



Comportamento Estrutural de Pontes Logísticas do tipo Mabey do Exército Português

Ricardo Miguel Rodrigues Pereira

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Militar

Orientadores:

Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro
Major de Engenharia Artur Jorge Espada Caracho

Júri

Presidente: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro
Orientador: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro
Vogal: Tenente-Coronel de Engenharia Carlos Alberto Rocha Afonso

Outubro de 2015

Agradecimentos

Quando conseguimos completar um desafio a que nos propusemos nós próprios, e reconhecemos a ajuda que tivemos ao longo desse percurso até à meta, não devemos celebrar sozinho, pois essa ajuda foi e será sempre preciosa em qualquer percurso pessoal ou profissional. Desta forma, quero agradecer a todas as pessoas e entidades que apoiaram direta ou indiretamente na elaboração desta dissertação, nomeadamente:

- Ao Orientador Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro, por toda a disponibilidade e empenho demonstrado no meu processo de aprendizagem que culminou na realização desta dissertação;
- Ao Major de Engenharia Artur Jorge Espada Caracho, não só pela ligação que fez entre o Instituto Superior Técnico e a Academia Militar, como também pela proposta de trabalho de tese e identificação dos principais aspetos que ela deveria conter no interesse da Companhia de Pontes do Exército Português;
- À Capitã de Engenharia Sílvia Esmeralda Joanaz D'Assunção Dias e ao Tenente de Engenharia Mário Jorge Moreira Vicente, por respetivamente, em nome da Companhia de Pontes e do Pelotão de Apoios Fixos, terem apoiado e fornecido todos os dados técnicos e fotografias das montagens das várias pontes do Exército;
- Ao Tenente-Coronel de Engenharia Carlos Alberto Rocha Afonso, pelas fotografias e dados fornecidos sobre a Ponte Mabey montada em Odemira, e que foi muito útil no processo de calibração e validação do modelo numérico desenvolvido;
- À Ana Carolina Arnêdo Reis, por todo o apoio pessoal e profissional que me deu ao longo do percurso académico, culminando nesta dissertação;
- E, por fim, aos meus pais e irmão, pelo apoio e paciência que demonstraram ao longo destes anos, mas principalmente nesta dissertação, estando sempre dispostos a auxiliar no que fosse necessário.

Resumo

Nesta dissertação apresenta-se o estudo do comportamento estrutural da ponte logística modular do tipo Mabey, utilizada pelo Exército Português para apoio logístico às operações militares e, quando disponível, à população.

Neste sentido, foi desenvolvido um modelo numérico de elementos finitos, em que foram aplicadas as ações permanentes e variáveis correspondentes a uma utilização civil e militar. A calibração do modelo foi feita comparando os resultados obtidos com as medições “*in-situ*” de um ensaio de carga realizado, e as informações fornecidas no catálogo do fabricante. A avaliação da segurança estrutural última e em condições de serviço foi realizada nos termos regulamentares, permitindo evidenciar os aspetos importantes do comportamento estrutural deste tipo de estruturas.

Uma vez que a ação militar não é contemplada de uma forma direta na atual regulamentação, efetuou-se um estudo do comportamento dinâmico de interação veículo-estrutura, simulando a circulação de veículos militares reais a diversas velocidades, e avaliando as deformações, as acelerações e os esforços dinâmicos nos elementos estruturais principais.

A análise realizada demonstra o bom comportamento estrutural da ponte logística tipo Mabey mesmo tendo em consideração as ações regulamentares da Parte 2 do Eurocódigo 1. O comportamento dinâmico da estrutura para veículos militares reais não conduziu a solicitações superiores às obtidas por consideração das ações regulamentares, embora se considere necessário realizar um estudo deste tipo no caso de veículos militares com configurações ou condições de circulação diferentes das que aqui se apresenta.

Palavras-chave: Ponte modular, Ponte Mabey, Exército Português, Comportamento estrutural, Estudo dinâmico

Abstract

This thesis presents a study of the structural behaviour of the Mabey type logistic and modular bridge, used by Portuguese Army to give logistic support to the military, and when available, to the population.

In this sense, a numeric model of finite elements was developed, which considered the permanent and variable actions of both civil and military use. This model calibration was performed comparing the results obtained with the measurements "in-situ" of a load test, and the information provided in the manufacturer catalogue. The evaluation of the ultimate structural safety and in service was performed accordingly with the legislation, making it possible to highlight the important aspects of the structural behaviour of this type of structures.

Since the military action is not included in a direct manner in the current legislation, it was additionally performed a study of the vehicle-structure interaction's dynamic behaviour, simulating the movement of real military vehicles in several speeds, and evaluating the deformations, accelerations and dynamic forces in bridge's main structural elements.

This analysis showed a good structural behaviour of the Mabey type logistic bridge even taking into account the regulatory actions described in Eurocode 1 Part 2. The structure's dynamic behaviour for real military vehicles did not lead to solicitations higher than those of regulatory actions, although it deems necessary to carry out a similar study whenever considering military vehicles with other settings or road driving of those presented here.

Keywords: Modular bridge, Mabey bridge, Portuguese Army, Structural behaviour, Dynamic study

Índice

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento e motivação	1
1.2	Objetivos.....	1
1.3	Organização do trabalho	2
2	Caracterização das Pontes Logísticas.....	3
2.1	Perspetiva histórica da evolução das pontes logísticas.....	3
2.1.1	Ponte Callender – Hamilton	4
2.1.2	Ponte Bailey	4
2.1.3	Ponte Medium Girder Bridge (MGB)	6
2.1.4	Ponte Acrow	7
2.1.5	Ponte Mabey	8
2.1.6	Pontes Logísticas utilizadas atualmente na Europa	9
2.1.7	Pontes Logísticas no Exército Português.....	11
2.2	Descrição da Ponte Mabey	13
2.2.1	Descrição Geral das Pontes do tipo Bailey	13
2.2.2	Descrição das Pontes do tipo Mabey.....	15
2.3	Descrição do Processo de Montagem	18
3	Definição das Ações e do Modelo de Análise.....	21
3.1	Definição das Ações.....	21
3.1.1	Ações Regulamentares	22
3.1.2	Ações Militares específicas	24
3.2	Modelo de Análise	25
3.2.1	Geometria e Propriedades dos Materiais.....	25
3.2.2	Deformabilidade das Ligações entre Elementos.....	31
3.2.3	Aferição do modelo de análise	32
4	Avaliação do Comportamento Estrutural	37
4.1	Capacidade de Carga Última	37
4.1.1	ELU da Diagonal	38
4.1.2	ELU da Corda.....	41
4.1.3	ELU da Carlinga	44

4.1.4	Considerações finais	45
4.2	Deformabilidade em Serviço	47
4.3	Assentamentos Diferenciais.....	48
5	Estudo da Interação Veículo – Estrutura	51
5.1	Efeitos Dinâmicos.....	51
5.1.1	Regras Gerais	52
5.1.2	Modelação	54
5.2	Deslocamentos e Acelerações.....	55
5.3	Esforços Dinâmicos.....	57
5.3.1	Diagonais.....	57
5.3.2	Cordas	58
5.3.3	Carlingas	59
5.3.4	Considerações finais	60
6	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	61
6.1	Conclusões.....	61
6.2	Desenvolvimentos futuros	62
	Referências	65
	Anexos.....	A1

Lista de quadros

Quadro 1 - Número e largura das vias definidos no EC1-Parte 2 (CEN, 2003)	22
Quadro 2 - Dados geométricos dos perfis que compõem os elementos da estrutura, adaptado de ARCELOR Sections Commercial S.A. (2004)	29
Quadro 3 - Propriedades do Aço Estrutural e das ligações aparafusadas (CEN, 2005) e (West Yorkshire Steel, 2015)	31
Quadro 4 - Deslocamentos verticais medidos na secção de meio vão	31
Quadro 5 - Cálculo do deslocamento vertical na secção de meio vão de uma ponte TSHR3H devido ao pp, segundo fórmulas do catálogo (Mabey Bridge Limited, 2014)	34
Quadro 6 - Deslocamentos dinâmicos para determinadas velocidades do modelo militar	55
Quadro 7 - Acelerações dinâmicas para determinadas velocidades do modelo militar	57

Lista de Figuras

Figura 1 - Secção tipo de uma ponte modular – Ponte Mabey, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)	4
Figura 2 - Desenho da ponte Callender – Hamilton (Federal Highway Administration, 2005)	4
Figura 3 - Ensaio de carga na Ponte Bailey (Thinkdefence, 2012)	5
Figura 4 - Utilização de uma das primeiras pontes Bailey em 1944 (Mabey Bridge, 2014a)	5
Figura 5 - Medium Girder Bridge, montada em sistema duplo com reforço nos apoios (WFEL, 2014b)	6
Figura 6 - Da esquerda para a direita: Modo simples, Modo duplo e Modo duplo com reforço de extremidade da ponte MGB (WFEL, 2014b)	6
Figura 7 - Ponte Acrow sobre o rio Biobío no Chile (Acrow Bridge, 2014b)	7
Figura 8 - Ponte Acrow com painéis triangulares (Acrow Bridge, 2014b)	7
Figura 9 - Painel tipo da ponte Bailey (Machine Work, 2015)	7
Figura 10 - Ponte Acrow montada em Nova Iorque após o 11 de setembro de 2001 (Acrow Bridge, 2014a)	8
Figura 11 - Ponte Mabey Johnson 1987 (Bevil G. Mabey, 1987)	8
Figura 12 - Ilustração da fixação de dois painéis da ponte Mabey Johnson (Federal Highway Administration, 2005)	9
Figura 13 - Ponte Mabey - Modelo Delta do Reino Unido (Mabey Bridge, 2014b)	9
Figura 14 - Ponte logística utilizada pelo Exército Suíço em apoio à população local (Mabey Bridge, 2013)	10
Figura 15 - Ponte Compact 200 a apoiar a manutenção de oleodutos (Mabey Bridge, 2014a)	11

Figura 16 - Pontão de alumínio M4T6 (Escola Prática de Engenharia, 1970)	11
Figura 17 - Pontão de alumínio M4T6 (Companhia de Pontes, 2015)	11
Figura 18 - Ponte Ribbon num exercício do Exército Português (Machado, 2015).....	12
Figura 19 - Ponte Treadway montada sobre a Ribeira Brava, Madeira (Companhia de Pontes, 2015)	12
Figura 20 - Ponte TMTB (Companhia de Pontes, 2015)	13
Figura 21 - Ponte TMTB (Companhia de Pontes, 2015)	13
Figura 22 - Ponte Mabey com apoios intermédios (Mabey Bridge, 2014a).....	13
Figura 23 - Sistema de painéis da ponte Bailey a servir de pilar em Des Joachims, Canadá (Thinkdefence, 2012)	14
Figura 24 - Sistema de painéis da ponte Bailey a servir de cobertura numa fábrica na África do Sul (Thinkdefence, 2012).....	14
Figura 25 - Duas pontes Bailey montadas em paralelo (Thinkdefence, 2012).....	15
Figura 26 - Ponte Bailey na Indonésia após o Tsunami de 2004 (Marple, 2011).....	15
Figura 27 - Ponte Mabey montada em Mira.....	16
Figura 28 - Secção tipo de uma ponte Mabey DSHR2H, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014).....	17
Figura 29 - Configurações das treliças da ponte Mabey, adaptado de (Mabey Bridge Limited, 2014)	18
Figura 30 - Configurações das treliças da ponte Mabey, adaptado de (Mabey Bridge Limited, 2014)	18
Figura 31 - Montagem de uma ponte Mabey utilizando contrapesos em Odemira (Companhia de Pontes, 2011).....	19
Figura 32 - Apoios provisórios de lançamento constituídos por roletes cilíndricos (Companhia de Pontes, 2014).....	19
Figura 33 - Nariz de lançamento (Companhia de Pontes, 2014).....	19
Figura 34 - Esquema de montagem da ponte Mabey, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)	19
Figura 35 - Ponte Mabey montada em Odemira, Beja (Companhia de Pontes, 2011)	20
Figura 36 - Ponte Mabey em Odemira na configuração TSHR3H (Companhia de Pontes, 2011)	20
Figura 37 - Caracterização do TS (CEN, 2003)	23
Figura 38 - Disposição transversal da UDL, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)	23
Figura 39 - Dimensões do carro de combate Leopard 2A6 [m] (Ordnance, 2001).....	24
Figura 40 - Definição do modelo da sobrecarga militar [kN].....	24
Figura 41 - Utilização de um paquímetro para medições das dimensões dos perfis	25

Figura 42 - Painel “Super”, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)	26
Figura 43 - Medição de uma diagonal inclinada	26
Figura 44 - À esquerda: Painel “Super de Corte Elevado”, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014), À direita: exemplo de um painel deste tipo (Companhia de pontes, 2013) .	26
Figura 45 - Reforço de corda, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014).....	26
Figura 46 - Medição do um perfil que compõe o reforço de corda	27
Figura 47 - À esquerda: Poste Macho, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014); À direita: Poste Macho da ponte Mabey montada em Odemira, 2011	27
Figura 48 - À esquerda: Poste Fêmea, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014); À direita: Poste Fêmea da ponte Mabey montada em Odemira, 2011.....	27
Figura 49 - Carlinga, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014).....	27
Figura 50 - À esquerda: Medição da espessura do banzo; À direita: Medição da espessura da alma	28
Figura 51 - Painel de Contraventamento Vertical, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014) .	28
Figura 52 - Painel de Contraventamento Horizontal, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)	28
Figura 53 - Sistema de contraventamento dos painéis, adaptado de Companhia de Pontes (2008)	28
Figura 54 - À esquerda: esticador horizontal, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014); À direita: medição da altura do perfil “CH” de um esticador horizontal	28
Figura 55 - À esquerda: esticador vertical, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014); À direita: medição da largura do “L” do perfil de um esticador vertical.....	29
Figura 56 - Vista inferior da ponte Mabey montada em Mira	29
Figura 57 - Vista inferior da ponte Mabey montada em Odemira (Companhia de Ponte, 2011)	29
Figura 58 - Cavilha, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)	30
Figura 59 - Parafuso tipo M24, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)	30
Figura 60 - Ensaio de carga na ponte Mabey (Companhia de Pontes, 2011).....	32
Figura 61 - Vista 3D do modelo numérico da estrutura em SAP2000	32
Figura 62 - Montagem da cavilha entre painéis (Companhia de Pontes, 2013).....	35
Figura 63 - Eixos do elemento “link”, adaptado de Companhia de Pontes (2013).....	35
Figura 64 - Colocação de uma cavilha (Companhia de Pontes, 2013)	36
Figura 65 - Modelo de análise da ponte logística tipo Mabey, modelo TSHR3H	37
Figura 66 - Comprimentos de encurvadura das diagonais, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014).....	39
Figura 67 - Localização da diagonal mais esforçada.....	40

Figura 68 - Análise de instabilidade dos elementos comprimidos das cordas, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014).....	41
Figura 69 - Ação de um meio elástico à encurvadura de uma barra (Timoshenko, et al., 1963).....	42
Figura 70 - Carregamento unitário na direção y atuante na corda superior	43
Figura 71 - Localização da diagonal mais esforçada.....	44
Figura 72 - Fatores dinâmicos de tráfego para tabuleiros simplesmente apoiados com: (a) uma via, (b) 2 a 4 vias, (c) efeitos locais, (J. Calgaro, 2010)	52
Figura 73 - Fluxograma para determinar a necessidade de uma análise dinâmica (CEN, 2003)	53
Figura 74 - Participação de massa dos principais modos de vibração.....	54
Figura 75 - Somatório da participação de massa dos principais modos de vibração.....	54
Figura 76 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 5 m/s	56
Figura 77 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 10 m/s	56
Figura 78 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 15 m/s	56
Figura 79 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 18.8 m/s	56
Figura 80 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 20 m/s	56
Figura 81 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 25 m/s	56
Figura 82 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 30 m/s	56
Figura 83 - Variação do esforço normal na diagonal mais esforçada ao longo do tempo de análise ($v=15$ m/s).....	58
Figura 84 - Variação do esforço normal na corda mais esforçada ao longo do tempo de análise ($v=30$ m/s).....	59
Figura 85 - Vista 3D do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala)	B1
Figura 86 - Alçado frontal do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B1
Figura 87 - Alçado lateral do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B1
Figura 88 - Planta do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B1
Figura 89 - Vista 3D do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala)	B1
Figura 90 - Alçado frontal do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B1
Figura 91 - Alçado lateral do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B1
Figura 92 - Planta do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B1
Figura 93 - Vista 3D do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala)	B2
Figura 94 - Alçado frontal do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B2
Figura 95 - Alçado lateral do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B2
Figura 96 - Planta do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B2
Figura 97 - Vista 3D do 4º modo de vibração da estrutura (sem escala)	B2

Figura 98 - Alçado frontal do 4º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B2
Figura 99 - Alçado lateral do 4º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B2
Figura 100 - Planta do 4º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B2
Figura 101 - Vista 3D do 5º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B3
Figura 102 - Alçado frontal do 5º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B3
Figura 103 - Alçado lateral do 5º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B3
Figura 104 - Planta do 5º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B3
Figura 105 - Vista 3D do 6º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B3
Figura 106 - Alçado frontal do 6º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B3
Figura 107 - Alçado lateral do 6º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B3
Figura 108 - Planta do 6º modo de vibração da estrutura (sem escala).....	B3

Lista de Acrónimos

APL – *Applied point load* / Carga Pontual Aplicada

BS – *British Standard* / Norma Britânica

CC – Classe de consequência

CEN – Comité Europeu de Normalização

CI – Classe

DSH – *Double Single* / Treliza dupla

DSHR1H – *Double Single Reinforced One* / Treliza dupla com reforço simples

DSHR2H – *Double Single Reinforced Two* / Treliza dupla com reforço duplo

EC – Eurocódigo

EN – *European Norms* / Norma Europeia

ISO – *International Standards Organization* / Norma Internacional

MEF – Método de Elementos Finitos

MGB – Medium Grider Bridge

OTAN – Organização do Tratado do Atlântico Norte

SSH – *Single Single* / Treliza única

SSHRH – *Single Single Reinforced* / Treliza única reforçada

TS – *Tandem system* / Modelo do veículo tipo

TSH – *Triple Single* / Treliza tripla

TSHR2H – *Triple Single Reinforced Two* / Treliza tripla com reforço duplo

TSHR3H – *Triple Single Reinforced Three* / Treliza tripla com reforço triplo

UDL – *Uniformly distributed load* / Modelo das cargas uniformemente distribuídas

WPB – *Weight per bay* / Peso por compartimento

Nomenclatura

a – Afastamento entre suportes individuais

A – Área de uma secção transversal

A_v – Área resistente ao esforço transversal

b – Largura da secção transversal

cm – Centímetros

cp – Cargas permanentes

C_1 – Coeficiente que tem em atenção o tipo de diagrama do carregamento

d – Distância entre eixos da viatura

E – Módulo de elasticidade

f – Frequência da ação

F – Força aplicada

f_u – Tensão de rotura

f_y – Tensão de cedência

g – Aceleração da gravidade

G – Módulo de distorção

G_k – Valor característico das ações permanentes

GPa – Gigapascal

h – Altura da secção transversal

h_w – Altura da alma

Hz – Hertz

I – Inércia

I_{Global} – Inércia global das 6 cordas

Int – Inteiro

I_t – Inércia de torção

I_w – Inércia de empenamento

K – Rigidez individual do suporte

kN – Kilonewton

kPa – Kilopascal

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} – Fatores de interação

L – Vão

L_e – Comprimento de encurvadura equivalente

L_{LT} – Comprimento de encurvadura por flexão-torção equivalente

m – Metro

$M_{b,Rd}$ – Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral

M_{Cr} – Momento crítico

M_{Ed} – Valor de cálculo do momento fletor atuante

mm – Milímetros

MPa – Megapascal

$M_{pl,Rd}$ – Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico

M_{Rk} – Valor característico da resistência à flexão

n – Número de vias dedicadas

N – Número de compartimentos

$N_{b,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido

N_{Cr} – Esforço normal crítico

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço normal atuante

$N_{pl,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico

N_{Rk} – Valor característico da resistência à compressão

P_{Cr} – Carga crítica da barra em meio elástico

pp – Peso próprio

Q_k – Valor característico das ações variáveis

sob – Sobrecarga

t – Tonelada

t_f – Espessura dos banzos

t_w – Espessura alma

v – Velocidade da viatura

V_{Ed} – Valor de cálculo do esforço transversal atuante

$V_{pl,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço transversal resistente

w – Largura da plataforma de rodagem

W_{pl} – Módulo de flexão plástico de uma secção transversal

x – Número de meias curvaturas

X_{PH} – Coeficiente de flecha para a folga do orifício da cavilha

X_{SP} – Coeficiente de flecha para esforço transversal devido a carga concentrada

X_{SU} – Coeficiente de flecha para esforço transversal devido a carga uniforme

y_{dyn}, y_{stat} – Resposta dinâmica máxima e correspondente resposta estática máxima num determinado ponto

α – Fator de ajustamento

β – Módulo de fundação

γ – Fator de majoração

γ_G – Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes

γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais

γ_{M1} – Coeficiente parcial de segurança para a resistência de elementos em relação a fenómenos de encurvadura

γ_Q – Coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis

δ – Deslocamento

φ'_{dyn} – Coeficiente de majoração dinâmica das ações estáticas determinado por uma análise dinâmica

χ – Coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado

χ_{LT} – Coeficiente de redução para a encurvadura lateral

ψ_0 – Fator de combinação rara

ψ_1 – Fator de combinação frequente

ψ_2 – Fator de combinação quase permanente

1 Introdução

1.1 Enquadramento e motivação

A ponte do tipo Mabey é utilizada pelo Exército Português no apoio de operações militares e, quando disponível, também no apoio à sociedade civil. A sua operação tem sido sustentada pelo “manual técnico” do Fornecedor que, de uma forma simples, define as várias possibilidades de utilização da estrutura e fornece expressões para avaliar as suas condições de operacionalidade. Contudo, no decurso da utilização tem-se afigurado de interesse conhecer mais em detalhe o funcionamento estrutural da ponte, permitindo desta forma sustentar de forma técnica as condições de utilização mais adequadas e identificar claramente as capacidades reais deste tipo de estruturas.

