0	COMB RARA	Min	589,7454
V4-2	3,7	COMB RARA	Min	-7,5218
V5-1	0	COMB RARA	Max	971,7522
V5-1	3,6	COMB RARA	Max	745,5083
V5-1	0	COMB RARA	Min	600,8029

V5-1	3,6	COMB RARA	Min	564,4316
V5-2	0	COMB RARA	Max	744,9349
V5-2	3,7	COMB RARA	Max	11,9341
V5-2	0	COMB RARA	Min	561,4231
V5-2	3,7	COMB RARA	Min	2,4654
V6-1	0	COMB RARA	Max	897,7549
V6-1	3,6	COMB RARA	Max	682,8786
V6-1	0	COMB RARA	Min	580,0096
V6-1	3,6	COMB RARA	Min	505,5257
V6-2	0	COMB RARA	Max	678,581
V6-2	3,7	COMB RARA	Max	6,0309
V6-2	0	COMB RARA	Min	501,4762
V6-2	3,7	COMB RARA	Min	3,887
V7-1	0	COMB RARA	Max	849,405
V7-1	3,6	COMB RARA	Max	643,4397
V7-1	0	COMB RARA	Min	557,5957
V7-1	3,6	COMB RARA	Min	472,6545
V7-2	0	COMB RARA	Max	640,7337
V7-2	3,7	COMB RARA	Max	11,6408
V7-2	0	COMB RARA	Min	469,5967
V7-2	3,7	COMB RARA	Min	5,6231
V8-1	0	COMB RARA	Max	784,6579
V8-1	3,6	COMB RARA	Max	591,8591
V8-1	0	COMB RARA	Min	535,5067
V8-1	3,6	COMB RARA	Min	440,4466
V8-2	0	COMB RARA	Max	590,0813
V8-2	3,7	COMB RARA	Max	10,597
V8-2	0	COMB RARA	Min	437,2846
V8-2	3,7	COMB RARA	Min	9,0736
V9-1	0	COMB RARA	Max	713,9764
V9-1	3,6	COMB RARA	Max	535,8865
V9-1	0	COMB RARA	Min	509,3808
V9-1	3,6	COMB RARA	Min	406,163
V9-2	0	COMB RARA	Max	531,4458
V9-2	3,7	COMB RARA	Max	30,7333
V9-2	0	COMB RARA	Min	402,0493
V9-2	3,7	COMB RARA	Min	17,8666
Carl -1	0	COMB RARA	Max	13,7057