Este estudo é possível dado o desenvolvimento dos atuais meios informáticos de cálculo, que permitem o desenvolvimento de modelos numéricos sofisticados. Contudo, afigura-se que estes modelos devem ser, sempre que possível, calibrados tanto com resultados experimentais, como com resultados de modelos de cálculo simplificados. Desta forma, se bem que a motivação inicial tenha sido o desenvolvimento de um modelo numérico que simula-se de forma adequada o comportamento estrutural da ponte Mabey, procurou-se para além disso, comparar os resultados deste modelo com os resultados experimentais disponíveis e as formulações simplificadas apresentadas pelo Fornecedor.

1.2 Objetivos

Este trabalho tem como principal objetivo avaliar o comportamento estrutural de uma ponte treliçada, nomeadamente uma ponte tipo Mabey, tanto em condições extremas que conduzam à rotura, bem como em condições normais de serviço. Para atingir esse objetivo principal considerou-se necessário o desenvolvimento de um modelo numérico que simule de forma adequada o comportamento da estrutura, e que permita uma comparação com os elementos de projeto fornecidos pelo catálogo do Fornecedor, procurando desta forma ultrapassar as dificuldades que por vezes têm surgido na sua utilização.

Em paralelo com este objetivo principal entendeu-se importante um enquadramento histórico das pontes pré-fabricadas modulares, quer a nível europeu como relativamente às estruturas deste tipo que ao longo dos anos tem sido utilizadas pelo Exército português.

Por fim, pretende-se estudar o comportamento dinâmico da ponte tipo Mabey para condições de circulação de veículos militares “reais”, avaliando a sua interação com a estrutura, e obtendo nomeadamente as amplificações dinâmicas que resultam da circulação destes veículos com determinada velocidade.

1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho está organizado em seis capítulos. O primeiro corresponde à Introdução, onde são identificados os objetivos, as motivações e a organização do trabalho.

No Capítulo 2 é apresentada uma perspectiva histórica da evolução das pontes pré-fabricadas modulares, desde o seu surgimento até às pontes mais recentes, focando principalmente a ponte logística do tipo Mabey.

Os capítulos seguintes são organizados com vista a atingir os principais objetivos propostos, começando com a definição das ações e do modelo de cálculo no Capítulo 3. Neste capítulo é também realizada a calibração e validação modelo de cálculo.

O Capítulo 4 apresenta o estudo do comportamento estático da estrutura à rotura e em serviço, avaliando-se a resistência dos principais elementos, bem como o comportamento global da estrutura, seja à rotura, por instabilidade local ou global. Este capítulo inclui também a verificação da deformabilidade em serviço, bem como a resposta da estrutura a um assentamento diferencial.

Por fim, no Capítulo 5 é apresentado o estudo da interação dinâmica entre a circulação do veículo e a estrutura.

As principais conclusões e propostas de desenvolvimentos futuros são incluídas no Capítulo 6.

No final do documento são apresentadas as referências bibliográficas e os Anexo A, B e C com os principais resultados auxiliares às verificações de segurança realizadas.

2 Caracterização das Pontes Logísticas

Neste capítulo é apresentada uma perspetiva histórica da evolução das pontes logísticas utilizadas na Europa. É também caracterizada de forma detalhada a ponte tipo Mabey e descrito o seu processo de montagem.

2.1 Perspetiva histórica da evolução das pontes logísticas

A designação de *Ponte Logística* é normalmente associada a uma ponte com certas características específicas como uma elevada capacidade de carga, a capacidade para vencer vãos médios, e o facto de ser rápida e simples de transportar e montar. Este conceito surgiu primeiramente no âmbito militar, quanto se tornava necessário montar estruturas provisórias com elevada capacidade no apoio às operações militares da retaguarda da frente de combate.

Contudo, quando não estão em uso militar, e nomeadamente em situações de catástrofe, as Pontes Logísticas são de extrema importância também para a sociedade civil, contribuindo para minimizar os prejuízos decorrentes de danos graves ocorridos em infraestruturas civis no caso, por exemplo, de cheias, incêndios ou sismos.

De facto, no apoio às populações no caso de ocorrer destruição parcial ou total de uma ponte ou viaduto, as pontes logísticas permitem o restabelecimento da passagem, mesmo que condicionada, durante a fase de reparação ou reconstrução da estrutura danificada. Tem-se verificado que uma reposição rápida da circulação rodoviária e recuperação do funcionamento da via pública é normalmente conseguido com este tipo de pontes, pois caracteriza-se por ter uma simples e rápida montagem, e a possibilidade de ser manter em serviço por um período alargado sem necessidade de manutenção relevante.

Têm-se verificado também, nos casos em que uma dada infraestrutura necessite de manutenção ou reparação significativa que obrigue a interrupção do tráfego, o interesse em montar uma ponte provisória. Neste caso, as Pontes Logísticas podem igualmente desempenhar uma função significativa para a sociedade.

Para esta versatilidade de utilizações das Pontes Logísticas do Exército Português contribui o facto de serem tratadas de estruturas com elevada rapidez de montagem para vãos até cerca de 60 metros, e com capacidade para veículos até cerca de 100 toneladas, características que dependem naturalmente da especificidade da estrutura montada e, em particular, do seu vão (Mabey Bridge, 2014a).

Para garantir a versatilidade das opções de montagem e a sua rapidez, foi desenvolvido o conceito de ponte modular que, basicamente, consiste em dois planos de treliça longitudinais laterais ligados por vigas transversais (denominadas de carlingas) fixadas normalmente à corda inferior da treliça, e sobre as quais se apoia a plataforma de circulação do tabuleiro, como se ilustra na Figura 1 (Federal Highway Administration, 2005).

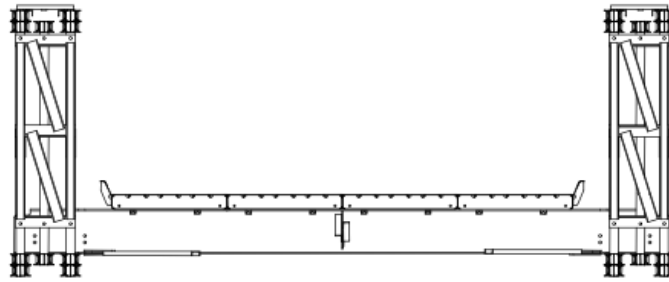


Figura 1 - Secção tipo de uma ponte modular – Ponte Mabey, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)

2.1.1 Ponte Callender – Hamilton

O conceito referido aplicado a painéis de aço pré-fabricados nasceu com A. M. Hamilton em 1935. Esta ponte era usada para mobilizações militares rápidas, com o objetivo de permitir o acesso a áreas remotas, ou mesmo para substituir eventuais pontes que tivessem sido destruídas, dando apoio à população civil quando o Exército podia prescindir delas. A concepção desta ponte consistia em placas de aço que permitiam a fixação de tubos longitudinais, que materializava as cordas, montando assim o sistema de treliça como se mostra na Figura 2. O facto de as ligações estarem concentradas nas placas permitia uma maior facilidade e rapidez do processo de fabrico e de montagem, mas concentrava os pontos mais “fracos” da estrutura nas suas ligações (Federal Highway Administration, 2005).

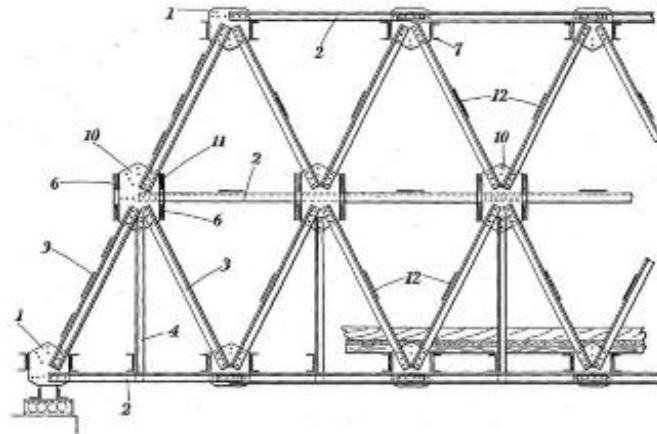


Figura 2 - Desenho da ponte Callender – Hamilton (Federal Highway Administration, 2005)

2.1.2 Ponte Bailey

Durante a Segunda Guerra Mundial, um engenheiro militar que servia o Exército Britânico, Donald Bailey, teve a excelente ideia de conceber um sistema de pontes modulares pré-fabricadas, partindo do conceito das pontes Callender – Hamilton (Mabey Bridge, 2014b). Este modelo de ponte modular surgiu da necessidade de criar uma ponte flexível, capaz de vencer

inúmeros obstáculos com vãos diferentes, sendo o critério mais importante naquela época era a possibilidade de resistir ao peso das novas viaturas militares, os carros de combate – Inglis Mark IV, que pesavam cerca de 39 t (Federal Highway Administration, 2005).

Com a evolução das cargas aplicadas surgiu naturalmente a preocupação em avaliar se realmente as novas pontes modulares permitiam a circulação de elevadas cargas militares. Para avaliar as capacidades desta estrutura, Donal Bailey realizou um ensaio de carga com um carro de combate Whippet em cima de um Vintage Mark V (Figura 3), que demonstrou a capacidade da nova estrutura (Thinkdefence, 2012).



Figura 3 - Ensaio de carga na Ponte Bailey (Thinkdefence, 2012)

Este sistema de ponte possibilitou a execução uma estrutura em aço bastante leve e versátil e, simultaneamente, extremamente resistente. A sua utilização foi de enorme valor durante a Segunda Guerra Mundial, como se mostra na Figura 4, tendo desempenhado um papel extremamente importante na vitória dos Aliados (Mabey Bridge, 2014b).



Figura 4 - Utilização de uma das primeiras pontes Bailey em 1944 (Mabey Bridge, 2014a)

De entre as opiniões de muitos militares a elogiar Donald Bailey, destacam-se as de grandes Generais, que vieram apoiar o sucesso e a importância desta estrutura durante a Segunda Guerra Mundial. O General Montgomery referiu que “*Sem a Ponte Bailey, nós não teríamos ganho a guerra. Foi a melhor coisa que nós tivemos naquela frente de combate*”. O General Eisenhower, por seu lado, referiu-se a esta ponte como: “*uma das três peças de equipamento que mais contribuíram para a nossa vitória na Segunda Guerra Mundial*” (Thinkdefence, 2012).

Após o sucesso que este sistema demonstrou no decorrer da Segunda Guerra Mundial, a estrutura foi batizada de Ponte Bailey e foi adotada pelos exércitos de muitos países Europeus, incluindo Portugal, como ponte logística. Em 1947 havia já cerca de duas mil pontes deste tipo, dos quais 75% na Europa (Mabey Bridge, 2014b). Nos anos seguintes, procurou-se sistematizar o fabrico da estrutura, para permitir a sua produção em série, e assim, juntaram-se cerca de 650 empresas a este enorme projeto, fabricando painéis da ponte. Nesta fase, os Estados Unidos da América tiveram grande intervenção ao fabricar na totalidade ao longo dos anos cerca de 30 quilómetros de extensão de pontes deste tipo (Thinkdefence, 2012).

2.1.3 Ponte Medium Girder Bridge (MGB)

Após o sucesso da ponte Bailey, surgiu no início dos anos 70 um novo modelo de ponte modular designada de MGB (Figura 5), sucessora da ponte Bailey. Esta ponte foi utilizada por Forças Armadas em todo o mundo, sendo corrente no Reino Unido, nos Estados Unidos da América e em muitos outros países associados da OTAN (Organização do Tratado do Atlântico Norte) (WFEL, 2014b).

Os elementos desta estrutura têm a vantagem de serem ainda mais leves que os da sua antecessora, a ponte Bailey, pois são fabricados com aços de maior resistência, conseguindo-se assim reduzir as secções e a quantidade de aço. Isto traduz-se em importantes vantagens, das quais se destaca a facilidade de transporte e de montagem (WFEL, 2014b).



Figura 5 - Medium Girder Bridge, montada em sistema duplo com reforço nos apoios (WFEL, 2014b)

De entre as diversas características desta ponte destacam-se a possibilidade de obter uma largura de faixa de rodagem de 4 metros e a possibilidade também de ser montada em 3 modos diferentes, com um máximo de 49.4 m. Em função do vão e da carga de utilização a ponte pode ser montada no modo simples, no modo duplo ou no modo duplo com reforço de extremidade constituído por um sistema de atirantamento inferior (Figura 6). Esta ponte tem também a possibilidade de ser utilizada como ponte flutuante (Russell, 2013).



Figura 6 - Da esquerda para a direita: Modo simples, Modo duplo e Modo duplo com reforço de extremidade da ponte MGB (WFEL, 2014b)

2.1.4 Ponte Acrow

O modelo da ponte Acrow, representada na Figura 7, foi patenteado em 1973, e é muito baseado na concepção da ponte Bailey. Foram realizados melhoramentos à concepção inicial, nomeadamente no tipo de aço utilizado no seu fabrico, nas ligações dos tabuleiros metálicos e no sistema de repartição transversal das cargas pelas treliças longitudinais (Acrow Bridge, 2014b).



Figura 7 - Ponte Acrow sobre o rio Biobío no Chile (Acrow Bridge, 2014b)

Desde 1990 até ao presente este modelo foi sendo melhorado, permitindo que a versão atual seja bastante mais leve, tenha treliças 50% mais altas (em consequência, 50% mais resistente aos momentos fletores), e 20% mais resistente aos esforços transversos. Estas melhorias foram conseguidas através de uma configuração diferente de painéis triangulares, como se mostra na Figura 8, reduzindo a quantidade de aço em cada triangulação da treliça, em relação aos painéis treliçados retangulares da ponte Bailey (Figura 9) (Johnson, 1990).

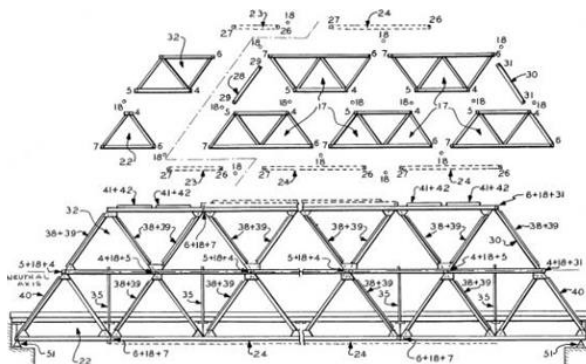


Figura 8 - Ponte Acrow com painéis triangulares (Acrow Bridge, 2014b)

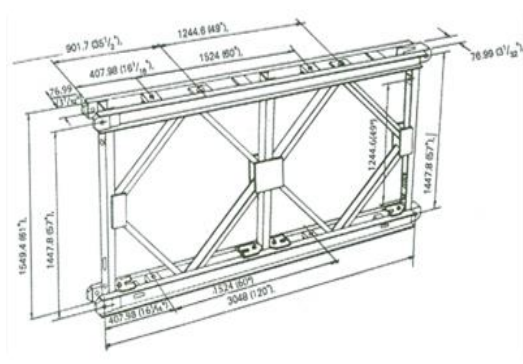


Figura 9 - Painel tipo da ponte Bailey (Machine Work, 2015)

Como curiosidade refira-se que após os eventos do 11 de setembro de 2001 uma ponte Acrow foi montada em Nova Iorque para apoiar as operações de reconstrução. A Figura 10 ilustra a ponte acima referida no acesso ao fundo da escavação do quarterão das torres gémeas (Federal Highway Administration, 2005).



Figura 10 - Ponte Acrow montada em Nova Iorque após o 11 de setembro de 2001 (Acrow Bridge, 2014a)

2.1.5 Ponte Mabey

A ponte Mabey (Figura 11) foi patenteada em 1987 e atualizada em 2003 pela empresa Mabey & Johnson Ltd., e à semelhança da ponte Acrow, a sua conceção foi também baseada na ponte Bailey. De facto, utilizam-se também painéis retangulares, a que se juntaram painéis trapezoidais de transição, o que permite alterar a altura da treliça ao longo do vão para um melhor ajuste ao diagrama de momentos fletores. A redução de altura nos apoios conduz a uma redução do peso próprio global da estrutura, aumentando assim a sua eficiência (Bevil G. Mabey, 1987).

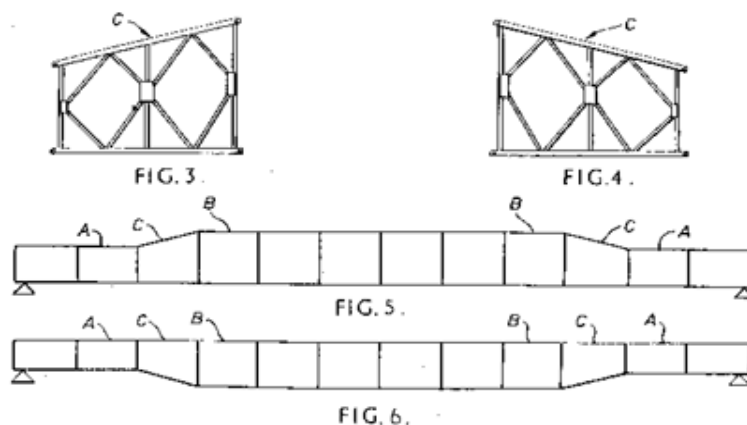


Figura 11 - Ponte Mabey Johnson 1987 (Bevil G. Mabey, 1987)

Um melhoramento significativo introduzido na atualização de 2003 consistiu na criação de barras suplementares para reforço local das cordas superiores das treliças. Este melhoramento conduziu não só a um aumento da resistência, como fundamentalmente a uma redução da flecha total da estrutura, especialmente importante para vãos longos. Isto foi possível através

da adição de pequenos espaçadores na barra suplementar, de modo a aumentar o espaçamento entre as cordas superiores comparativamente às cordas inferiores, permitindo introduzir uma contraflecha inicial. Contudo o modelo desta ponte que o Exército Português adquiriu não tem esta possibilidade. A Figura 12 ilustra este processo, onde B assinala a barra suplementar (Federal Highway Administration, 2005).

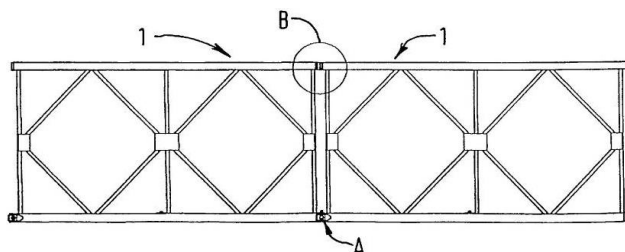


Figura 12 - Ilustração da fixação de dois painéis da ponte Mabey Johnson (Federal Highway Administration, 2005)

Este novo sistema tem a vantagem, em relação os seus antecessores, da sua versatilidade devido a grande variedade de painéis que é possível utilizar, possibilitando a montagem de diversos modelos da mesma ponte, em função do vão e das capacidade de carga pretendida. A fabricação destes painéis modulares tornou-se automatizada reduzindo-se muito a mão-de-obra tradicional, o que aumentou o rendimento de produção e permitiu baixar os custos (MCB UP Ltd, 1990).

Esta ponte teve diversas evoluções que conduziram à versão mais recente, designado por sistema modular Compact 200. Existe também um modelo desta ponte designado por modelo Delta, em que os painéis centrais (os mais esforçados devido aos elevados momentos fletores) têm alturas superiores em relação que os painéis laterais, como apresenta a Figura 13.



Figura 13 - Ponte Mabey - Modelo Delta do Reino Unido (Mabey Bridge, 2014b)

2.1.6 Pontes Logísticas utilizadas atualmente na Europa

Como se referiu, a designação de Pontes Logísticas é tomada como uma ponte com certas características específicas como elevada capacidade de carga, capacidade de vencer grandes vãos, de ser rápida e simples montagem e transporte, e quando não existir equipamentos, esta estrutura consegue ser montada manualmente. Aliadas a estas características tem-se o facto

de ser extremamente úteis em apoio à população civil quando os exércitos podem prescindir delas.

Por esse motivo existem diversas empresas que produzem este sistema de pontes, e apresentam diversas opções de sistemas modulares de pontes pré-fabricadas de aço:

- A Mabey Bridge, com todos os modelos referidos anteriormente (exceto os modelos Acrow e MGB), aos quais se juntam os modelos Compact 200, Quick Bridge, Universal Bridge, Delta Bridge, entre outros (Mabey Bridge, 2014a);
- A Janson Bridging que produz os seguintes modelos: Janson Beam Bridge, Janson Plate Girder Bridge, Janson Panel Bridge, entre outros (Janson Bridging, 2014);
- A WFEL que produz os sistemas MGB, Dry Support Bridge entre outros (WFEL, 2014a);
- A Acrow Bridge que produz o modelo 700XS entre outros (Acrow Bridge, 2014a).

No âmbito desta dissertação entendeu-se estudar o sistema modular das pontes do tipo Mabey Compact 200, pois é este o modelo que o Exército Português recentemente adquiriu, e tem vindo a utilizar nas suas operações de apoio à população quando lhe é solicitado. O Exército Português dispõe contudo de outras pontes, às quais se faz referência na secção 2.1.7.

Relativamente às pontes modulares utilizadas no mundo, a empresa Mabey menciona que no apoio de emergência, identificam-se pelo menos 24 casos (dados retirados a 26 de julho de 2015), embora certamente muitos mais exemplos existam. Destes casos, 6 ocorreram na Europa e 3 em operações militares ao serviço da OTAN (Mabey Bridge, 2015).

Dos 6 casos na Europa, um ocorreu na Suíça em outubro de 2001 devido às más condições climáticas que se fizeram sentir na zona decorrentes da forte precipitação, que provocaram a saída do rio do seu leito. Este rio destruiu uma ponte que servia uma população de aproximadamente 800 pessoas, tendo o Exército Suíço decidido montar uma ponte logística de emergência (Figura 14) com um vão de 39.60 m e uma capacidade para 40 t. O período de montagem foi de apenas quatro dias com o apoio de 20 soldados (Mabey Bridge, 2013).



Figura 14 - Ponte logística utilizada pelo Exército Suíço em apoio à população local (Mabey Bridge, 2013)

Outros 4 casos estão situados na Irlanda e no Reino Unido. Em 3 destes casos era necessário dar solução a um projeto de uma pequena empresa na Irlanda que teve de recorrer à ponte Bailey, pois as suas pontes não conseguiram cumprir os requisitos do projeto. Outro caso, no Reino Unido, consistiu em dar apoio a uma empresa para manutenção de oleodutos, que requeria o acesso a uma área restrita. Foi montada uma ponte Compact 200 (Figura 15). Identificou-se ainda o caso da montagem da ponte Alamo na Dinamarca.



Figura 15 - Ponte Compact 200 a apoiar a manutenção de oleodutos (Mabey Bridge, 2014a)

2.1.7 Pontes Logísticas no Exército Português

De seguida são apresentadas de forma resumida as pontes logísticas que estão, ou já estiveram, ao serviço do Exército Português.

- Pontão de alumínio M4T6, ilustrado nas Figuras 16 e 17. Trata-se de uma ponte fixa cujo tabuleiro é formado por vigas de duralumínio e que pode ser montada com ou sem apoios intermédios para transposições rápidas de obstáculos. Esta ponte vence, sem apoios intermédios, um vão até 13,5 m, com uma faixa de rodagem de 4,2 m, para veículos até 66 t, sendo muito simples, versátil e bastante rápida de montar (Escola Prática de Engenharia, 1970).

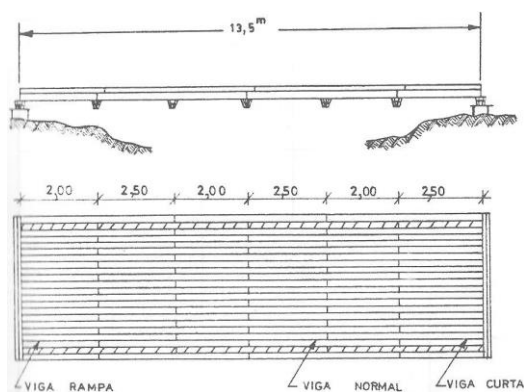


Figura 16 - Pontão de alumínio M4T6 (Escola Prática de Engenharia, 1970)



Figura 17 - Pontão de alumínio M4T6 (Companhia de Pontes, 2015)

- Ponte Ribbon, ilustrada na Figura 18, é uma ponte flutuante, operada com auxílio de embarcações, ou seja, não possui apoios nas extremidades dos rios, sendo que só permite a transposição sobre os mesmos de viaturas até 60 t e com uma largura de faixa de 3.65 m (Escola Prática de Engenharia, 1970).



Figura 18 - Ponte Ribbon num exercício do Exército Português (Machado, 2015)

- Ponte Treadway, ilustrada na Figura 19 aquando da sua montagem na Madeira, sobre a Ribeira Brava em 2011, pode ser utilizada para transpor vários obstáculos com um vão máximo de 18.2 m para viaturas até 30 t, e uma faixa de rodagem de 4.1 m de largura (Escola Prática de Engenharia, 1996).



Figura 19 - Ponte Treadway montada sobre a Ribeira Brava, Madeira (Companhia de Pontes, 2015)

- Ponte Bailey, já descrita, permite um vão máximo de 63 m para viaturas até 36 t, com uma faixa de rodagem de 4.2 m de largura (Escola Prática de Engenharia, 1974).

- Ponte TMTB, ilustrada nas Figuras 20 e 21, é uma ponte que surgiu da necessidade de criar estruturas mais flexíveis e ligeiras que as pontes do tipo Bailey e Treadway. Com um vão máximo de 12 m e uma faixa de rodagem variável consoante a largura do veículo permite a circulação de viaturas até 20 t. Esta ponte é autoportante, sendo bastante rápida e simples a sua montagem, mas em contrapartida implica vãos curtos e a classe de veículos baixa (Escola Prática de Engenharia, 1996).



Figura 20 - Ponte TMTB (Companhia de Pontes, 2015)



Figura 21 - Ponte TMTB (Companhia de Pontes, 2015)

- Ponte Mabey tem um vão máximo de 60.96 m para um veículo de no máximo 80 t, ou 51.82 m para veículos até 110 t, dependendo da configuração da ponte, e com uma faixa de rodagem de 4.2 m de largura (Mabey Bridge Limited, 2014). Nas secções seguintes apresenta-se uma descrição mais detalhada desta ponte e do seu sistema de montagem.

2.2 Descrição da Ponte Mabey

Segundo Paoli (2009), a ponte em estudo – Ponte Mabey – é classificada como um meio de transposição contínuo e sem suporte intermédio, ou seja, possui apenas como apoio os encontros nas margens do obstáculo a transpor. Contudo, é possível colocar apoios intermédios, vencendo obstáculos mais longos, como se apresenta na Figura 22 (Mabey Bridge, 2014a). Dado que a Ponte Mabey corresponde a uma evolução da Ponte Bailey, começa por se efetuar uma descrição geral das pontes do tipo Bailey.



Figura 22 - Ponte Mabey com apoios intermédios (Mabey Bridge, 2014a)

2.2.1 Descrição Geral das Pontes do tipo Bailey

A ponte Bailey é uma ponte modular pré-fabricada, e a sua conceção assenta em elementos de reduzida dimensão permitindo o transporte em viaturas até ao local da montagem (Paoli, 2009). Esta ponte possui uma característica que a distingue das suas antecessoras, e que consiste no

tipo de ligação entre módulos. Na ponte Bailey foi pela primeira vez introduzido o sistema de cavilhas, em substituição das fixações anteriores com parafusos. Esta alteração permitiu eliminar o enorme trabalho de aparafusamento entre módulos, passando os vários painéis a ser fixados no local através de um sistema simples de pinos (ou cavilhas) que encaixam nos orifícios existentes nas extremidades dos painéis. Esta modificação das ligações tornou o processo de montagem e desmontagem muito mais simples e rápido.

Por outro lado, este tipo de ponte tem uma enorme vantagem permitindo múltiplas aplicações, desde ponte suspensa, ponte férrea, ponte retrátil, ponte móvel ou, de uma forma mais distinta, como pilar ou cobertura de um edifício, como se apresenta nas seguintes Figuras 23 e 24 ((Thierry, 1946) citado pela (Federal Highway Administration, 2005)).



Figura 23 - Sistema de painéis da ponte Bailey a servir de pilar em Des Joachims, Canadá (Thinkdefence, 2012)

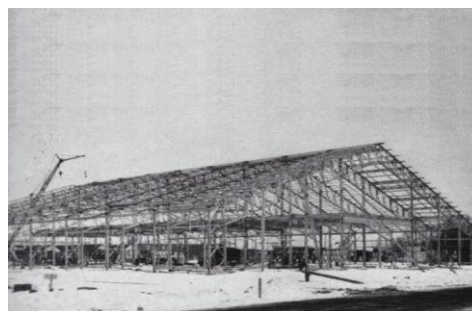


Figura 24 - Sistema de painéis da ponte Bailey a servir de cobertura numa fábrica na África do Sul (Thinkdefence, 2012)

Stewart (1944) citado pela Federal Highway Administration (2005) identificava acerca deste tipo de estruturas os seguintes critérios:

- Os componentes básicos tinham que ser normalizados e intermutáveis entre eles;
- Os componentes individuais tinham de ter a capacidade de serem transportados no máximo por seis pessoas;
- Os elementos tinham que ser leves o suficiente para serem transportados por uma viatura militar com capacidade de três toneladas;
- A ponte tinha que ser de montagem rápida como é exigido a todos os equipamentos de cariz militar;
- Os componentes tinham que permitir a possibilidade de serem montados segundo diversas disposições de modo a permitir diversas condições de carregamento e de vãos.

Esta estrutura é composta por um conjunto de painéis que podem ser acoplados lado a lado, e até verticalmente, com o objetivo de aumentar a capacidade de resistência, atingindo um comprimento máximo de cerca de 60 metros sem recurso a apoios intermédios. No caso de se optar por colocar apoios intermédios, sejam flutuantes, no caso de travessia de um curso de água, ou rígidos, no caso de travessia de um vale, a ponte passa a não ter limite de comprimento, ou seja, o comprimento máximo do tabuleiro passa a ser o número máximo de painéis à disposição da entidade que realizará a montagem da estrutura. Uma outra valência desta ponte é o facto de permitir montagens em paralelo, permitindo dois sentidos de tráfego, como mostra a Figura 25 (Russell, 2013).



Figura 25 - Duas pontes Bailey montadas em paralelo (Thinkdefence, 2012)

As pontes Bailey continuam a ser utilizadas nos dias de hoje. Exemplo disso foi a sua utilização após o sismo e o tsunami que ocorreram no Oceano Índico em 2004. Diversas pontes Bailey (Figura 26) foram montadas na Indonésia para substituir estruturas colapsadas, contribuindo para a recuperação daquela zona, nomeadamente restaurando o tráfego automóvel, o acesso a uma central elétrica e a instalações industriais (Radhakrishnan, 2004).



Figura 26 - Ponte Bailey na Indonésia após o Tsunami de 2004 (Marple, 2011)

Quanto ao processo de montagem, esta ponte é montada e lançada através de dois métodos simples. Um consiste em efetuar o lançamento incremental do tabuleiro em consola de uma margem até à oposta, e o outro consiste em montar a estrutura numa margem e colocá-la na posição final com recurso a uma grua.

Esta ponte foi utilizada pelo Exército Americano até 2005, sendo progressivamente substituída pela ponte Mabey. Esta alteração verificou-se também em muitos outros países, como Portugal, que a utilizavam para fazer face a eventuais emergências ou mesmo para apoio durante reabilitações de outras pontes, devido à sua grande versatilidade (Federal Highway Administration, 2005).

2.2.2 Descrição das Pontes do tipo Mabey

A ponte Mabey Compact 200, atualmente o modelo mais utilizado pelo Exército Português, foi projetada e desenvolvida em Inglaterra pela empresa Mabey & Johnson Ltd. Esta estrutura tem diversas características que fazem dela a sucessora natural da ponte Bailey, como seja a sua grande capacidade de carga, a sua execução com materiais de elevada resistência e durabilidade, e a necessidade de muito pouca manutenção por parte do utilizador (Mabey Bridge, 2014a).

Este sistema de pontes, por ser modular, é muito mais rápido de montar que as pontes convencionais de betão armado ou mistas aço-betão, o que é uma mais-valia para serem usadas pelo Exército quer em missões militares (apoio logístico) como no caso do apoio à sociedade

civil em situações de catástrofes, como foi o exemplo das cheias ocorridas na praia de Mira, em 2014 que destruíram uma obra de arte existente no local (Figura 27).



Figura 27 - Ponte Mabey montada em Mira

Tal como a ponte Bailey, a Ponte Mabey é constituída por módulos, permitindo a sua montagem com diversas configurações de treliças e com diferentes comprimentos de vão, em que se juntam diversos números de compartimentos, com o objetivo de vencer o vão em causa com a classe de veículos requerida. As diversas construções de treliças são as apresentadas de seguida (Mabey Bridge Limited, 2014):

- SSH – Treliça única, cada treliça possui uma única linha de painéis;
- SSHRH – Treliça única reforçada, cada treliça possui uma única linha de painéis, com reforço de corda superior e inferior;
- DSH – Treliça dupla, cada treliça possui duas linhas de painéis;
- DSHR1H – Treliça dupla com reforço simples, cada treliça possui duas linhas de painéis, com reforço de corda superior e inferior no painel interior de cada treliça;
- DSHR2H – Treliça dupla com reforço duplo, cada treliça possui duas linhas de painéis, com reforço de corda superior e inferior nos dois painéis;
- TSH – Treliça tripla, cada treliça possui três linhas de painéis;
- TSHR2H – Treliça tripla com reforço duplo, cada treliça possui três linhas de painéis, com reforço de corda superior e inferior nos painéis interior e exterior;
- TSHR3H – Treliça tripla com reforço triplo, cada treliça possui três linhas de painéis, com reforço de corda superior e inferior nos três painéis.

Na Figura 28 apresenta-se uma secção tipo desta ponte logística, na configuração DSHR2H, com módulos de 3.048 m de altura e 6.045 m de largura total e proporcionando uma faixa de rodagem de 4.20 m.

Algumas notas devem ser adicionadas a esta caracterização geral:

- O compartimento final (conjunto de todos os painéis na mesma secção transversal), nunca tem reforço de cordas, mesmo que todos os outros painéis o tenham;
- Todas estas configurações são constituídas apenas por um conjunto de painéis no plano, sem que haja painéis montados em cima de outros painéis;

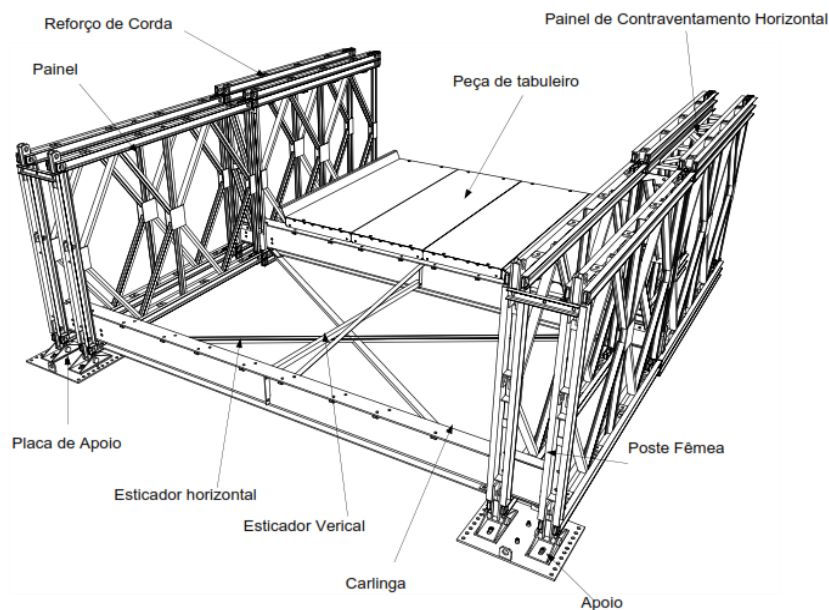


Figura 28 - Secção tipo de uma ponte Mabey DSHR2H, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)

- Todos os painéis são painéis “super”, à exceção de quando aparece um “+” no seguimento da denominação (por exemplo, “DSHR1H++”), e que o número de “+” representa o número de painéis “super” com resistência ao corte mais elevado a colocar em cada extremidade, sendo que um painel “super de corte elevado” pode substituir um painel “super”, mas o inverso não pode acontecer;
- Também existem versões desta ponte com larguras de via diferentes, e a possibilidade de instalar rampas de acesso e passeios pedonais, mas com menor aplicação prática.

As Figuras 29 e 30 ilustram as configurações possíveis da ponte, incluindo os possíveis vãos, e as respetivas configurações, onde a classe Normal corresponde aos veículos militares. Interessa referir que existe um modelo desta ponte que tem configurações em altura, mas o Exército Português não adquiriu esse modelo.

2.3 Descrição do Processo de Montagem

A ponte Mabey pode ser montada de duas formas distintas: uma em que a estrutura é montada numa margem, e posteriormente lançada em consola até à margem oposta, outra em que a estrutura é montada na totalidade numa das margens, e de seguida é içada com recurso a uma grua e colocada na posição definitiva. Esta segunda opção tem a vantagem de ser mais rápida, mas o inconveniente de necessitar de uma grua com grande capacidade de carga uma vez que vai ter que içar toda a estrutura e ter uma lança suficientemente longa para a manobrar até à posição final. Estas condicionantes tornam o segundo método menos utilizado, normalmente só em pontes pouco extensas (Russell, 2013).