Carl -1	1,44	COMB RARA	Max	51,332	Carl -3	1,44	COMB RARA	Max	-5,2339
Carl -1	2,88	COMB RARA	Max	14,9314	Carl -3	1,92	COMB RARA	Max	0,3038
Carl -1	4,32	COMB RARA	Max	119,4021	Carl -3	1,92	COMB RARA	Max	0,3575
Carl -1	5,76	COMB RARA	Max	72,0563	Carl -3	2,4	COMB RARA	Max	2,0563
Carl -1	7,2	COMB RARA	Max	46,9887	Carl -3	2,4	COMB RARA	Max	2,0673
Carl -1	8,64	COMB RARA	Max	0,5783	Carl -3	2,88	COMB RARA	Max	-0,0527
Carl -1	10,08	COMB RARA	Max	-5,7628	Carl -3	2,88	COMB RARA	Max	-2,4313
Carl -1	11,52	COMB RARA	Max	5,9346	Carl -3	3,36	COMB RARA	Max	8,3699
Carl -1	0	COMB RARA	Min	1,6628	Carl -3	3,36	COMB RARA	Max	8,6443
Carl -1	1,44	COMB RARA	Min	-9,3845	Carl -3	3,84	COMB RARA	Max	15,5901
Carl -1	2,88	COMB RARA	Min	-13,8417	Carl -3	3,84	COMB RARA	Max	15,3862
Carl -1	4,32	COMB RARA	Min	-11,1093	Carl -3	4,32	COMB RARA	Max	1,3786
Carl -1	5,76	COMB RARA	Min	-25,285	Carl -3	4,32	COMB RARA	Max	-5,6684
Carl -1	7,2	COMB RARA	Min	-35,0776	Carl -3	4,8	COMB RARA	Max	2,0334
Carl -1	8,64	COMB RARA	Min	-33,3497	Carl -3	4,8	COMB RARA	Max	2,4548
Carl -1	10,08	COMB RARA	Min	-21,7429	Carl -3	5,28	COMB RARA	Max	23,3734
Carl -1	11,52	COMB RARA	Min	-2,669	Carl -3	5,28	COMB RARA	Max	23,3187
Carl -2	0	COMB RARA	Max	13,6245	Carl -3	5,76	COMB RARA	Max	0,55
Carl -2	1,44	COMB RARA	Max	49,2849	Carl -3	5,76	COMB RARA	Max	-6,2383
Carl -2	2,88	COMB RARA	Max	22,523	Carl -3	6,24	COMB RARA	Max	0,1432
Carl -2	4,32	COMB RARA	Max	104,1748	Carl -3	6,24	COMB RARA	Max	0,2134
Carl -2	5,76	COMB RARA	Max	50,7933	Carl -3	6,72	COMB RARA	Max	2,5251
Carl -2	7,2	COMB RARA	Max	27,812	Carl -3	6,72	COMB RARA	Max	2,5431
Carl -2	8,64	COMB RARA	Max	0,5346	Carl -3	7,2	COMB RARA	Max	0,9019
Carl -2	10,08	COMB RARA	Max	-6,705	Carl -3	7,2	COMB RARA	Max	-5,3987
Carl -2	11,52	COMB RARA	Max	5,8986	Carl -3	7,68	COMB RARA	Max	-0,0123
Carl -2	0	COMB RARA	Min	5,7745	Carl -3	7,68	COMB RARA	Max	0,0575
Carl -2	1,44	COMB RARA	Min	18,8799	Carl -3	8,16	COMB RARA	Max	2,3998
Carl -2	2,88	COMB RARA	Min	-3,9336	Carl -3	8,16	COMB RARA	Max	2,4202
Carl -2	4,32	COMB RARA	Min	58,6708	Carl -3	8,64	COMB RARA	Max	1,0466
Carl -2	5,76	COMB RARA	Min	-26,6058	Carl -3	8,64	COMB RARA	Max	-6,3889
Carl -2	7,2	COMB RARA	Min	-43,8194	Carl -3	9,12	COMB RARA	Max	10,602
Carl -2	8,64	COMB RARA	Min	-47,9482	Carl -3	9,12	COMB RARA	Max	10,7011
Carl -2	10,08	COMB RARA	Min	-28,9406	Carl -3	9,6	COMB RARA	Max	3,2197
Carl -2	11,52	COMB RARA	Min	-0,7487	Carl -3	9,6	COMB RARA	Max	3,055
Carl -3	0	COMB RARA	Max	3,9494	Carl -3	10,08	COMB RARA	Max	0,8621
Carl -3	0,48	COMB RARA	Max	18,7088	Carl -3	10,08	COMB RARA	Max	-6,0671
Carl -3	0,48	COMB RARA	Max	18,9746	Carl -3	10,56	COMB RARA	Max	5,2891
Carl -3	0,96	COMB RARA	Max	25,2827	Carl -3	10,56	COMB RARA	Max	5,5704
Carl -3	0,96	COMB RARA	Max	25,0655	Carl -3	11,04	COMB RARA	Max	19,099
Carl -3	1,44	COMB RARA	Max	1,3255	Carl -3	11,04	COMB RARA	Max	19,1144