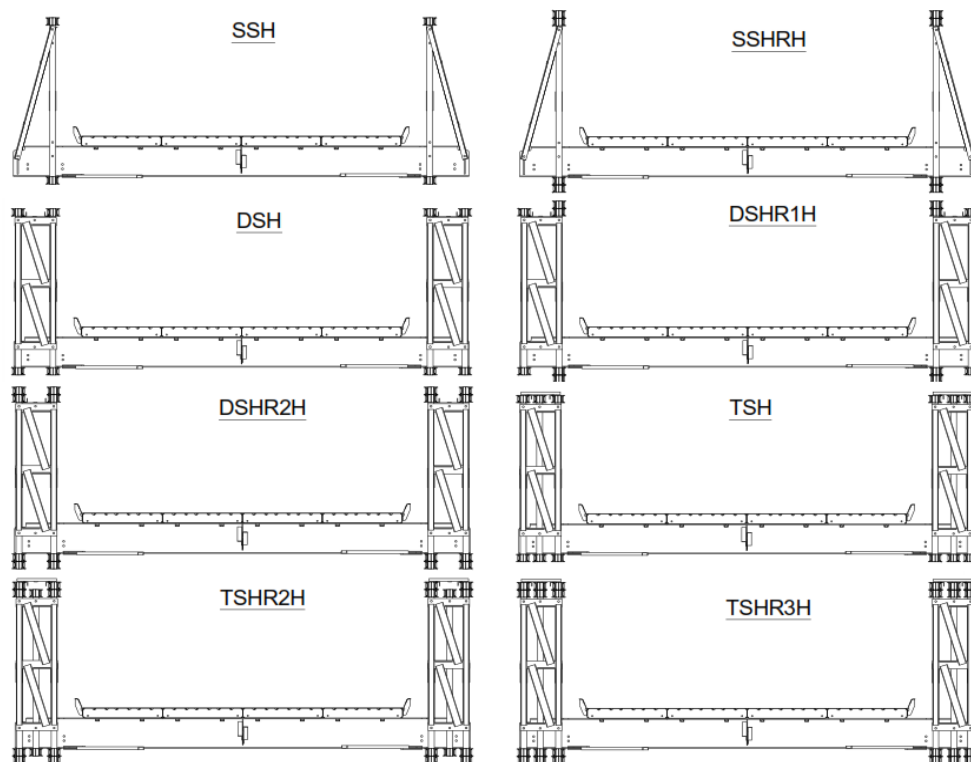


Figura 29 - Configurações das treliças da ponte Mabey, adaptado de (Mabey Bridge Limited, 2014)

Vão		Classe 40 t Civil	Classe 60 t Normal	Classe 80 t Lagartas Normal	Classe 110 t Rodas Normal
Compartimentos	[m]				
5	15.24	SSH	SSH +	DSH	DSH
6	18.29	SSH +	SSHRH +	DSH	DSH
7	21.34	SSHRH +	SSHRH ++	DSH	DSH
8	24.38	SSHRH ++	SSHRH ++	DSHR1H ++	DSHR1H ++
9	27.43	SSHRH ++	DSH	DSHR1H ++	DSHR1H ++
10	30.48	SSHRH +++	DSHR1H +	DSHR1H ++	DSHR2H ++
11	33.53	DSH	DSHR1H ++	DSHR1H +++	DSHR2H ++
12	36.58	DSHR1H ++	DSHR1H ++	DSHR2H +	DSHR2H +++
13	39.62	DSHR1H ++	DSHR1H +++	DSHR2H ++	DSHR2H +++
14	42.67	DSHR1H ++	DSHR2H +	DSHR2H ++	TSHR2H ++
15	45.72	DSHR2H +	DSHR2H +	DSHR2H ++	TSHR3H +
16	48.77	DSHR2H +	DSHR2H ++	TSHR2H ++	TSHR3H ++
17	51.82	DSHR2H ++	TSHR2H	TSHR2H ++	TSHR3H ++
18	54.86	TSHR2H +	TSHR2H +	TSHR3H +	X
19	57.91	TSHR3H	TSHR3H	TSHR3H ++	X
20	60.96	TSHR3H	TSHR3H +	TSHR3H ++	X

Figura 30 - Configurações das treliças da ponte Mabey, adaptado de (Mabey Bridge Limited, 2014)

Para efetuar o lançamento utiliza-se um “nariz de lançamento” e para equilibrar o efeito do peso próprio da ponte em consola são colocados contrapesos, na parte da ponte que ainda se encontra na “margem de partida”, identificados respetivamente a vermelho e a verde na Figura 31. A posição e quantidade de contrapesos, bem como o comprimento do nariz de lançamento dependem do vão a vencer.



Figura 31 - Montagem de uma ponte Mabey utilizando contrapesos em Odeira (Companhia de Pontes, 2011)

O processo de montagem da ponte Mabey é muito semelhante ao da ponte Bailey. Em primeiro lugar, são utilizados roletes metálicos para apoiar o deslizamento da ponte na “margem de partida”, como mostra a Figura 32, sendo esta posteriormente lançada até à “margem de chegada”, sem necessidade de quaisquer outros apoios intermédios. Utilizam-se módulos de treliça para formar o nariz de lançamento, sendo montados com um ângulo em relação ao alinhamento do tabuleiro para permitir “recuperar” a flecha na chegada à margem oposta (Figura 33) (Mabey & Johnson Ltd, Sem Ano).



Figura 32 - Apoios provisórios de lançamento constituídos por roletes cilíndricos (Companhia de Pontes, 2014)



Figura 33 - Nariz de lançamento (Companhia de Pontes, 2014)

O estudo do lançamento constitui um dos aspetos mais importantes do projeto, dado que é a operação mais complexa de toda a montagem do tabuleiro. O equilíbrio estático deve estar sempre garantido, necessitando-se por isso que o centro de gravidade da estrutura não ultrapasse os cilindros de lançamento na margem de partida, em todas as fases do processo (Figura 34).

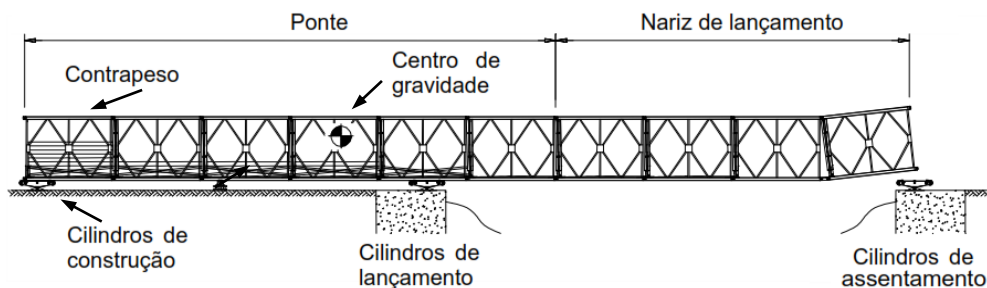


Figura 34 - Esquema de montagem da ponte Mabey, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)

Como é visível na Figura 34, o comprimento necessário para a montagem inicial do tabuleiro, na margem de partida é pelo menos igual ao comprimento da ponte e do nariz. Uma utilização eficaz de contrapesos, sob a forma de blocos de tabuleiro colocados nos compartimentos traçeiros da estrutura, pode reduzir o comprimento da ponte (na fase de montagem) e consequentemente a “área de construção”.

Após o nariz de lançamento atingir a margem de chegada, a estrutura continua a ser empurrada até que o tabuleiro atinja a sua posição definitiva, procedendo-se então à desmontagem do nariz de lançamento. A remoção dos roletes de lançamento é efetuada através da elevação sequencial do tabuleiro com “macacos” hidráulicos e a sua substituição pelos apoios definitivos onde assentam os postes. A conclusão do processo de montagem é materializada com o assentamento do tabuleiro, como apresentado na Figura 35, e a conclusão dos acessos permitindo a circulação rodoviária.



Figura 35 - Ponte Mabey montada em Odemira, Beja (Companhia de Pontes, 2011)

A Figura 36 apresenta uma ponte logística tipo Mabey lançada sobre o rio Mira em Odemira, pela Companhia de Pontes do Exército Português em 2011, em apoio à população local, durante o período em que a ponte metálica existente foi alvo de uma obra de reabilitação.



Figura 36 - Ponte Mabey em Odemira na configuração TSHR3H (Companhia de Pontes, 2011)

3 Definição das Ações e do Modelo de Análise

Para efetuar a avaliação das condições de segurança da Ponte Logística do tipo Mabey para uma utilização rodoviária torna-se necessário definir as ações e o modelo de análise, o que é feito neste Capítulo. Como a ponte pode ser instalada com diversas configurações e para diversos vãos, é igualmente necessário definir a configuração de estudo.

Adota-se no estudo uma situação equivalente à montagem de uma ponte logística tipo Mabey realizada pelo Exército Português em Odemira em 2011, com a configuração TSHR3H (Figura 36). Esta configuração corresponde ao maior reforço possível para um vão que se encontra no limite do estabelecido pelo Fornecedor que, simultaneamente, refere a sua utilização com prudência para veículos militares de 60 t (conforme indicado a vermelho na Figura 30). Acresce referir que para esta configuração foram efetuados ensaios de carga aquando da sua montagem que serão utilizados para a validação e calibração do modelo numérico.

Assim, considera-se a estrutura montada com um vão de 57.91 m, adotando a configuração TSHR3H, com capacidade de catálogo para veículos de classe 40 Civil, ou 60 Normal, segundo a Figura 30, ou seja, veículos civis até 40 t, e veículos militares até 60 t, numa faixa de rodagem com 4.20 m de largura.

Quanto aos apoios da estrutura, num dos encontros (normalmente na margem de partida) utilizam-se apoios fixos nas duas direções, ao passo que no encontro oposto se colocam apoios móveis unidireccionais, com libertação do deslocamento longitudinal e restrição dos deslocamentos transversais.

3.1 Definição das Ações

As ações determinantes para a avaliação em condições de serviço e da capacidade última deste tipo de estruturas metálicas corresponde às ações permanentes e às ações variáveis das sobrecargas provenientes de uma utilização civil ou militar.

As ações transmitidas pelos veículos a uma ponte são tomadas como cargas verticais rolantes, que correspondem a cada um dos eixos dos veículos. Por serem cargas rolantes, devem ser consideradas com carácter dinâmico, uma vez que, a passagem de um veículo pela ponte a uma dada velocidade introduz uma certa amplificação dos efeitos das mesmas cargas aplicadas de forma estática. Estes agravamentos dos efeitos da ação estática dos veículos podem ser avaliados através da definição de coeficientes de amplificação dinâmica, conforme se apresenta no Capítulo 5 para o caso das sobrecargas militares (Costa, 2002). De facto, apenas para estas se torna necessário avaliar os efeitos dinâmicos na estrutura da passagem dos veículos, já que as sobrecargas rodoviárias civis definidas no EC1-Parte 2 (CEN, 2003) contemplam já os efeitos dinâmicos.

3.1.1 Ações Regulamentares

Relativamente às cargas permanentes, é corrente a sua divisão na parcela do peso próprio e das restantes cargas permanentes. No caso específico deste tipo de pontes, não está bem definido o que corresponde às restantes cargas permanentes, uma vez se tratar de uma ponte em que são poucos os acabamentos a executar após a montagem do tabuleiro. Destaca-se contudo os postes de iluminação, os guarda-corpos pedonais e as redes de proteção que, de qualquer forma, não representam uma carga relevante. Por essa razão, no caso presente, considera-se apenas a parcela do peso próprio dos elementos que compõem a estrutura. De facto, para garantir a rapidez da montagem todos os elementos que compõem a estrutura têm função estrutural, logo são considerados na parcela do peso próprio.

PESO PRÓPRIO – A quantificação do peso próprio é feita tendo em conta as características dos materiais que serão definidas na secção 3.2.1. A parcela do peso próprio para uma ponte montada com a configuração TSHR3H tem, segundo o catálogo, um peso de 17.97 kN/m. No modelo de análise é obtido um peso de 17.32 kN/m, a partir da soma das reações verticais (1002.86 kN) e dividindo pelo comprimento total (57.91 m). A diferença é de cerca de 4%.

SOBRECARGA RODOVIÁRIA – Entre as ações variáveis estão as sobrecargas rodoviárias, a ação do vento, as variações de temperatura e a ação sísmica, entre outras. Destas apenas será considerada neste trabalho a primeira, as ações derivadas das sobrecargas rodoviárias, por ser a mais condicionante no dimensionamento. A sobrecarga rodoviária é definida na norma EC1-Parte 2 (CEN, 2003). No artigo EN 1991-2-4-3 é definido o limite onde os veículos podem circular, chamado de plataforma de rodagem, e está delimitada pela guarda de segurança de ambos os lados, sendo ao centro descontado o espaço entre os separadores centrais. Assim, são definidas as vias dedicadas, não reais, onde são distribuídas as cargas definidas de acordo com essas vias, conforme se apresenta no Quadro 1 (EN 1991-2-4-2-3 (2)).

Quadro 1 - Número e largura das vias definidos no EC1-Parte 2 (CEN, 2003)

Largura da plataforma de rodagem [m], w	Número de vias [-], n	Largura das vias [m]	Largura do restante [m]
$w < 5.4$	$n = 1$	3	$w - 3$
$5.4 \leq w < 6$	$n = 2$	$w/2$	0
$6 \leq w$	$n = \text{Int}(w/3)$	3	$w - 3 \times n$

No Quadro 1 estão definidas as vias no geral, como explica a EN 1991-2, mas no caso específico desta estrutura, a largura da faixa de rodagem é de 4.2 m como ilustra a Figura 38, existindo apenas uma via de 3 m de largura e o restante correspondente a 1.2 m. Portanto, as cargas a considerar são as definidas pela EN 1991-2 como Modelo de Carga 1 (LM1) que tem a finalidade de representar a maioria dos efeitos de tráfego dos veículos leves e pesados.

Este modelo é constituído por uma sobrecarga concentrada, dividida em quatro cargas alinhadas em dois eixos representando os eixos de um veículo tipo (TS) definido pela EN 1991-2. Cada um destes eixos tem valores diferentes consoante a via onde estão localizados. Neste caso apenas existe a via 1, logo a carga tem um valor característico de 150 kN por roda, correspondendo no total a 600 kN (300 kN em cada eixo transversal como na Figura 37).

A outra componente deste modelo de sobrecarga é uma carga distribuída (UDL), com um valor característico de 9.0 kN/m² na via 1 e no restante da plataforma de rodagem uma carga de 2.5 kN/m² (Figura 38). As figuras seguintes mostram a geometria em planta do TS e a disposição transversal da UDL.

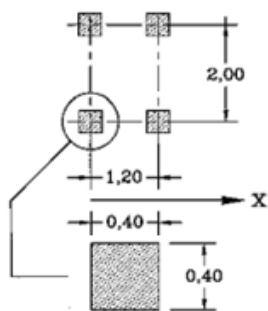


Figura 37 - Caracterização do TS (CEN, 2003)

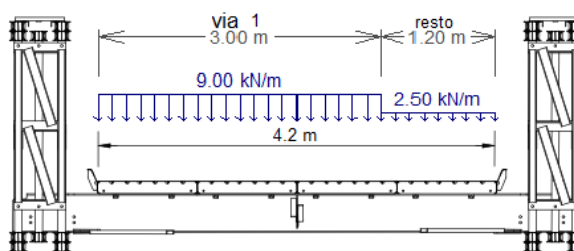


Figura 38 - Disposição transversal da UDL, adaptado de Mabe Bridge Limited (2014)

Importa ainda referir que o valor desta sobrecarga está sujeito à multiplicação por um coeficiente denominado de “fator de ajustamento” α , de acordo com os artigos 4.3.2 (1) (a) para as cargas concentradas e 4.3.2 (1) (b) para as uniformemente distribuídas. Neste trabalho este fator foi considerado igual à unidade, como referido em 4.3.2 (3) para os casos em que não existe informação adicional (EN 1991-2). As forças horizontais equivalentes às acelerações e travagens, apesar de existirem, não são consideradas no estudo dado que apenas vão solicitar os apoios do tabuleiro.

COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO DAS AÇÕES – Como todos os elementos estruturais desta estrutura são pré-fabricados, e este tipo de estruturas é montada e desmontada, podendo nesse caso os elementos danificados ser substituídos em cada nova montagem, então segundo a EN 1990 – Quadro 2.1 (CEN, 2001), pode classificar-se esta estrutura como da Classe 2 em termos de “tempo de vida útil” (pertencente ao intervalo entre os 10 e os 25 anos). Esta mesma norma apresenta no seu Anexo B – Gestão da fiabilidade estrutural das construções – os diferentes fatores a considerar nas ações e combinações de ações para assegurar o nível de fiabilidade regulamentar em função do tempo de vida útil e da classe de consequência (CC) do Quadro B.1, no caso de um acidente. Relacionando o tempo de vida da estrutura e o facto de ser uma ponte para utilizar durante períodos de tempo curtos como referido no capítulo 2.1, pode classificar-se a ponte como da classe CC1. Assim, a EN 1990 apresenta um coeficiente de 0.9 a aplicar aos coeficientes parciais de segurança das ações desfavoráveis. Deste modo, na verificação regulamentar para as sobrecargas civis utilizar-se a combinação fundamental em que se majoram as ações permanentes e as sobrecargas pelo fator $1.35 \times 0.9 = 1.215$.

3.1.2 Ações Militares específicas

Em alternativa às sobrecargas rodoviárias regulamentares, consideram-se as ações militares específicas a partir das viaturas existentes no Exército Português. Assim, define-se o valor característico da ação militar específica como o peso da viatura militar tática mais pesada que o Exército Português possui, que é o carro de combate Leopard 2A6. As suas dimensões são: largura de 3.76 m, comprimento de lagartas de 4.95 m e um total de 10.97 m, contando com o canhão e a retaguarda do carro de combate (Figura 39) (Ordnance, 2001).

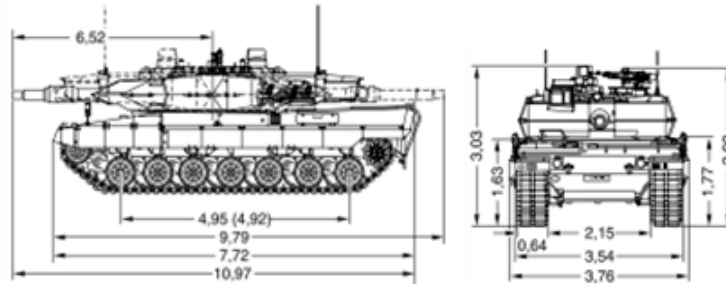


Figura 39 - Dimensões do carro de combate Leopard 2A6 [m] (Ordnance, 2001)

Relativamente ao peso, os catálogos deste tipo de veículos fornecem os seguintes valores (Ordnance, 2001):

- Peso vazio de 556 kN;
- Peso máximo permitido de 595.4 kN;
- Peso equipado para combate de 587.6 kN;
- Pressão no solo quando em combate de 93 kN/m².

Destas características destacam-se o peso máximo de 595.4 kN, representado o valor característico da ação com um valor aproximado de 600 kN que, de acordo com a Figura 39, é distribuído nas 14 rodas que apoiam nas lagartas, sendo a carga total $2 \times 7 \times 42.85 = 600$ kN e a distância entre eixos das rodas extremas $6 \times 0.82 = 4.92$ m (Figura 40).

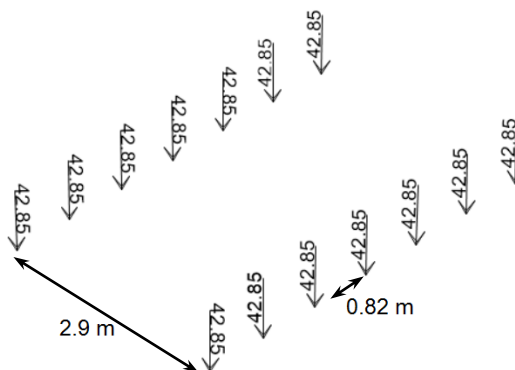


Figura 40 - Definição do modelo da sobrecarga militar [kN]

3.2 Modelo de Análise

O modelo numérico foi realizado com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000 utilizando elementos finitos de barra. Trata-se de uma ponte do tipo Mabey com a configuração TSHR3H, portanto, toda a geometria do modelo está de acordo com esta configuração.

Para uma melhor validação do modelo de análise foi realizado um levantamento geométrico das secções que compõem os elementos estruturais constituintes da ponte, e comparados com perfis comerciais provenientes do mesmo país que a empresa fornecedora deste modelo de ponte.

Foram também utilizados os registos de um ensaio de carga da ponte logística tipo Mabey montada em 2011, pela Companhia de Pontes do Exército Português.

3.2.1 Geometria e Propriedades dos Materiais

Dado que existiam dúvidas sobre a caracterização geométrica da estrutura foram feitos levantamentos geométricos das secções. A metodologia adotada para a caracterização geométrica desta ponte baseou-se na execução de medições diretas e manuais, com recurso a um paquímetro, conforme se apresenta na Figura 41.



Figura 41 - Utilização de um paquímetro para medições das dimensões dos perfis

Apesar de este método ter diversas desvantagens quando comparado com outros mais precisos, é rápido e de baixo custo. Após as medições realizadas procuraram-se tabelas em que estes perfis estivessem tabelados, verificando-se que se tratam de perfis ingleses (tabelas no Anexo C).

O painel “super” da Figura 42 é composto por cordas e diagonais (tantos os elementos inclinados como os verticais) que fazem as ligações entre as cordas. As diagonais são perfis em “C” CH 76x38x7, da Figura 43, e as cordas são compostas por dois perfis PFC 100x50x10 “de costas um para o outro” e afastados de 80 mm.

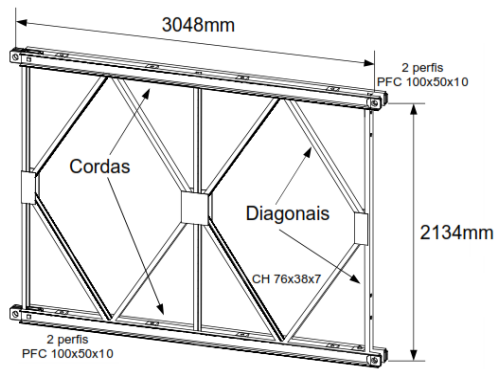


Figura 42 - Painel "Super", adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)



Figura 43 - Medição de uma diagonal inclinada

Existe um painel em tudo semelhante ao painel "super", mas é utilizado junto aos apoios, quando a ponte é montada numa configuração para resistir a cargas mais elevadas, denominado painel "super de corte elevado". A sua principal função é aumentar a resistência ao esforço transversal, e esta alteração é materializada pela redução da inclinação das diagonais, conseguida com a introdução de esquadros nas suas ligações às cordas, como se pode observar na Figura 44.

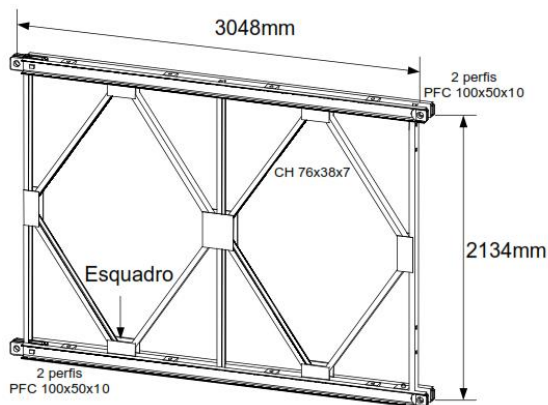


Figura 44 - À esquerda: Painel "Super de Corte Elevado", adaptado de Mabey Bridge Limited (2014), À direita: exemplo de um painel deste tipo (Companhia de pontes, 2013)

O elemento denominado de "reforço de corda" é colocado para aumentar a resistência das cordas. Este aumento de resistência é traduzido pelo aumento de área junto às cordas originais dos painéis "super", tanto na corda superior, através de um reforço superior, como na corda inferior, através de um reforço inferior. Nas Figuras 45 e 46, verifica-se que a sua geometria é idêntica às cordas dos painéis, ou seja, é composto por dois elementos PFC 100x50x10 "de costas um para o outro" e afastados de 80 mm.

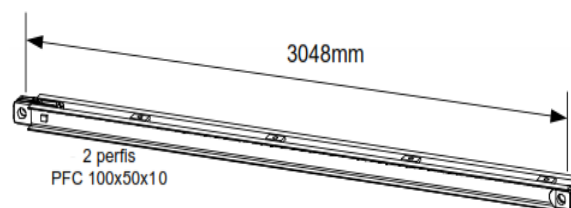


Figura 45 - Reforço de corda, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)



Figura 46 - Medição do um perfil que compõe o reforço de corda

Nas extremidades da ponte, mais precisamente na zona dos apoios, são acoplados elementos verticais que têm o objetivo de encaixar nos aparelhos de apoio e de transmitir as cargas dos painéis para os apoios. Estes “montantes de extremidade” têm a designação de “poste macho”, representado na Figura 47, colocado na margem de partida, e “poste fêmea”, representado na Figura 48, colocado na margem de chegada.

Estes dois elementos são geometricamente idênticos um ao outro, sendo a única diferença o apoio para a carlinga que o poste fêmea apresenta na extremidade inferior. Quanto às secções que estes elementos apresentam são em tudo idênticas às secções das cordas dos painéis, ou seja, dois perfis PFC 100x50x10 “de costas um para o outro” e afastados de 80 mm.



Figura 47 - À esquerda: Poste Macho, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014); À direita: Poste Macho da ponte Mabey montada em Odemira, 2011

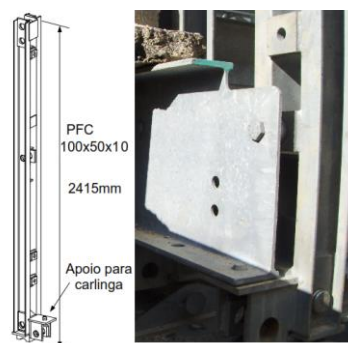


Figura 48 - À esquerda: Poste Fêmea, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014); À direita: Poste Fêmea da ponte Mabey montada em Odemira, 2011

O elemento onde assenta o tabuleiro é designado de carlinga, e é apoiado nas extremidades dos painéis “super”. Este elemento é uma viga com secção em “I”, nomeadamente, um perfil britânico designado UB 457x152x74, como se representa nas Figuras 49 e 50.

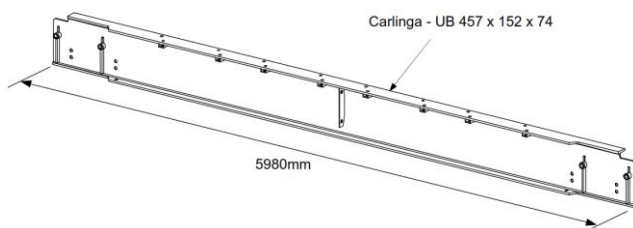


Figura 49 - Carlinga, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)



Figura 50 - À esquerda: Medição da espessura do banzo; À direita: Medição da espessura da alma

Os elementos que têm a função de contraventamento da estrutura serão apresentados de seguida, e estão divididos em dois grupos. O primeiro tem o objetivo de interligar os painéis das treliças em paralelo, e o segundo contraventar as carlingas em planta.

Os elementos que ligam os painéis principais são o painel de contraventamento vertical e o painel de contraventamento horizontal, que são apresentados nas Figuras 51 e 52, e são constituídos por perfis CH 76x38x7, PFC 100x50x10 e L 60x60x6. Na Figura 53 estão ilustrados os dois painéis, sendo que o painel de contraventamento vertical está assinalado a vermelho e o painel de contraventamento horizontal está assinalado a verde.

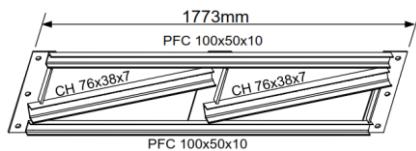


Figura 51 - Painel de Contraventamento Vertical, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)

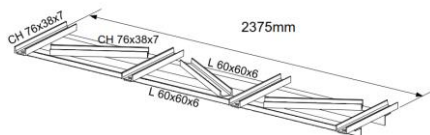


Figura 52 - Painel de Contraventamento Horizontal, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)



Figura 53 - Sistema de contraventamento dos painéis, adaptado de Companhia de Pontes (2008)

Já os elementos de contraventamento das carlingas são os esticadores horizontais e os esticadores verticais, que estão representados nas Figuras 54 e 55 e são constituídos por perfis CH 76x38x7 e L 60x60x6 respetivamente.

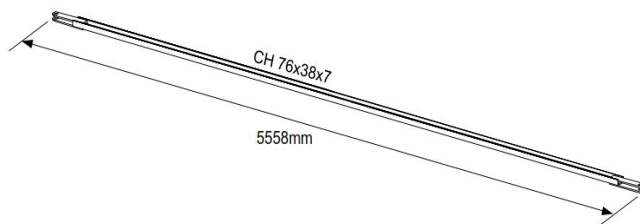


Figura 54 - À esquerda: esticador horizontal, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014); À direita: medição da altura do perfil "CH" de um esticador horizontal

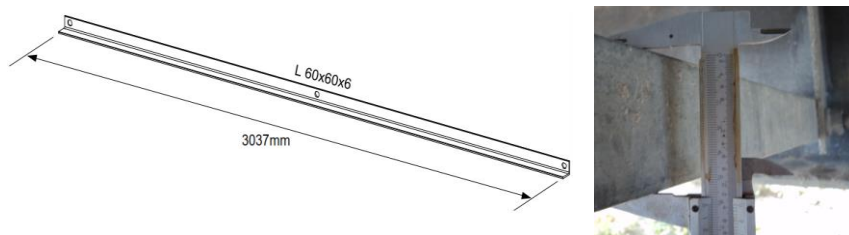


Figura 55 - À esquerda: esticador vertical, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014); À direita: medição da largura do “L” do perfil de um esticador vertical

As Figuras 56 e 57 ilustram uma vista inferior do tabuleiro da ponte, onde se mostram os dois sistemas de contraventamento da carlinga (a verde o esticador vertical e a vermelho o esticador horizontal).

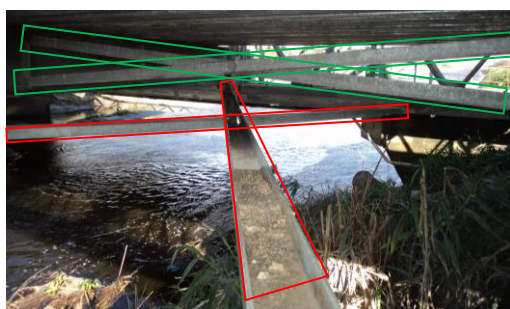


Figura 56 - Vista inferior da ponte Mabey montada em Mira

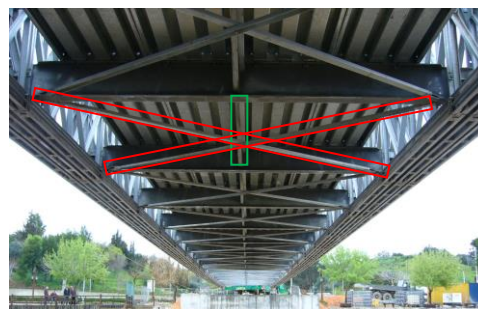


Figura 57 - Vista inferior da ponte Mabey montada em Odemira (Companhia de Ponte, 2011)

O pavimento de circulação não é modelado dado que não tem função estrutural, optando-se pela consideração apenas do seu peso próprio.

Após todos os elementos estruturais e de contraventamento serem definidos, apresenta-se no Quadro 2 um resumo das suas secções e a sua definição geométrica, sendo h , a altura do perfil, b , a largura, t_w , a espessura da alma e t_f , a espessura dos banzos. Os valores deste Quadro foram obtidos a partir do catálogo da empresa ARCELOR (coluna da esquerda) (a partir da tabela completa no Anexo C), depois de devidamente confrontados com os valores obtidos pelo levantamento geométrico (coluna da direita).

Quadro 2 - Dados geométricos dos perfis que compõem os elementos da estrutura, adaptado de ARCELOR Sections Commercial S.A. (2004)

Perfis	PFC 100x50x10		CH 76x38x7		UB 457x152x74		L 60x60x6	
	Catálogo	Lev. geo.	Catálogo	Lev. geo.	Catálogo	Lev. geo.	Catálogo	Lev. geo.
h [mm]	100	101	76.2	79	462	432	60	60
b [mm]	50	50.5	38.1	40	154.4	146	60	60
t_w [mm]	5	-	5.1	-	9.6	9.5	6	6
t_f [mm]	8.5	9	6.8	7.2	17	15.9	6	6

No Quadro 2 observa-se que em geral as dimensões medidas estão próximo dos valores tabelados, sendo a viga UB a que apresenta maior diferença, com um desvio de cerca de 6% na altura h em relação ao valor tabelado.

É importante distinguir os diferentes tipos de ligações metálicas que existem nesta estrutura. Em cada elemento estrutural, os perfis são soldados entre si em fábrica, com elevado controlo de qualidade, e de acordo com as normas em vigor para as respetivas soldaduras (Mabey Bridge Limited, 2014). Já as ligações entre elementos, a realizar em obra, são de dois tipos: ligações de cavilhas ou ligações aparafusadas.

As ligações de cavilhas são utilizadas para ligar os painéis e os reforços de cordas entre si. As cavilhas, representadas na Figura 58, são de uma liga de aço de alta resistência, de diâmetro de 47 mm, com as propriedades apresentadas no Quadro 3, de acordo com a norma BS 970 (British Standards Institution, 1991).

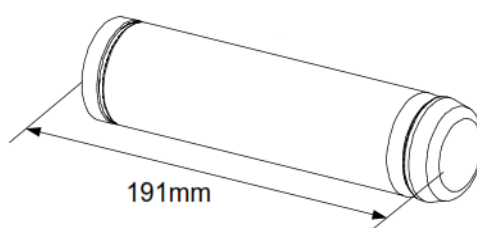


Figura 58 - Cavilha, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)

As ligações aparafusadas são utilizadas nas restantes ligações entre elementos: ligação dos reforços de corda aos painéis, ligação das carlingas aos painéis e ligação dos contraventamentos, utilizando parafusos com as características apresentadas no Quadro 3, de acordo com a norma BS 3692 (British Standards Institution, 2014). Os parafusos são todos M24 cl 8.8, representados na Figura 59, à exceção dos parafusos que fazem a ligação do tabuleiro à carlinga que são M20 cl 8.8. (Mabey Bridge Limited, 2014).



Figura 59 - Parafuso tipo M24, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)

Após a descrição da geometria da estrutura apresenta-se no Quadro 3 as propriedades dos materiais utilizados nos perfis e chapas de ligação que constituem a estrutura, onde f_y é a tensão de cedência, f_u a tensão de rotura e E_s o módulo de elasticidade.

Quadro 3 - Propriedades do Aço Estrutural e das ligações aparafusadas (CEN, 2005) e (West Yorkshire Steel, 2015)

Tipo de Elemento	Aço Estrutural	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E_s [GPa]
Painel Super, Painel Super de Corte Elevado, Reforço de Corda e Carlinga	S460N	460	570	210
Poste Macho e Poste Fêmea	S355JR	355	490	
Elementos de Contraventamento	S275JR	275	430	
Cavilha	Liga de Aço 709M40	525	775	
Parafusos e Porcas	Classe 8.8	640	800	

3.2.2 Deformabilidade das Ligações entre Elementos

Ao estudar a estrutura, e nomeadamente as ligações aparafusadas e por encaixe com cavilhas, verificou-se que ambas dispunham de folgas que poderiam influenciar os resultados do modelo. Assim procurou-se ter em consideração a influência destas ligações nomeadamente na deformabilidade da estrutura.

Da própria natureza das ligações, as aparafusadas e de encaixe são naturalmente mais flexíveis que as ligações soldadas devido às folgas entre o parafuso e o furo e das porcas e anilhas. Para avaliar a influência que este aspeto tem no comportamento da estrutura, foram comparadas as flechas medidas a meio vão obtidas por três vias distintas: i) Medição do deslocamento no ensaio de carga com recurso a uma estação total; ii) Estimativa a partir das tabelas do manual de utilizador da ponte; iii) Pelo modelo de análise de elementos finitos de barra (MEF).

O Quadro 4 mostra os valores para os deslocamentos medidos (a negrito) na secção de meio vão, onde δ é o deslocamento registado para a ação do peso próprio e da sobrecarga de ensaio de 40 t do ensaio de carga da Figura 60.

Quadro 4 - Deslocamentos verticais medidos na secção de meio vão

Ação	δ_{medido} [mm]	δ_{tabela} [mm]	δ_{MEF} [mm]
Peso próprio (pp)	pp = ??	pp \approx 17.98 kN/m	pp \approx 17.32 kN/m
	70? + 40? = 110	68 + 100 = 168	70 + 98 = 168
Sobrecarga – 40 t (sob)	40	42	45



Figura 60 - Ensaio de carga na ponte Mabey (Companhia de Pontes, 2011)

No Quadro 4 representam-se também os deslocamentos verticais obtidos no modelo de cálculo. A deformada elástica de 70 mm é praticamente igual ao valor obtido no manual do Fornecedor. A deformada de 98 mm devida às “folgas” nas ligações, como se apresenta na secção 3.2.3, é calibrada para estar de acordo com o resultado referido no manual.

Assim, o modelo de cálculo tem resultados possíveis de aprovar, uma vez que estão bastante próximos dos valores obtidos através do ensaio de carga (primeira coluna, com um erro de 11% no δ_{sob}) e das tabelas provenientes do manual (segunda coluna, com um erro de 4% no pp, de 3% no δ_{pp} e de 7% no δ_{sob}).

Para uma melhor compreensão destes resultados interessa perceber como são obtidos, e quais as aproximações e hipóteses que são tomadas nos vários cálculos, conforme se apresenta de seguida.

3.2.3 Aferição do modelo de análise

O modelo de análise (Figura 61) foi realizado com recurso ao *software* SAP2000, com um comportamento elástico linear. A sua utilização nos capítulos seguintes deve ser feita após a sua aferição. Tal é possível neste caso dado que se dispõem das tabelas do Fornecedor e dos resultados de um ensaio de carga realizado, e que permitem fazer uma confirmação de resultados, nomeadamente das flechas a meio vão.

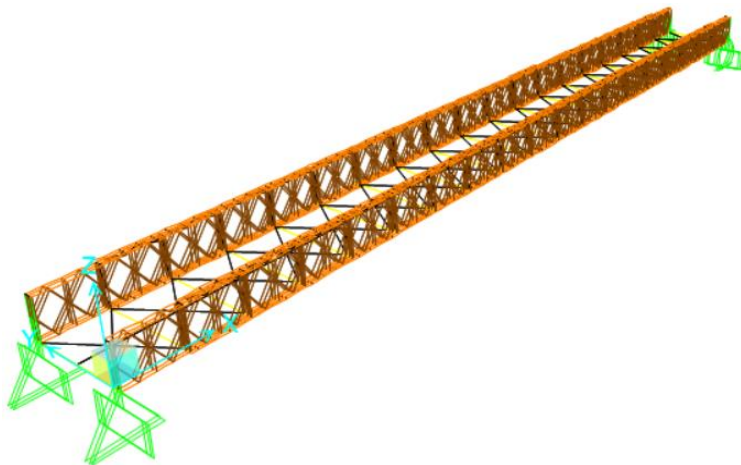


Figura 61 - Vista 3D do modelo numérico da estrutura em SAP2000

Deve referir-se que os resultados apresentados no Quadro 4 para o MEF não têm em consideração a existência do pavimento metálico que poderá fazer aumentar a rigidez da estrutura. Pensa-se que a contribuição destes painéis é reduzida dado que se tratam de placas ortotrópicas seccionadas transversalmente. De qualquer forma a deformabilidade para o veículo é ligeiramente superior no MEF em relação aos restantes, existindo razões para este facto conforme se apresenta de seguida.

A comparação entre as flechas para o peso próprio do Quadro 4, são apenas entre as tabelas e o MEF, dado que não foi possível obter o peso próprio total da estrutura montada. A flecha devido ao peso próprio tem duas componentes: 1) uma componente de resposta elástica da estrutura com ligações rígidas entre painéis, e 2) uma componente da deformabilidade devido às folgas das cavilhas que ligam os painéis.

Quanto à sobrecarga de 40 t, a distância entre eixos do camião é de aproximadamente 3.50 m, com uma distribuição de carga de sensivelmente 25% para o eixo dianteiro e 75% para o eixo traseiro (dados retirados de Scania (2010)), com este alinhado com o centro da ponte.