Carl -3	11,52	COMB RARA	Max	6,471	Carl -3	5,76	COMB RARA	Min	-16,2344
Carl -3	0	COMB RARA	Min	-5,4515	Carl -3	6,24	COMB RARA	Min	-7,1284
Carl -3	0,48	COMB RARA	Min	0,214	Carl -3	6,24	COMB RARA	Min	-6,9951
Carl -3	0,48	COMB RARA	Min	0,2673	Carl -3	6,72	COMB RARA	Min	-1,318
Carl -3	0,96	COMB RARA	Min	1,9139	Carl -3	6,72	COMB RARA	Min	-1,2309
Carl -3	0,96	COMB RARA	Min	1,9251	Carl -3	7,2	COMB RARA	Min	0,5947
Carl -3	1,44	COMB RARA	Min	-0,2977	Carl -3	7,2	COMB RARA	Min	-6,5324
Carl -3	1,44	COMB RARA	Min	-16,3643	Carl -3	7,68	COMB RARA	Min	-1,4538
Carl -3	1,92	COMB RARA	Min	-10,9073	Carl -3	7,68	COMB RARA	Min	-1,4322
Carl -3	1,92	COMB RARA	Min	-10,8332	Carl -3	8,16	COMB RARA	Min	-1,4768
Carl -3	2,4	COMB RARA	Min	-7,9728	Carl -3	8,16	COMB RARA	Min	-1,5044
Carl -3	2,4	COMB RARA	Min	-7,9324	Carl -3	8,64	COMB RARA	Min	-4,8837
Carl -3	2,88	COMB RARA	Min	-7,5716	Carl -3	8,64	COMB RARA	Min	-8,8639
Carl -3	2,88	COMB RARA	Min	-6,3343	Carl -3	9,12	COMB RARA	Min	-0,2791
Carl -3	3,36	COMB RARA	Min	0,2374	Carl -3	9,12	COMB RARA	Min	-0,2076
Carl -3	3,36	COMB RARA	Min	0,2919	Carl -3	9,6	COMB RARA	Min	2,0419
Carl -3	3,84	COMB RARA	Min	2,0533	Carl -3	9,6	COMB RARA	Min	2,0571
Carl -3	3,84	COMB RARA	Min	2,0648	Carl -3	10,08	COMB RARA	Min	-7,735
Carl -3	4,32	COMB RARA	Min	-8,7385	Carl -3	10,08	COMB RARA	Min	-11,6377
Carl -3	4,32	COMB RARA	Min	-22,2712	Carl -3	10,56	COMB RARA	Min	1,5756
Carl -3	4,8	COMB RARA	Min	-1,0109	Carl -3	10,56	COMB RARA	Min	1,6831
Carl -3	4,8	COMB RARA	Min	-0,9313	Carl -3	11,04	COMB RARA	Min	5,9055
Carl -3	5,28	COMB RARA	Min	1,8786	Carl -3	11,04	COMB RARA	Min	5,96
Carl -3	5,28	COMB RARA	Min	1,9094	Carl -3	11,52	COMB RARA	Min	5,5387
Carl -3	5,76	COMB RARA	Min	-6,2764					

ANEXO H

Esforços envolventes nas vigas longitudinais e carlingas para a combinação fundamental de ações
(viaduto de Alhandra):

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	StepType	M3					
Text	m	Text	Text	kN-m					
V1-1	0	COMB ELU	Max	1398,5652	V6-1	3,6	COMB ELU	Max	876,7152
V1-1	3,6	COMB ELU	Max	1025,3057	V6-1	0	COMB ELU	Min	724,5494
V1-1	0	COMB ELU	Min	912,5113	V6-1	3,6	COMB ELU	Min	637,2888
V1-1	3,6	COMB ELU	Min	881,1189	V6-2	0	COMB ELU	Max	871,3759
V1-2	0	COMB ELU	Max	1024,547	V6-2	3,7	COMB ELU	Max	7,2631
V1-2	3,7	COMB ELU	Max	-1,3968	V6-2	0	COMB ELU	Min	632,2844
V1-2	0	COMB ELU	Min	884,17	V6-2	3,7	COMB ELU	Min	4,3688
V1-2	3,7	COMB ELU	Min	-20,9454	V7-1	0	COMB ELU	Max	1088,0379
V2-1	0	COMB ELU	Max	1352,3041	V7-1	3,6	COMB ELU	Max	823,3014
V2-1	3,6	COMB ELU	Max	1011,0618	V7-1	0	COMB ELU	Min	694,0954
V2-1	0	COMB ELU	Min	861,1345	V7-1	3,6	COMB ELU	Min	592,7414
V2-1	3,6	COMB ELU	Min	851,2503	V7-2	0	COMB ELU	Max	820,0985
V2-2	0	COMB ELU	Max	1003,6531	V7-2	3,7	COMB ELU	Max	14,9167
V2-2	3,7	COMB ELU	Max	5,5768	V7-2	0	COMB ELU	Min	589,0636
V2-2	0	COMB ELU	Min	844,8749	V7-2	3,7	COMB ELU	Min	6,7928
V2-2	3,7	COMB ELU	Min	-3,0262	V8-1	0	COMB ELU	Max	999,9059
V3-1	0	COMB ELU	Max	1360,9677	V8-1	3,6	COMB ELU	Max	753,0377
V3-1	3,6	COMB ELU	Max	1045,1646	V8-1	0	COMB ELU	Min	663,5517
V3-1	0	COMB ELU	Min	820,3587	V8-1	3,6	COMB ELU	Min	548,6309
V3-1	3,6	COMB ELU	Min	849,9331	V8-2	0	COMB ELU	Max	751,067
V3-2	0	COMB ELU	Max	1037,9375	V8-2	3,7	COMB ELU	Max	13,622
V3-2	3,7	COMB ELU	Max	21,8221	V8-2	0	COMB ELU	Min	544,7915
V3-2	0	COMB ELU	Min	846,2971	V8-2	3,7	COMB ELU	Min	11,5653
V3-2	3,7	COMB ELU	Min	3,5932	V9-1	0	COMB ELU	Max	904,3912
V4-1	0	COMB ELU	Max	1272,1323	V9-1	3,6	COMB ELU	Max	677,6383
V4-1	3,6	COMB ELU	Max	970,3728	V9-1	0	COMB ELU	Min	628,1871
V4-1	0	COMB ELU	Min	770,9472	V9-1	3,6	COMB ELU	Min	502,5116
V4-1	3,6	COMB ELU	Min	755,893	V9-2	0	COMB ELU	Max	671,7549
V4-2	0	COMB ELU	Max	967,4741	V9-2	3,7	COMB ELU	Max	41,9394
V4-2	3,7	COMB ELU	Max	3,5571	V9-2	0	COMB ELU	Min	497,0696
V4-2	0	COMB ELU	Min	750,1807	V9-2	3,7	COMB ELU	Min	24,5694
V4-2	3,7	COMB ELU	Min	-11,0912	Carl -1	0	COMB ELU	Max	18,6769
V5-1	0	COMB ELU	Max	1252,9019	Carl -1	1,44	COMB ELU	Max	74,0582
V5-1	3,6	COMB ELU	Max	960,9092	Carl -1	2,88	COMB ELU	Max	27,7114
V5-1	0	COMB ELU	Min	752,1202	Carl -1	4,32	COMB ELU	Max	169,9131
V5-1	3,6	COMB ELU	Min	716,4556	Carl -1	5,76	COMB ELU	Max	106,0036
V5-2	0	COMB ELU	Max	960,608	Carl -1	7,2	COMB ELU	Max	71,2999
V5-2	3,7	COMB ELU	Max	15,1843	Carl -1	8,64	COMB ELU	Max	7,0222
V5-2	0	COMB ELU	Min	712,8671	Carl -1	10,08	COMB ELU	Max	-3,9644
V5-2	3,7	COMB ELU	Min	2,4016	Carl -1	11,52	COMB ELU	Max	8,4001
V6-1	0	COMB ELU	Max	1153,5055	Carl -1	0	COMB ELU	Min	2,419
					Carl -1	1,44	COMB ELU	Min	-7,909
					Carl -1	2,88	COMB ELU	Min	-11,1322
					Carl -1	4,32	COMB ELU	Min	-6,2772