Os valores tabelados, que o Quadro 4 apresenta, resultam da aplicação das expressões dadas pela própria empresa fornecedora (equações (1) e (2)), que no entanto não especifica as unidades dos resultados finais:

$$\delta_{pp} = \frac{62.32 \times WPB[t] \times N \times L^3[m]}{I[cm^4]} \quad (1)$$

$$\delta_{sob} = \frac{99.70 \times APL[t] \times N \times L^3[m]}{I[cm^4]} \quad (2)$$

Nestas equações, δ é o deslocamento vertical, WPB é o peso próprio por compartimento, APL é a carga pontual aplicada, N o número de compartimentos, L o vão e I a inércia.

É importante referir que os resultados do Quadro 4 têm já incorporado a influência da deformabilidade por esforço transversal em todos métodos, que aplicando as expressões do catálogo é estimada de acordo com as equações (3) e (4):

$$\% \delta_{pp} = X_{SU} / N^2 \quad (3)$$

$$\% \delta_{sob} = X_{SP} / N^2 \quad (4)$$

Onde $\% \delta$ representa uma percentagem do deslocamento vertical associado à deformação por esforço transversal, X_{SU} e X_{SP} são coeficientes deduzidos empiricamente e tabelados para cada configuração de ponte, e N é o número de compartimentos.

Procurando compreender como estas expressões foram obtidas e quais as unidades da equação (1) compara-se a expressão da flecha a meio vão para o peso próprio da estrutura com a flecha de uma viga simplesmente apoiada dada por:

$$\delta_{pp}[m] = \frac{5}{384} \times \frac{pp[kN/m] \times L^4[m]}{E[GPa] \times I[m^4]} \quad (5)$$

Onde, pp é o peso próprio da ponte, L o vão, E o módulo de elasticidade e I a inércia. (sendo $E = 210$ GPa, como definido no Quadro 3).

Desenvolvendo a equação (5) e tendo em conta que $P \times L = N \times WPB$, WPB [kN]= WPB [t]×g, $E=210 \times 10^6$ kN/m²= $210 \times 10^6 \times 10$ t/m² e $m^4=10^{-8}$ cm⁴ chega-se ao seguinte resultado:

$$\delta_{pp}[m] = \frac{5}{384} \times \frac{(WPB[t] \times N \times 10) \times L^3[m]}{(210 \times 10^6 \times 10) \times (I[cm^4] \times 10^{-8})} = \frac{0.0062 \times WPB[t] \times N \times L^3[m]}{I[cm^4]} \quad (6)$$

Da equação (6) em metros obtém-se o fator 0.0062, sensivelmente 10^4 vezes menor que o fator 62.32 da equação (1), o que parece indicar que o resultado da equação (1) é dado em décimas de milímetro. Com os dados do manual é possível calcular o termo δ_{pp} do Quadro 4, a partir dos resultados parciais do Quadro 5. É interessante registar que a deformabilidade por esforço transversal corresponde um incremento de 10% da deformabilidade de flexão, o que está dentro do resultado esperado para as vigas em treliça.

Quadro 5 - Cálculo do deslocamento vertical na secção de meio vão de uma ponte TSHR3H devido ao pp, segundo fórmulas do catálogo (Mabey Bridge Limited, 2014)

WPB [t]	N [-]	L [m]	I [cm ⁴]	$\delta_{pp,flexão}$	X_{SU} [-]	% δ_{pp}	δ_{pp} [mm]
5.583	19	57.912	10105482	64	2444	6.77	68

O Quadro 5 mostra que o resultado são 68 mm, o que não está, em termos de unidades, compatível com a dedução feita anteriormente. De qualquer forma a conclusão só pode ser que as flechas fornecidas pelas equações (1) e (2) são em milímetros.

Ainda de acordo com as tabelas do Fornecedor a parcela adicional da flecha resultante das folgas nas ligações, que no Quadro 4 toma o valor de 100 mm, é calculada segundo a seguinte expressão:

$$\delta_{ligação} = \begin{cases} X_{PH} \times N^2/8, & \text{se } N = \text{par} \\ X_{PH} \times (N^2 - 1)/8, & \text{se } N = \text{ímpar} \end{cases} \quad (7)$$

Onde X_{PH} é um coeficiente de flecha para a folga do orifício da cavilha e N é o número de compartimentos. A equação (7) parece ter sido obtida de forma empírica e tem os coeficientes atribuídos para cada configuração da ponte tipo Mabey. No presente caso, para uma ponte TSHR3H, $X_{PH} = 2.23$ e $N = 19$, o que resulta num deslocamento de 100 mm. Pela mesma analogia que se realizou anteriormente, este resultado vem em milímetros. O que perfaz um deslocamento total de $100+68=168$ mm para as fórmulas do catálogo, tal como indicado no Quadro 4.

Quanto ao deslocamento medido “*in-situ*” note-se que o valor total do deslocamento devido ao peso próprio é de 110 mm, como referido no Quadro 4. Este valor pode ser justificado devido ao facto da estrutura ter sido montada pela primeira vez e as folgas são por isso menores do que poderão vir a ser de acordo com o especificado no catálogo do Fornecedor. Contudo a explicação que se afigura mais realista corresponde a admitir que uma parte das folgas das ligações vai sendo eliminada durante a montagem e pelo que a sua influência não é tão acentuada na posição final da estrutura. Esta é também a razão pela qual um modelo de análise com ligações rígidas estima bem as flechas para o veículo de ensaio, dado que as folgas existentes já foram todas eliminadas por ação do peso próprio.

Para obter o deslocamento devido à sobrecarga realiza-se o mesmo procedimento, comparando a expressão (2) de uma carga concentrada numa viga simplesmente apoiada, e chega-se à mesma conclusão, que se deve aplicar um fator de 0.1 aos resultados das expressões tabeladas para obter flechas em milímetros. É importante referir que este deslocamento é ligeiramente diferente do obtido experimentalmente, uma vez que no ensaio a carga concentrada não estava na totalidade no centro da viga, mas dividida em 25% no eixo dianteiro e 75% para o traseiro com a viatura centrada na ponte, o que não é exatamente igual ao admitido no catálogo, em que a totalidade da carga se encontra no centro da viga. Este último aspeto foi tido em conta no MEF apesar de a diferença ser muito pequena (1.7 mm \approx 4% erro).

Por fim, as flechas adicionais devido à deformabilidade da ligação são de 98 mm no MEF e de 100 mm pela expressão empírica (7). A modelação desta deformabilidade no programa SAP2000 foi realizada com recurso a elementos “*Link/Support*” colocados em todas as ligações com cavilhas entre painéis. Estes elementos funcionam como molas entre os dois nós da ligação. Essas molas podem ter diversas leis constitutivas, tendo-se utilizado um comportamento linear, que permite uma boa aproximação do comportamento pretendido para a ligação “flexível” para a ação do peso próprio, com um modelo relativamente simples. A Figura 62 ilustra a montagem das cavilhas, e a Figura 63 os eixos adotados no MEF para o elemento “*link*” considerado.



Figura 62 - Montagem da cavilha entre painéis (Companhia de Pontes, 2013)

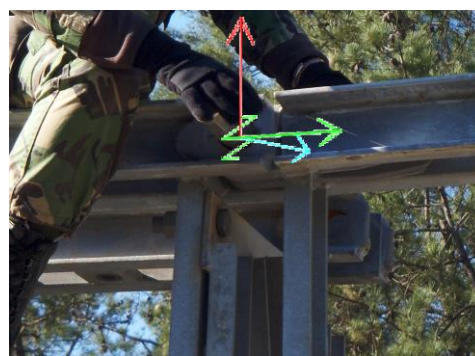


Figura 63 - Eixos do elemento “link”, adaptado de Companhia de Pontes (2013)

Da Figura 63 pode-se observar que a rotação segundo o eixo azul (3) é livre e que, uma vez toda a estrutura montada, a folga se faz sentir segundo o eixo vermelho (1), deslocamento vertical. Assim, são estas as rigidezes finitas na modelação das ligações no MEF, sendo a rigidez à rotação (eixo 3) nula e a rigidez de translação vertical (eixo 1) estimada de forma iterativa.

Com uma rigidez vertical destes elementos igual a 1150 kN/m, o deslocamento vertical da ponte na secção de meio vão passa de 70 mm para 168 mm, o que implica um deslocamento de 98 mm proveniente da deformabilidade da ligação cavilhada, uma vez que o peso da estrutura não sofreu alterações, representado assim um erro de 2% no deslocamento devido à folga das cavilhas.

Outro aspeto que se pode controlar é a deformabilidade deste elemento de ligação, que corresponde na realidade à distância entre a cavilha e o orifício. Com a rigidez de 1150 kN/m na ligação, esta deformabilidade é de 1.4 mm, que representa uma medida bastante realista das folgas normalmente existentes neste tipo de ligações colocadas com recurso a um martelo, como ilustra a Figura 64.



Figura 64 - Colocação de uma cavilha (Companhia de Pontes, 2013)

Importa por fim referir que a deformabilidade da ligação só tem influência nas flechas para a ação do peso próprio (em que se verificou que uma rigidez da ordem de 1150 kN/m conduzia a resultados semelhantes aos fornecidos pelo catálogo do Fornecedor). Esta deformabilidade não altera contudo a distribuição de esforços e é eliminada para a ação das sobrecargas. Assim, nos modelos de análise utilizados nos Capítulos 4 e 5 consideram-se ligações rígidas.

4 Avaliação do Comportamento Estrutural

Conforme referido, utiliza-se um modelo de análise com elementos finitos de barra para proceder à avaliação do comportamento estrutural do tabuleiro, com recurso ao programa SAP2000. A Figura 65 representa uma vista 3D do modelo de análise da estrutura.

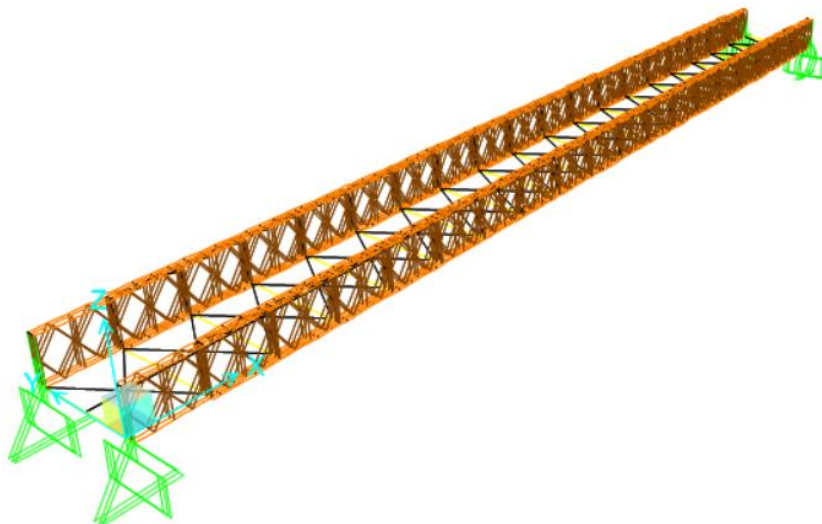


Figura 65 - Modelo de análise da ponte logística tipo Mabey, modelo TSHR3H

No capítulo 3.2 foram apresentados os materiais, e definidas as propriedades físicas e mecânicas, resumidas no Quadro 3, tendo em conta o catálogo da ponte logística tipo Mabey. As verificações de segurança são realizadas com combinações de ações para os Estados Limites Últimos (ELU), e para os Estados Limites de Utilização (ELS), de acordo com o EC0 (CEN, 2001), que correspondem às equações gerais (17) e (18) do Anexo A. Essas expressões, no caso em estudo, conduzem às combinações de esforços seguintes:

$$ELU \rightarrow 1.35 \times (0.9 \times cp) + 1.35 \times (0.9 \times UDL + 0.9 \times TS) \quad (8)$$

$$ELS \rightarrow cp + 0.4 \times UDL + 0.75 \times TS \quad (9)$$

$$ELU_{Militar} \rightarrow 1.35 \times (cp) + 1.35 \times (SOB_{Militar}) \quad (10)$$

Onde cp são as cargas permanentes, UDL o modelo das cargas uniformemente distribuídas, TS o modelo do veículo tipo e $SOB_{Militar}$ o modelo definido na secção 3.1.2.

Os ELU são avaliados pelas equações (8) e (10) e o ELS pela equação (9) correspondente a uma combinação frequente.

4.1 Capacidade de Carga Última

Procede-se a uma primeira verificação de acordo com as ações definidas na secção 3.1, mas para uma ponte simplesmente apoiada com 57.91 m de vão, o que corresponde a uma situa-

ção de projeto muito desfavorável para o caso presente em que apenas é permitido a passagem de um único veículo em simultâneo.

A Figura 30 impõe, em função da configuração e vão pretendidos, a classe máxima permitida para cada situação. O presente trabalho estuda a configuração TSHR3H, para um vão de 57.91 m, o qual se indica como capacidade correspondente a um veículo de 40 t para classe Civil e 60 t para classe Militar.

As verificações são realizadas assumindo uma distribuição de esforços elástica e avaliando a resistência das secções tendo em conta a plastificação total de qualquer secção de qualquer elemento, ou a instabilidade de alguma das barras.

Os esforços condicionantes para os elementos mais esforçados estão apresentados de seguida, calculados para o ELU segundo a equação (8):

- A diagonal mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 230.97 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 0.01 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 0.15 \text{ kNm}$
- A corda mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 1535.45 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 0.50 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 3.03 \text{ kNm}$
- A carlinga mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 49.62 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 436.05 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 1.27 \text{ kNm}$
 - $V_{z,Ed} = 335.45 \text{ kN}$

Destes valores entende-se que os momentos fletores que se desenvolvem nas barras das treliças são resultantes da reduzida rigidez dos nós, e que os esforços normais de compressão (C) são as principais solicitações. Já no caso da carlinga a principal solicitação é de flexão segundo o eixo y de maior inércia, a que se associa o esforço transversal segundo z.

4.1.1 ELU da Diagonal

O elemento tipo diagonal tem os seguintes esforços resistentes plásticos, calculados de acordo com as equações (19) e (20) do Anexo A:

- $N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8.62 \times 10^{-4} \times 460 \times 10^3}{1.0} = 396.52 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 230.97 \text{ kN}$
- $M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2.37 \times 10^{-5} \times 460 \times 10^3}{1.0} = 10.90 \text{ kNm} \geq M_{y,Ed} = 0.01 \text{ kNm}$
- $M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7.50 \times 10^{-6} \times 460 \times 10^3}{1.0} = 3.45 \text{ kNm} \geq M_{z,Ed} = 0.15 \text{ kNm}$

Portanto as diagonais têm uma capacidade resistente plástica suficiente, mas torna-se necessário avaliar igualmente a sua instabilidade, que é abordado de seguida.

Para esta análise devem quantificar-se os comprimentos de encurvadura de acordo com a Figura 66:

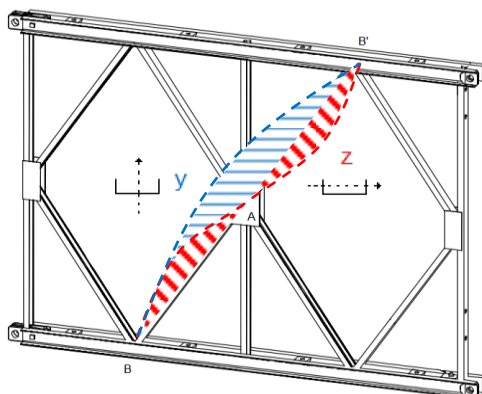


Figura 66 - Comprimentos de encurvadura das diagonais, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)

Da Figura 66 percebe-se que o comprimento de encurvadura no plano, segundo o eixo z (menor inércia), toma o valor de 1.31 m (com um ponto fixo em A, materializado pelas outras diagonais), e o comprimento de encurvadura para fora do plano, segundo o eixo y (maior inércia), toma o valor de 2.62 m, igual ao comprimento da barra entre apoios (B e B'). Assim, o cálculo da carga crítica das diagonais é realizado através da equação (29) do Anexo A:

- $N_{Cr,y} = \frac{\pi E I_y}{L_e^2} = \frac{\pi \times 210 \times 10^6 \times 7.51 \times 10^{-7}}{2.62^2} = 226.75 \text{ kN}$
- $N_{Cr,z} = \frac{\pi E I_z}{L_e^2} = \frac{\pi \times 210 \times 10^6 \times 1.01 \times 10^{-7}}{1.31^2} = 319.59 \text{ kN}$

Com os N_{Cr} obtidos anteriormente, obtém-se $\chi_y=0.380$ e $\chi_z=0.477$.

O valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento comprimido é calculado através da equação (25) do Anexo A:

- $N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.380 \times 396.52}{1.0} = 150.48 \text{ kN}$
- $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.477 \times 396.52}{1.0} = 189.11 \text{ kN}$

Já o M_{Cr} , calculado de forma simplificada, segundo a equação (30) do Anexo A, toma o seguinte valor:

$$M_{Cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{LT}^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} = 1 \times \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 101 \times 10^{-9}}{2.62^2} \times \sqrt{\frac{I_z \times (0.0762 - 0.0068)^2}{I_z} + \frac{2.62^2 \times 81 \times 10^6 \times 16.4 \times 10^{-9}}{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 101 \times 10^{-9}}} = 30.50 \times \sqrt{0.0024 + 0.044} = 6.54 \text{ kNm}$$

Com este valor obtém-se $\chi_{LT}=0.510$.

Assim, neste caso é necessário avaliar a segurança segundo as equações (27) e (28) do Anexo A, para a diagonal mais esforçada que pertence à treliça exterior, e está localizada junto ao apoio, como mostra a Figura 67:

- $\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 1.56 + 0.00 + 0.04 = 1.60 > 1$
- $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 1.24 + 0.00 + 0.07 = 1.31 > 1$

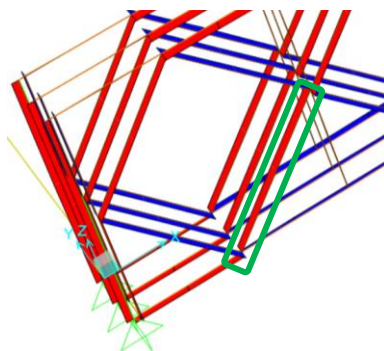


Figura 67 - Localização da diagonal mais esforçada

Repare-se que para a diagonal mais esforçada da treliça temos um fator atuante/resistente de 1.60, na direção y. Importa referir que nas duas diagonais restantes que completam a treliça os fatores são de 1.58 e de 1.53, respetivamente da diagonal do meio e da diagonal interior. Outro aspeto a realçar é o facto de apenas cerca de 3% do fator 1.60 corresponder ao efeito dos momentos de “2ª ordem”, no caso de flexão segundo o eixo y, o mais desfavorável. Assim conclui-se que os esforços mais importantes neste elemento são os de compressão.

A aliar a este facto temos a diagonal mais tracionada com um N_{Ed} de 236.75 kN, que representa aproximadamente 60% da resistência. Sendo da mesma ordem de grandeza que a compressão, mostra que a instabilidade é condicionante na verificação de segurança, como era de esperar. Conclui-se portanto que as diagonais de extremidade não têm a capacidade necessária para verificar o ELU para a ação das sobrecargas do EC1- Parte 2, mas apenas para uma combinação que envolve a carga permanente e 50% dessa sobrecarga regulamentar ($1.35 \times (0.9 \times c_p) + 0.5 \times 1.35 \times (0.9 \times UDL + 0.9 \times TS)$), sendo o principal esforço de compressão na diagonal mais esforçada de 144.22 kN, correspondendo a um fator de esforços atuante/resistente de 0.99.

Uma solução possível para aumentar localmente a resistência das diagonais mais esforçadas consiste em substituir os painéis de extremidade por painéis “super de corte elevado” (Figura 44). Esta solução corresponde aliás à configuração TSHR3H++, para o mesmo vão, com capacidade para veículos militares de 80 t (ver Figura 30). Esta configuração foi aliás já utilizada pelo Exército Português.

4.1.2 ELU da Corda

O elemento tipo corda tem os seguintes esforços resistentes, calculados de acordo com as equações (19) e (20) presentes no Anexo A:

- $N_{pL,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2.60 \times 10^{-3} \times 460 \times 10^3}{1.0} = 1196.00 \text{ kN} \leq N_{Ed} = 1535.45 \text{ kN}$
- $M_{pLy,Rd} = \frac{W_{pLy}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9.50 \times 10^{-5} \times 460 \times 10^3}{1.0} = 43.70 \text{ kNm} \geq M_{y,Ed} = 0.50 \text{ kNm}$
- $M_{pLz,Rd} = \frac{W_{pLz}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.46 \times 10^{-5} \times 460 \times 10^3}{1.0} = 67.07 \text{ kNm} \geq M_{z,Ed} = 3.03 \text{ kNm}$

Quanto à resistência das cordas, consegue-se observar que ocorrem problemas, onde o esforço atuante ultrapassa em 29% a o esforço resistente. Outro aspeto a avaliar é a instabilidade, que pode agravar a situação. Assim, realiza-se uma análise de instabilidade, onde a Figura 68 permite visualizar os comprimentos de encurvadura admitidos.

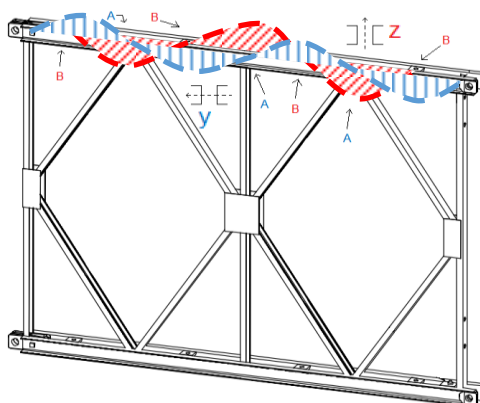


Figura 68 - Análise de instabilidade dos elementos comprimidos das cordas, adaptado de Mabey Bridge Limited (2014)

Da Figura 68 percebe-se que o comprimento de encurvadura no plano, segundo o eixo y (menor inércia), toma o valor de 0.742 m (medido entre pontos fixos às diagonais – A), e que o comprimento de encurvadura para fora do plano, segundo o eixo z (maior inércia), toma o valor de 0.792 m, admitindo que o comprimento de encurvadura é igual ao comprimento entre pontos de ligação (B) do painel de contraventamento horizontal em planta (Figura 52 e 53) e a corda superior.

Assim, o cálculo da carga crítica das cordas é realizado através da equação (29) do Anexo A:

- $N_{Cr,y} = \frac{\pi E I_y}{L_e^2} = \frac{\pi \times 210 \times 10^6 \times 4.15 \times 10^{-6}}{0.742^2} = 15637.87 \text{ kN}$
- $N_{Cr,z} = \frac{\pi E I_z}{L_e^2} = \frac{\pi \times 210 \times 10^6 \times 9.04 \times 10^{-6}}{0.792^2} = 29863.52 \text{ kN}$

Com os N_{Cr} calculados anteriormente, obtém-se $\chi_y=0.961$ e $\chi_z=1.0$. O valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento comprimido da corda, obtido pela equação (25) do Anexo A, vale assim:

- $N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.961 \times 1196}{1.0} = 1149.46 \text{ kN}$
- $N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1 \times 1196}{1.0} = 1196.00 \text{ kN}$

Já os efeitos dos momentos fletores atuantes são desprezáveis, quando comparados aos momentos fletores resistentes ($\approx 5\%$ do M_{pl} , sendo o fator atuante/resistente de cerca de 0.09 no pior caso).

Contudo, fora do plano o comprimento de encurvadura utilizado para cada corda considera que a instabilidade ocorre entre pontos de ligação do painel de contraventamento horizontal e a corda superior, funcionando nesse caso os montantes (extremidade dos painéis) como apoios rígidos (devido ao painel de contraventamento vertical (Figura 51)), o que pode não se verificar. De facto, existe a possibilidade de ocorrer uma instabilidade global da corda comprimida que “arraste” os montantes. Para avaliar esta forma de estabilidade global das cordas superiores, recorreu-se a um modelo de encurvadura de uma barra em meio elástico. Segundo Timoshenko (1963 pp. 94-97), se existirem muitos suportes elásticos de igual rigidez pouco espaçados, como se representa na Figura 69, pode avaliar-se a instabilidade de uma coluna num meio elástico contínuo. Nesse caso, definir-se o módulo de fundação através da equação (11):

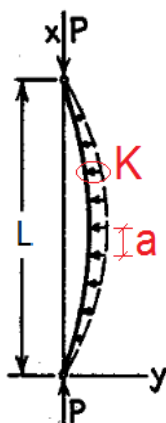


Figura 69 - Ação de um meio elástico à encurvadura de uma barra (Timoshenko, et al., 1963)

$$\beta = \frac{K}{a} \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (11)$$

Onde, β é o módulo de fundação; K é a rigidez individual de cada montante e “ a ” representa o afastamento entre montantes. Uma boa estimativa do módulo de fundação pode ser obtido através da equação (12):

$$\beta = \frac{F}{\delta} \quad (12)$$

Onde F representa uma força aplicada por unidade de comprimento da barra e δ o deslocamento sofrido pela mesma. Para uma força unitária ($F = 1$), representada na Figura 70 pela tonalidade azul, obtém-se, pelo modelo de cálculo com rigidez, numa das cordas superiores um deslocamento máximo sensivelmente a meio da estrutura de 0.00784 m. O seu inverso corres-

ponde ao valor de $\beta = 127.55 \text{ kN/m}^2$, equivalente à rigidez de apoio conferido pelo resto da treliça às cordas comprimidas.

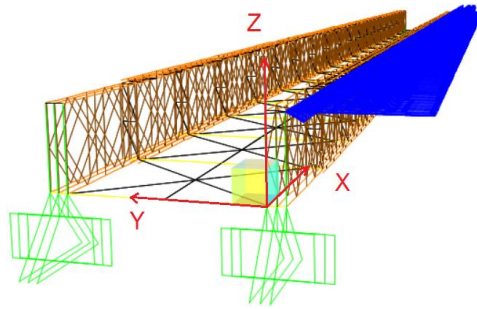


Figura 70 - Carregamento unitário na direção y atuante na corda superior

A carga crítica da coluna sobre fundação elástica é dada segundo Timoshenko (1963) pela equação (13):

$$P_{Cr} = \frac{\pi^2 E I_{Global}}{L^2} \left(m^2 + \frac{\beta L^4}{m^2 \pi^4 E I_{Global}} \right) \quad (13)$$

Onde, P_{Cr} é a carga crítica da barra em meio elástico, E o módulo de elasticidade, I_{Global} a inércia global das 6 cordas em torno do eixo z, admitindo que estas existem ao longo de todo o comprimento e funcionam em conjunto, β o módulo de fundação, L o comprimento total da barra, m representa o número de semiondas da corda comprimida ao instabilizar. A inércia global das 6 cordas em paralelo, calculada pelo Teorema de Lagrange – Steiner, toma o valor de $4.849 \times 10^{-4} \text{ m}^4$.

O parâmetro inteiro m é obtido pela equação (14) proposta por Timoshenko, de forma a tornar mínima a carga crítica dada pela equação (13):

$$\frac{\beta L^4}{\pi^4 E I_{Global}} = m^2 (m + 1)^2 \quad (14)$$

Da equação (14) obtém-se:

- $\frac{127.55 \times 57.91^4}{\pi^4 \times 210 \times 10^6 \times 4.849 \times 10^{-4}} = m^2 (m + 1)^2 \Leftrightarrow 144.62 = m^2 (m + 1)^2 \Leftrightarrow m = -4 \vee m = 3$

Daqui apenas interessa o valor positivo, e introduzindo na equação (13) obtém-se:

- $P_{Cr} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 4.849 \times 10^{-4}}{57.91^2} \times \left(3^2 + \frac{127.55 \times 57.91^4}{3^2 \times \pi^4 \times 210 \times 10^6 \times 4.849 \times 10^{-4}} \right) = 7512.74 \text{ kN}$

Como esta carga crítica foi calculada com uma compressão uniforme no banzo, e este caso não corresponde à realidade do carregamento regulamentar para esta estrutura, pois este introduz uma compressão no banzo não uniforme, mas sim um diagrama de compressão triangular para o veículo tipo, e um diagrama parabólico do segundo grau para a sobrecarga uniforme e para o peso próprio, como se pode observar mais à frente, na Figura 71. Assim, pode-se afetar o $N_{Cr,global}$ de um coeficiente que tem em atenção este aspeto, denominado C_1 . Para o presente caso toma-se um valor de $C_1 = 1.132$, que corresponde ao diagrama parabólico.

Refira-se que ao P_{Cr} de 7512.74 kN corresponde a uma coluna livre com um comprimento de encurvadura de 11.57 m, o que representa aproximadamente 1/5 do comprimento total.

Assim, o $N_{Cr,global}$ toma o valor de $1.132 \times 7512.74 = 8504$ kN obtendo $\chi_{global} = 0.910$, sendo inferior ao $\chi = 1.0$, ou seja, é previsível que a instabilidade global da corda comprimida ocorra antes da instabilidade local de uma das barras.

Assim a segurança é verificada, segundo as equações (27) e (28) do Anexo A, à semelhança da secção 4.1.1, onde os fatores atuante/resistente tomam os seguintes valores:

- $\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 1.34 + 0.01 + 0.01 = 1.36 > 1$
- $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 1.41 + 0.01 + 0.02 = 1.44 > 1$

A corda mais esforçada que se situa sensivelmente no meio vão, como se ilustra na Figura 71, apresenta um fator atuante/resistente de 1.44, na direção z. Importa referir que nas duas restantes cordas que completam a treliça os fatores são semelhantes, sendo o menor de 1.43 correspondente à corda da treliça interior. Os reforços de cordas apresentam os valores na mesma ordem de grandeza das cordas anteriormente referidas, não verificando a segurança.

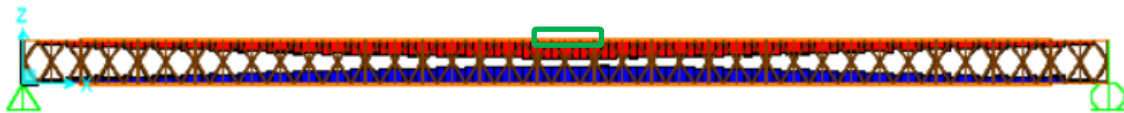


Figura 71 - Localização da diagonal mais esforçada

Conclui-se portanto que também as cordas comprimidas não têm a capacidade necessária para verificar o ELU para a ação das sobrecargas do EC1-Parte 2, mas apenas para uma combinação que envolve a carga permanente e 65% dessa sobrecarga regulamentar ($1.35 \times (0.9 \times cp) + 0.65 \times 1.35 \times (0.9 \times UDL + 0.9 \times TS)$) sendo o principal esforço de compressão na corda mais esforçada de 1080.32 kN, correspondendo a um fator de esforços atuante/resistente de 0.99.

4.1.3 ELU da Carlinga

O elemento tipo carlinga tem os seguintes esforços resistentes, calculados de acordo com as equações (19), (20) e (21) presentes no Anexo A:

- $N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9.45 \times 10^{-3} \times 460 \times 10^3}{1.0} = 4347.00 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 49.62 \text{ kN}$
- $M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.63 \times 10^{-3} \times 460 \times 10^3}{1.0} = 749.80 \text{ kNm} \geq M_{y,Ed} = 436.05 \text{ kNm}$
- $M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2.13 \times 10^{-4} \times 460 \times 10^3}{1.0} = 97.98 \text{ kNm} \geq M_{z,Ed} = 1.27 \text{ kNm}$
- $V_{pl,z,Rd} = \frac{A_v z (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{4.72 \times 10^{-3} \times (460 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1.0} = 1254.55 \text{ kN} \geq V_{z,Ed} = 335.45 \text{ kN}$

A segurança última está portanto assegurada tendo em conta a resistência plástica das carlingas, mas torna-se necessário avaliar também a sua instabilidade.

O esforço normal representa cerca de 1% da resistência, pelo que será desprezado no cálculo da verificação de segurança e o esforço transversal atuante é menor que metade da resistência, logo não existe interação de esforços entre o esforço transversal e o momento fletor. Portanto a segurança é verificada para a equação (26) do Anexo A:

- $M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$

Surge assim a necessidade de calcular, de forma simplificada, o momento fletor crítico M_{Cr} correspondente a uma instabilidade por flexão-torção entre contraventamentos do banzo comprimido, dado pela equação (30) do Anexo A:

- $M_{Cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{LT}^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} = 1.132 \times \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 105 \times 10^{-7}}{2.477^2} \times$
 $\sqrt{\frac{I_z \times \frac{(0.462 - 0.017)^2}{2}}{I_z} + \frac{2.477^2 \times 81 \times 10^6 \times 662 \times 10^{-9}}{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 105 \times 10^{-7}}} = 4005 \times \sqrt{0.099 + 0.015} = 1353 \text{ kNm}$

Com este valor obtém-se $\chi_{LT} = 0.758$, e que conduz a um momento fletor resistente tendo em conta a possibilidade de instabilidade de flexão-torção $M_{b,Rd}$ de:

- $M_{Ed} \leq M_{b,Rd} \leftrightarrow 436.05 \text{ kNm} \leq 568.41 \text{ kNm}$

O fator entre o momento fletor atuante e momento fletor resistente é de 0.77, significando que a secção ainda tem folga para absorver algum esforço normal, mostrando que a hipótese significativa de desprezar o esforço normal pode ser tomada, uma vez que o fator atuante/resistente do esforço normal é de 0.011.

Importa referir que a posição de carga para a carlinga mais esforçada não depende da localização da sobrecarga a nível global, mas sim local, obtendo os maiores esforços com o centro da sobrecarga centrado com a carlinga.

4.1.4 Considerações finais

Após este capítulo verifica-se que as ações regulamentares são muito condicionantes na verificação da segurança última da ponte com a configuração e o vão em estudo. Avalia-se assim o nível de sobrecarga máximo, do modelo LM1, que é possível considerar admitindo que a carga permanente está instalada e considera-se necessário um coeficiente de majoração de 1.35 para esta ação. Os esforços passam a ser os seguintes:

- Para $1.35 \times (0.9 \times cp) + 0.5 \times 1.35 \times (0.9 \times UDL + 0.9 \times TS)$ a diagonal mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 144.22 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 0.09 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 0.01 \text{ kNm}$
- Para $1.35 \times (0.9 \times cp) + 0.5 \times 1.35 \times (0.9 \times UDL + 0.9 \times TS)$ a corda mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 931.41 \text{ kN (C)}$

- $M_{y,Ed} = 0.31 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 0.19 \text{ kNm}$
- Para $1.35 \times (0.9 \times cp) + 0.5 \times 1.35 \times (0.9 \times UDL + 0.9 \times TS)$ a carlinga mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 32.54 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 231.01 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 0.76 \text{ kNm}$
 - $V_{z,Ed} = 175.32 \text{ kN}$

Com esta redução de 50% das sobrecargas é verificada a segurança última, pois os fatores atuante/resistente descem de 1.60 para 0.99 para a diagonal, de 1.44 para 0.84 para a corda e de 0.77 para 0.41 na carlinga. Interessa referir contudo que no catálogo do Fornecedor está prevista a possibilidade de circulação de um veículo de 60 t, o que como se refere de seguida assegura a verificação da segurança, por comparação com a sobrecarga militar.

De facto, tendo em consideração a ação da sobrecarga militar e a combinação de ações da equação (10), os esforços obtidos são os seguintes:

- A diagonal mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 106.51 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 0.02 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 0.07 \text{ kNm}$
- A corda mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 790.76 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 0.33 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 0.51 \text{ kNm}$
- A carlinga mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 26.79 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 227.56 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 0.83 \text{ kNm}$
 - $V_{z,Ed} = 197.58 \text{ kN}$

Para estes esforços máximos obtêm-se fatores de 0.73 para a corda superior, 0.73 para a diagonal e 0.40 para a carlinga, verificando com maior margem o ELU.

Se se utilizarem as ações definidas no Regulamento de Segurança e Ações para pontes, definidas de forma simples como uma carga uniformemente distribuída de 4 kN/m^2 em toda a faixa de rodagem e uma carga linear de 50 kN/m em toda a largura da faixa de rodagem na posição mais desfavorável, os esforços máximos nos elementos condicionantes para o ELU com estas ações passam a ser os seguintes:

- A diagonal mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 140.89 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 0.00 \text{ kNm}$

- $M_{z,Ed} = 0.23 \text{ kNm}$
- A corda mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 895.84 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 1.73 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 0.33 \text{ kNm}$
- A carlinga mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 28.16 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 268.10 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 0.73 \text{ kNm}$
 - $V_{z,Ed} = 196.72 \text{ kN}$

Para estes esforços máximos obtêm-se fatores de 0.99 para a diagonal, 0.85 para a corda superior e 0.48 para a carlinga, verificando a segurança face ao ELU com as ações do RSA.

Assim verifica-se que o estabelecido na Figura 30, de um vão de 57.91 m com configuração TSHR3H verifica a segurança para o veículo militar de 60 t e, por maioria de razão, também para o veículo civil de 40 t, bem como para 50% da sobrecarga regulamentar do EC1-2 e para 100% das ações do Regulamento de Segurança e Ações.

4.2 Deformabilidade em Serviço

O comportamento em serviço deve ser igualmente avaliado, nomeadamente a deformabilidade do tabuleiro, a qual sendo excessiva pode afetar o funcionamento de diversas formas:

- Dificulta o tráfego devido às inclinações excessivas se a superfície gelar;
- Torna mais relevantes os efeitos das sobrecargas dinâmicas, causando desconforto ao utilizador;
- Dificulta a drenagem do tabuleiro.

Interessa portanto avaliar a deformabilidade o que, segundo o EC3 (CEN, 2005), deve ser realizado para uma combinação frequente de ações, de acordo com a equação (9). Contudo, as normas europeias, e nomeadamente o EC0 (CEN, 2001), não definem claramente qual a flecha máxima que é regulamentarmente permitida, tendo por isso sido utilizado o critério do regulamento suíço SIA (SIA Zurich, 1989), que refere na Tabela 7 que a flecha máxima é dada por $L/500$ para uma combinação de ações frequente.

Assim, para um vão de 57.91 m, o deslocamento máximo toma o valor de 0.116 m, ou 116 mm. Para a combinação frequente de ações – equação (9), o tabuleiro apresenta um deslocamento máximo de 165.5 mm para a sobrecarga civil regulamentar, medido na corda inferior na secção de meio vão da estrutura, superior em 43% em relação ao limite. O que indicia que para as sobrecargas regulamentares a estrutura é muito deformável. Existe ainda a contribuição da deformabilidade proveniente das folgas das cavilhas mencionado na secção 3.2.2, que toma um valor aproximado de 100 mm, como indicado no Quadro 4.

Apenas com a sobrecarga militar, o deslocamento máximo reduz-se para 148.9 mm, que ainda é 29% superior ao estabelecido regulamentarmente.

Estas verificações são contudo respeitadas se na montagem for adicionada uma contraflecha de 168 mm que compense a deformabilidade das cargas permanentes, incluindo a resultante das folgas das ligações. Nesse caso o limite $L/500=116$ mm compara diretamente apenas com a deformabilidade do valor frequente das sobrecargas que é de 98.9 mm para a sobrecarga regulamentar e de 79.8 mm para o veículo militar de 60 t.

De qualquer forma desta análise constata-se que para a estrutura ser transportável e montável rapidamente, deve ser constituída por módulos relativamente pequenos e leves. Em consequência, aumentam o número de ligações deformáveis, o que incrementa muito a deformabilidade da estrutura. Este resultado é mais relevante quantos mais módulos tiver a configuração da ponte. Como neste caso se utilizam 19 módulos, é natural que a influência da deformabilidade das ligações seja enorme na deformabilidade da estrutura. E, de facto, a parcela da deformabilidade das ligações, duplica as deformações elásticas devidas ao carregamento da estrutura.

4.3 Assentamentos Diferenciais

Avalia-se também a sensibilidade da estrutura para o caso da ocorrência de assentamento diferenciais nos seus apoios. Este aspeto pode ser relevante na redistribuição dos esforços internos na estrutura, e no incremento da deformabilidade em serviço (Meireles, 2010).