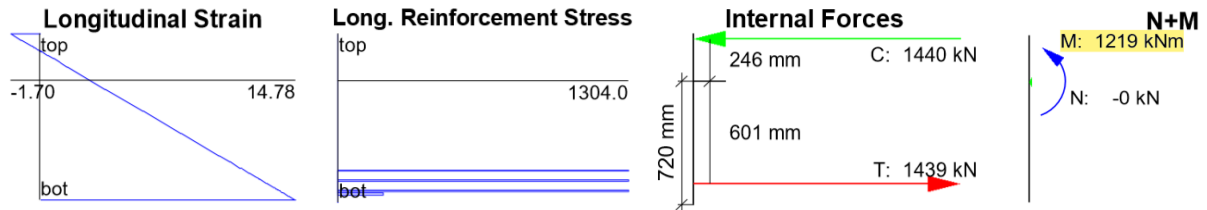
Carl -1	5,76	COMB ELU	Min	-25,4071	Carl -3	6,24	COMB ELU	Max	0,1156
Carl -1	7,2	COMB ELU	Min	-39,4896	Carl -3	6,24	COMB ELU	Max	0,2067
Carl -1	8,64	COMB ELU	Min	-38,7807	Carl -3	6,72	COMB ELU	Max	3,303
Carl -1	10,08	COMB ELU	Min	-25,5375	Carl -3	6,72	COMB ELU	Max	3,3301
Carl -1	11,52	COMB ELU	Min	-3,2147	Carl -3	7,2	COMB ELU	Max	1,5152
Carl -2	0	COMB ELU	Max	18,5025	Carl -3	7,2	COMB ELU	Max	-6,9704
Carl -2	1,44	COMB ELU	Max	70,2775	Carl -3	7,68	COMB ELU	Max	-0,1161
Carl -2	2,88	COMB ELU	Max	36,1032	Carl -3	7,68	COMB ELU	Max	-0,0249
Carl -2	4,32	COMB ELU	Max	147,0424	Carl -3	8,16	COMB ELU	Max	3,1464
Carl -2	5,76	COMB ELU	Max	74,9257	Carl -3	8,16	COMB ELU	Max	3,1773
Carl -2	7,2	COMB ELU	Max	43,3005	Carl -3	8,64	COMB ELU	Max	1,7595
Carl -2	8,64	COMB ELU	Max	5,3806	Carl -3	8,64	COMB ELU	Max	-8,3527
Carl -2	10,08	COMB ELU	Max	-6,091	Carl -3	9,12	COMB ELU	Max	14,1932
Carl -2	11,52	COMB ELU	Max	8,281	Carl -3	9,12	COMB ELU	Max	14,3244
Carl -2	0	COMB ELU	Min	7,9051	Carl -3	9,6	COMB ELU	Max	4,2618
Carl -2	1,44	COMB ELU	Min	29,2307	Carl -3	9,6	COMB ELU	Max	4,0434
Carl -2	2,88	COMB ELU	Min	0,3868	Carl -3	10,08	COMB ELU	Max	1,5511
Carl -2	4,32	COMB ELU	Min	85,6119	Carl -3	10,08	COMB ELU	Max	-7,9513
Carl -2	5,76	COMB ELU	Min	-29,5631	Carl -3	10,56	COMB ELU	Max	6,9697
Carl -2	7,2	COMB ELU	Min	-53,4019	Carl -3	10,56	COMB ELU	Max	7,3467
Carl -2	8,64	COMB ELU	Min	-60,0712	Carl -3	11,04	COMB ELU	Max	25,6311
Carl -2	10,08	COMB ELU	Min	-36,1091	Carl -3	11,04	COMB ELU	Max	25,6558
Carl -2	11,52	COMB ELU	Min	-0,6929	Carl -3	11,52	COMB ELU	Max	9,0441
Carl -3	0	COMB ELU	Max	5,8558	Carl -3	0	COMB ELU	Min	-6,8354
Carl -3	0,48	COMB ELU	Max	25,1769	Carl -3	0,48	COMB ELU	Min	0,2088
Carl -3	0,48	COMB ELU	Max	25,5299	Carl -3	0,48	COMB ELU	Min	0,275
Carl -3	0,96	COMB ELU	Max	33,9113	Carl -3	0,96	COMB ELU	Min	2,3634
Carl -3	0,96	COMB ELU	Max	33,6187	Carl -3	0,96	COMB ELU	Min	2,3792
Carl -3	1,44	COMB ELU	Max	1,88	Carl -3	1,44	COMB ELU	Min	-0,3114
Carl -3	1,44	COMB ELU	Max	-6,5131	Carl -3	1,44	COMB ELU	Min	-21,5392
Carl -3	1,92	COMB ELU	Max	0,3894	Carl -3	1,92	COMB ELU	Min	-14,7455
Carl -3	1,92	COMB ELU	Max	0,4561	Carl -3	1,92	COMB ELU	Min	-14,6514
Carl -3	2,4	COMB ELU	Max	2,6126	Carl -3	2,4	COMB ELU	Min	-10,9266
Carl -3	2,4	COMB ELU	Max	2,6281	Carl -3	2,4	COMB ELU	Min	-10,8715
Carl -3	2,88	COMB ELU	Max	0,0617	Carl -3	2,88	COMB ELU	Min	-10,0889
Carl -3	2,88	COMB ELU	Max	-2,7922	Carl -3	2,88	COMB ELU	Min	-8,0613
Carl -3	3,36	COMB ELU	Max	11,2588	Carl -3	3,36	COMB ELU	Min	0,28
Carl -3	3,36	COMB ELU	Max	11,6242	Carl -3	3,36	COMB ELU	Min	0,3485
Carl -3	3,84	COMB ELU	Max	20,9019	Carl -3	3,84	COMB ELU	Min	2,6271
Carl -3	3,84	COMB ELU	Max	20,628	Carl -3	3,84	COMB ELU	Min	2,644
Carl -3	4,32	COMB ELU	Max	2,0462	Carl -3	4,32	COMB ELU	Min	-11,6119
Carl -3	4,32	COMB ELU	Max	-7,2202	Carl -3	4,32	COMB ELU	Min	-29,6339
Carl -3	4,8	COMB ELU	Max	2,6882	Carl -3	4,8	COMB ELU	Min	-1,4217
Carl -3	4,8	COMB ELU	Max	3,2526	Carl -3	4,8	COMB ELU	Min	-1,3186
Carl -3	5,28	COMB ELU	Max	31,4308	Carl -3	5,28	COMB ELU	Min	2,4129
Carl -3	5,28	COMB ELU	Max	31,3591	Carl -3	5,28	COMB ELU	Min	2,4565
Carl -3	5,76	COMB ELU	Max	0,9846	Carl -3	5,76	COMB ELU	Min	-8,2311
Carl -3	5,76	COMB ELU	Max	-8,0492	Carl -3	5,76	COMB ELU	Min	-21,5439

Carl -3	6,24	COMB ELU	Min	-9,7011	Carl -3	9,6	COMB ELU	Min	2,6717
Carl -3	6,24	COMB ELU	Min	-9,5247	Carl -3	9,6	COMB ELU	Min	2,6962
Carl -3	6,72	COMB ELU	Min	-1,8851	Carl -3	10,08	COMB ELU	Min	-10,0549
Carl -3	6,72	COMB ELU	Min	-1,7649	Carl -3	10,08	COMB ELU	Min	-15,4716
Carl -3	7,2	COMB ELU	Min	1,1004	Carl -3	10,56	COMB ELU	Min	1,9565
Carl -3	7,2	COMB ELU	Min	-8,5009	Carl -3	10,56	COMB ELU	Min	2,0988
Carl -3	7,68	COMB ELU	Min	-2,0622	Carl -3	11,04	COMB ELU	Min	7,82
Carl -3	7,68	COMB ELU	Min	-2,036	Carl -3	11,04	COMB ELU	Min	7,8973
Carl -3	8,16	COMB ELU	Min	-2,0871	Carl -3	11,52	COMB ELU	Min	7,7855
Carl -3	8,16	COMB ELU	Min	-2,1209					
Carl -3	8,64	COMB ELU	Min	-6,2464					
Carl -3	8,64	COMB ELU	Min	-11,694					
Carl -3	9,12	COMB ELU	Min	-0,4963					
Carl -3	9,12	COMB ELU	Min	-0,4024					

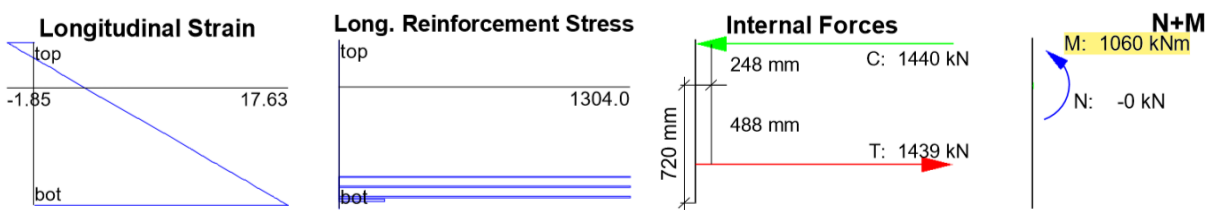
ANEXO I

Determinação dos momentos resistentes relativos às secções de controlo para as vigas longitudinais, carlingas e laje (viaduto de Alhandra):

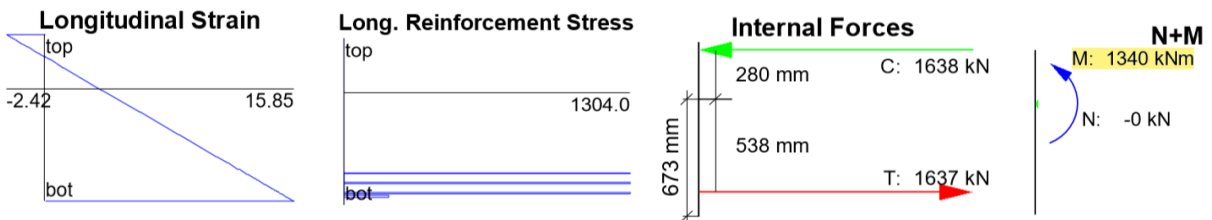
Vigas 1 a 8: Secção a meio vão:



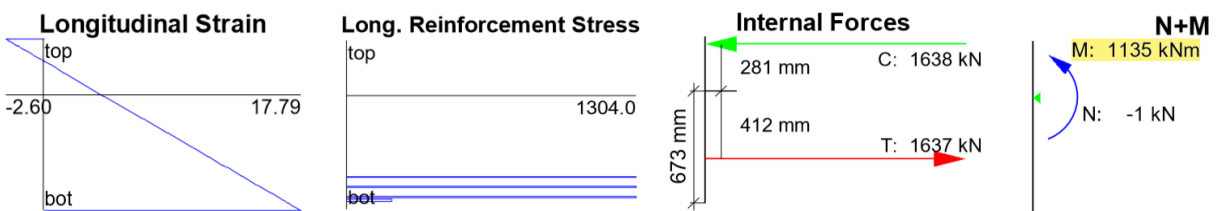
Vigas 1 a 8: Secção a quarto de vão:



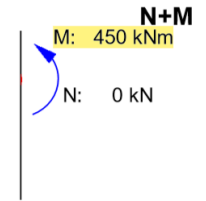
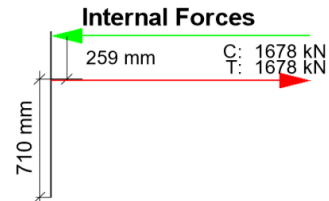
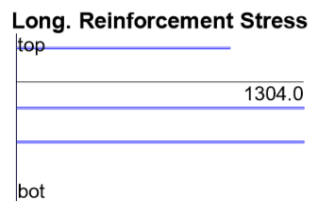
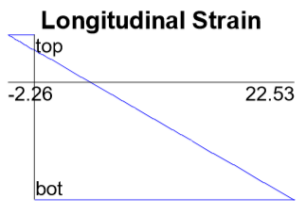
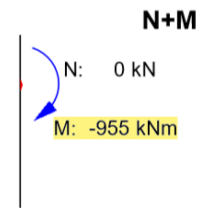
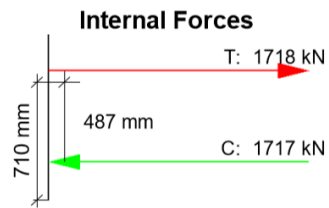
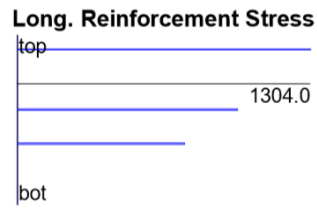
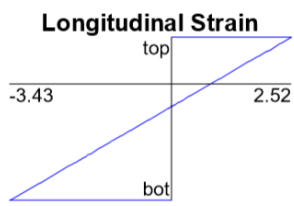
Viga 9: Secção a meio vão:



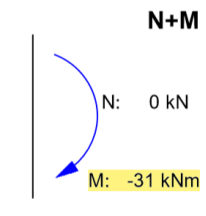
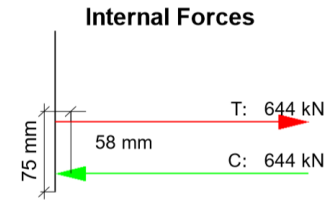
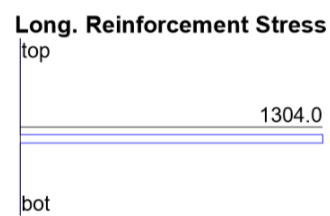
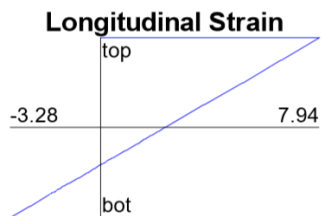
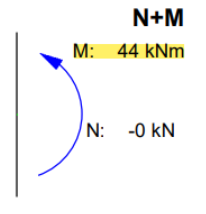
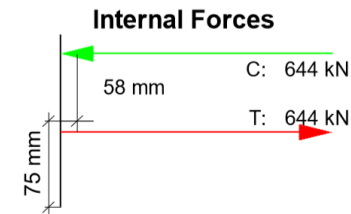
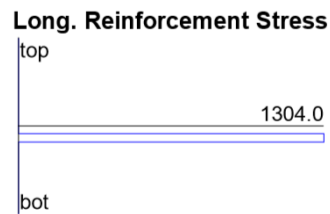
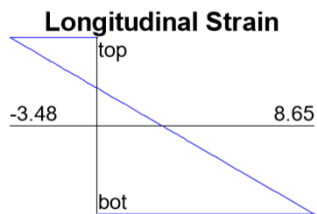
Viga 9: Secção a quarto de vão:



Carlingas:



Laje:



ANEXO J

Verificação da armadura transversal nas vigas longitudinais (viaduto de Alhandra):

Vigas 1 a 8:

2 cabos de 8 fios e 1 cabo de 12 fios

P [kN]	Apoio		$\frac{1}{4}$ vão	
	$tg \alpha$	$P \times tg \alpha$	$tg \alpha$	$P \times tg \alpha$
440	0,0853	37,7 kN	0,0489	21,6 kN
293	0,1191	35,1 kN	0,0678	20,0 kN
293	0,1527	45,0 kN	0,0872	25,7 kN

Viga 9:

1 cabo de 8 fios e 2 cabos de 12 fios

P [kN]	Apoio		$\frac{1}{4}$ vão	
	$tg \alpha$	$P \times tg \alpha$	$tg \alpha$	$P \times tg \alpha$
293	0,0741	21,9 kN	0,0422	12,4 kN
440	0,1011	44,7 kN	0,0578	25,5 kN
440	0,1303	57,6 kN	0,0744	32,9 kN

ANEXO L

Desenhos de projeto com as quantidades de armadura (viaduto sobre o rio Trancão):