Deve referir-se que a natureza destas pontes modulares conduz a que assentamentos nos apoios sejam de admitir. De facto, a necessidade de realizar a montagem rápida da estrutura, e tratando-se de uma estrutura relativamente leve, conduz a que não seja comum utilizar fundações profundas para apoiar os encontros. Assim, este é muitas vezes materializado por simples blocos de betão armado apoiados diretamente em cima de um terreno, necessariamente compactado de forma rápida, e que por isso pode vir a sofrer assentamentos ao longo do tempo.

Neste contexto, e com o intuito de avaliar os efeitos desta ação no comportamento da estrutura, esta é avaliada considerando a atuação de um assentamento de 10 cm, apenas num dos apoios de uma treliça. Trata-se de um valor muito elevado, o que só é eventualmente verificado no caso de um encontro com fundação direta realizado de uma forma rápida num terreno de elevada deformabilidade. Contudo, nestes casos, quando for possível, deve realizar-se uma fundação indireta por estacas sobre as quais se apoia uma viga estribo e o tabuleiro. Nesse caso os assentamentos dos apoios são certamente muito mais reduzidos.

Os esforços resultantes nos elementos mais esforçados desta deformação imposta somados às ações da carga permanentes, e sem ter em conta fatores de majoração das ações, são os seguintes:

- A diagonal mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 59.96 \text{ kN (C)}$

- $M_{y,Ed} = 0.20 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 0.03 \text{ kNm}$
- A corda mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 235.53 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 0.21 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 0.17 \text{ kNm}$
- A carlinga mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 4.5 \text{ kN}$
 - $M_{y,Ed} = 15.23 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 2.26 \text{ kNm}$
 - $V_{z,Ed} = 10.78 \text{ kN}$

Com estes esforços os fatores atuante/resistente são de 0.45 para a diagonal (não variando significativamente das restantes), 0.22 para a corda (não variando significativamente das restantes), e 0.03 para a carlinga, o que não representa risco para a estrutura, quando esta não estiver sujeita à ação das sobrecargas.

Contudo, associando o assentamento de 10 cm numa das extremidades de uma treliça à ação das sobrecargas e admitindo apenas o seu valor frequente ($c_p + 0.4 \times \text{UDL} + 0.75 \times \text{TS} + \text{assentamento}$) obtêm-se nos elementos mais condicionantes da estrutura:

- A diagonal mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 130.21 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 0.24 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 0.08 \text{ kNm}$
- A corda mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 762.57 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 0.27 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 0.03 \text{ kNm}$
- A carlinga mais esforçada apresenta os seguintes esforços:
 - $N_{Ed} = 8.70 \text{ kN (C)}$
 - $M_{y,Ed} = 233.23 \text{ kNm}$
 - $M_{z,Ed} = 4.89 \text{ kNm}$
 - $V_{z,Ed} = 174.52 \text{ kN}$

O que corresponde a fatores atuante/resistente de 0.95 na diagonal, de 0.71 na corda comprimida, e de 0.41 na carlinga.

Refira-se por fim, que o mesmo assentamento de 10 cm numa combinação de ações que envolve as ações militares em serviço ($c_p + 0.75 \times \text{sob militar} + \text{assentamento}$), os fatores atuante/resistente

te/resistente passam a ser de 0.65 nas diagonais, de 0.52 nas cordas comprimidas, e de 0.33 nas carlingas, e portanto está verificada a segurança.

5 Estudo da Interação Veículo – Estrutura

Os efeitos dinâmicos em pontes rodoviárias e ferroviárias têm sido objeto de vários estudos, e dada a importância que estes efeitos têm no seu comportamento estrutural, K. Chompooring (1995) mostra que várias características do impacto, principalmente a velocidade do veículo, podem resultar em efeitos dinâmicos elevados. Os efeitos dinâmicos, numa ponte simplesmente apoiada, têm especial relevância com vãos curtos, ou seja, menores que 12 m, o que significa que para pontes com vãos acima dos 20 m, os incrementos dinâmicos dos esforços estáticos que se geram por uma determinada sobrecarga são de menor importância (A. González, 2011). Dado que as sobrecargas rodoviárias regulamentares incluem já no seu valor a contribuição dos efeitos dinâmicos, não existem critérios regulamentares específicos para pontes rodoviárias. Assim, as verificações são guiadas pela regulamentação das pontes ferroviárias, nomeadamente, EN 1991-2 secção 6.4 (CEN, 2003).

5.1 Efeitos Dinâmicos

A EN 1991-2 define o modelo de carga LM1 como referido nesta dissertação na secção 3.1.1, que já contém a componente da ação dinâmica (cláusula 4.3.2 (4) da respetiva norma). Assim, a avaliação da contribuição dinâmica é feita apenas para o veículo militar, em que foram utilizadas nas verificações de segurança apenas os esforços estáticos.

As tensões e as deformações estáticas numa ponte devidas ao tráfego são aumentadas ou reduzidas com ações dinâmicas, sendo os principais fatores que influenciam o comportamento dinâmico os seguintes:

- A velocidade dos veículos;
- O comprimento do vão entre apoios;
- A massa da estrutura;
- As frequências próprias da estrutura e os modos próprios de vibração associados;
- O número de eixos, cargas e afastamento correspondentes;
- O amortecimento da estrutura;
- As irregularidades verticais na via;
- A massa não suspensa/suspensa e as características de suspensão do veículo;
- A presença de apoios com espaçamento regular da laje do tabuleiro e/ou da via (carlingas, travessas, etc.);
- As imperfeições dos veículos (pneus irregulares, pneus ovalizados, defeitos da suspensão, etc.);
- As características dinâmicas da via (travessas, componentes da via, etc.).

Estima-se que no registo de tráfego esteja incluído um fator de amplificação dinâmica no valor de 10%. Este coeficiente entra em conta com o tráfego regular e com congestionamentos, sen-

do este último representado por movimentos de “para e arranca”, ou mesmo deslocamentos de baixa velocidade. Outro aspeto importante é que este valor foi calculado para veículos pesados com distância entre eixos de 5 m (J. Calgaro, 2010).

Independente disto, o problema de amplificação dinâmica é mais relevante em tráfego regular, sendo impossível avaliar um valor para cada tipo de tráfego, incluindo também o facto de para uma mesma situação, os efeitos dinâmicos são diferentes para o momento fletor e para o esforço transversal, sendo que para pontes treliçadas, a amplificação dinâmica pode ser mais relevante para o esforço transversal (A. González, 2011).

Os estudos realizados mostram que o máximo efeito dinâmico pode não corresponder para o elemento da estrutura em que ocorre o máximo efeito estático. A Figura 72 permite estimar a amplificação dinâmica do efeito das cargas. O coeficiente dinâmico ϕ , que representa a amplificação dinâmica do respetivo esforço, é dado nestas figuras no eixo vertical, em função do comprimento carregado do vão (J. Calgaro, 2010).

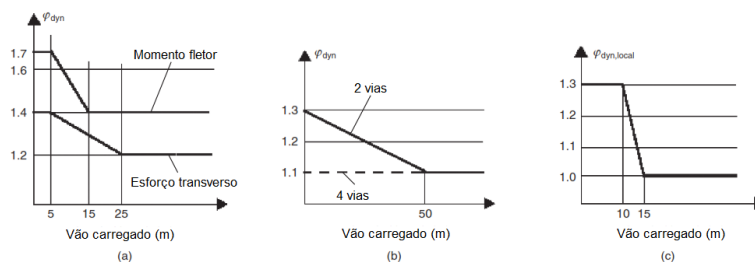


Figura 72 - Fatores dinâmicos de tráfego para tabuleiros simplesmente apoiados com: (a) uma via, (b) 2 a 4 vias, (c) efeitos locais, (J. Calgaro, 2010)

5.1.1 Regras Gerais

Para avaliar os efeitos dinâmicos pode realizar-se uma análise dinâmica no tempo, que depende de vários fatores esquematizados na EN 1991-2 (CEN, 2003) sob forma de um fluxograma (Figura 73). Com base nesse fluxograma realizam-se as seguintes verificações:

- A velocidade máxima local é inferior a 90 km/h ($v \leq 200$ km/h) – SIM;
- A ponte é contínua – NÃO;
- A primeira frequência própria de flexão (Figuras em anexo 89 até 92) (1.99 Hz) está no intervalo (sendo o limite superior de 4.55 Hz e o inferior de 2.13 Hz) – NÃO;
- A primeira frequência própria de torção (Figuras em anexo 93 até 96) (2.92 Hz) é 1.2 vezes superior à primeira frequência própria de flexão – SIM;
- Os quadros F1 e F2 da EN 1991-2 não são aplicáveis a esta estrutura.

Seguindo este fluxograma admite-se assim a necessidade de realizar uma análise dinâmica.

A ação considerada é o veículo militar definido na secção 3.1.2. O máximo das acelerações deve ser verificado de acordo com as normas EN 1991-2 em 6.4.6.5 e EN 1990 em A2.4.4.2.

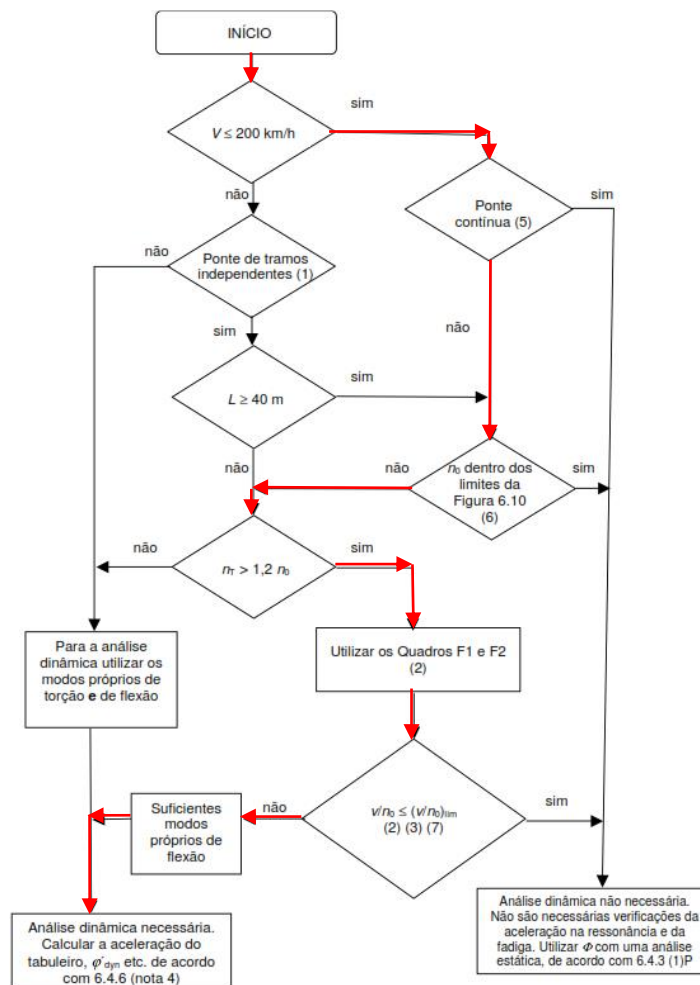


Figura 73 - Fluxograma para determinar a necessidade de uma análise dinâmica (CEN, 2003)

Os resultados da análise dinâmica devem ser confrontados com a análise estática multiplicada pelo coeficiente de amplificação dinâmica. O pior dos cenários deve ser o escolhido para as verificações de segurança. Esta verificação deve garantir que a amplitude dos esforços em regime dinâmico esteja a coberto pela amplitude da análise estática.

As velocidades a considerar devem estar compreendidas entre um mínimo de 5 m/s (18 km/h) até a uma velocidade máxima de projeto que é igual a 1.2 x a velocidade máxima local. Para uma velocidade máxima local de 25 m/s (90 km/h), a velocidade máxima de projeto toma o valor de 30 m/s.

Segundo a EN 1991-2, os máximos das acelerações são suscetíveis de aparecer em zonas de ressonância e qualquer erro por defeito na avaliação da massa introduzirá erro por excesso na frequência própria e nas velocidades de tráfego para as quais ocorre a ressonância. Assim, utilizar uma estimativa inferior da massa da estrutura é uma ação do lado da segurança.

5.1.2 Modelação

O modelo de análise numérico é baseado no modelo utilizado para realizar a análise estática, acrescentando a análise modal para determinar as principais frequências da estrutura. A ação dinâmica será materializada pela circulação do veículo militar, definido na secção 3.1.2, a velocidades crescentes.

No programa *SAP2000* foi definido um caso de carga (*Load Pattern*) onde se coloca a velocidade que pretende, e define-se como *Vehicle Live*. Para executar esta análise é necessário criar um caso de carga (*Load Case*) e uma análise do tipo *Time History* sendo a resposta da estrutura obtida ao longo do tempo por integração direta.

A discretização do modelo é realizada de modo a tornar a análise mais rápida. Assim, as barras que definem o caminho da carga têm comprimentos de aproximadamente 0.75 metros, ao longo dos 57.91 m de vão. O intervalo de tempo da resposta da estrutura é de 15 segundos, para que o tempo de análise seja superior ao tempo que o veículo demora a percorrer a totalidade da ponte. Consegue-se assim obter a vibração em regime forçado da estrutura, durante a passagem do veículo e de seguida a vibração em regime livre após a sua saída do tabuleiro, sendo natural que o máximo dinâmico ocorra durante a passagem do veículo. O passo de integração, para garantir uma boa precisão na avaliação da resposta da estrutura no tempo, deve tomar o valor de um décimo do período mais baixo considerado na análise, o que neste caso toma o valor de 0.003 segundos, permitindo dividir em 10 intervalos uma oscilação completa da estrutura para o modo considerado com frequência de flexão mais elevado (Casal, 2010).

Os modos de vibração da estrutura a considerar (no Anexo B apresentados os 6 primeiros modos) têm que ser os modos próprios de flexão vertical longitudinal com frequência até aos 30 Hz (EN 1991-2). A soma da participação da massa deve ser superior a 90%, o que se verifica a partir do 23º modo de vibração, como mostram os gráficos das Figuras 74 e 75, ainda com frequências da ordem dos 13 Hz. De acordo com a Parte 2 do Eurocódigo 8, um amortecimento de 4% foi considerado para pontes metálicas com ligações aparafusadas.

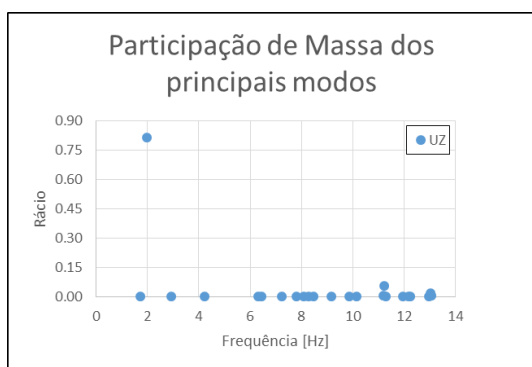


Figura 74 - Participação de massa dos principais modos de vibração

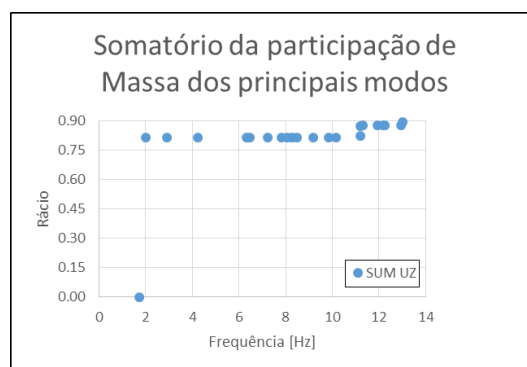


Figura 75 - Somatório da participação de massa dos principais modos de vibração

Devido à passagem de cargas igualmente espaçadas, a frequência imposta pela ação pode ser bem estimada através da equação (15) (Santos, 2010):

$$f = v/d \quad (15)$$

Onde f é a frequência da ação, d a distância entre eixos da viatura e v a velocidade da viatura. A equação (15) tem por base considerar o comprimento de onda igual à distância entre eixos, estimando qual a velocidade que pode provocar ressonância da estrutura. No presente caso, para o modelo definido na Figura 40, a velocidade de 5 m/s produz uma frequência de 6.10 Hz, sendo a mais baixa frequência imposta. O modo de vibração vertical da estrutura com a frequência mais próxima do imposto pela ação é o 5º modo global de vibração, que corresponde ao 2º modo de flexão vertical longitudinal, com uma frequência de 6.33 Hz (o 1º modo de flexão vertical longitudinal tem uma frequência 1.99 Hz). Trata-se contudo de um modo antissimétrico, com uma percentagem de massa associada muito diminuta.

5.2 Deslocamentos e Acelerações

Os deslocamentos e acelerações são mais gravosos onde a carga está diretamente aplicada, ou seja ao nível da plataforma de circulação. Assim, apresentam-se os deslocamentos e acelerações para as barras da corda inferior.

Relembrando que para a ação estática (secção 4.2) o deslocamento vertical estático a meio vão para a ação do veículo militar era de 148.9 mm, apresentam-se no Quadro 6 os deslocamentos dinâmicos em função da velocidade de circulação.

Quadro 6 - Deslocamentos dinâmicos para determinadas velocidades do modelo militar

Velocidade [m/s]	estático	5	10	15	18.8	20	25	30
Deslocamento [mm]	148.9	149.0	148.7	150.2	150.7	152.1	148.0	155.9

É importante referir que a análise com velocidade de 18.8 m/s corresponde à velocidade máxima previsível do veículo militar adotado para este estudo (aproximadamente 68 km/h), embora no modelo se tenha feito circular este veículo com velocidades superiores para avaliar a sensibilidade da estrutura nestes casos.

Do Quadro 6 conclui-se que os efeitos dinâmicos no deslocamento são mais relevantes para velocidades superiores, representado um incremento de 5% para o deslocamento dinâmico sofrido a uma velocidade de 30 m/s face ao deslocamento estático. O incremento dos deslocamentos estáticos é portanto reduzido, mesmo para velocidades elevadas.

No que se refere às acelerações verticais, são apresentados nas Figuras 76 à 82 os resultados para a secção com a maior aceleração, sensivelmente a meio vão (cerca de 0.76 cm afastado da secção de meio vão), e na corda inferior da treliça mais interior.

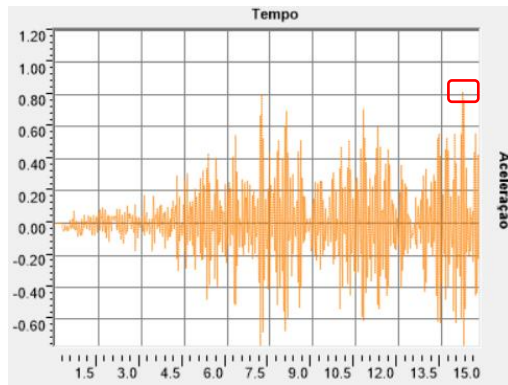


Figura 76 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 5 m/s

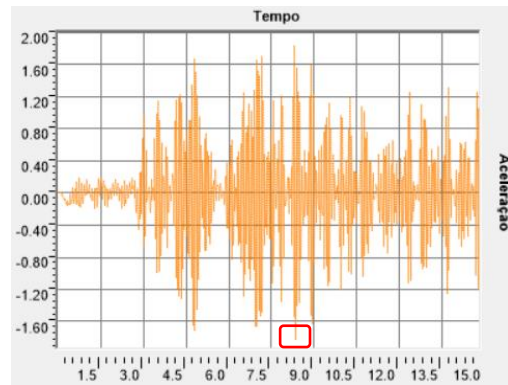


Figura 77 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 10 m/s

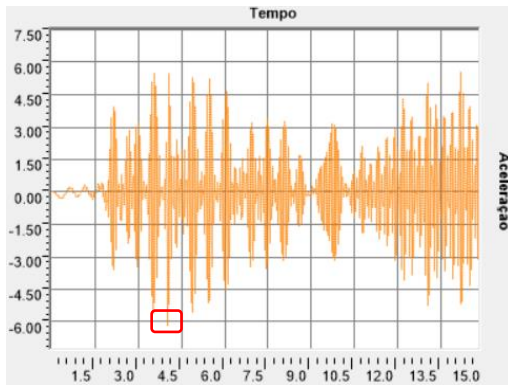


Figura 78 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 15 m/s

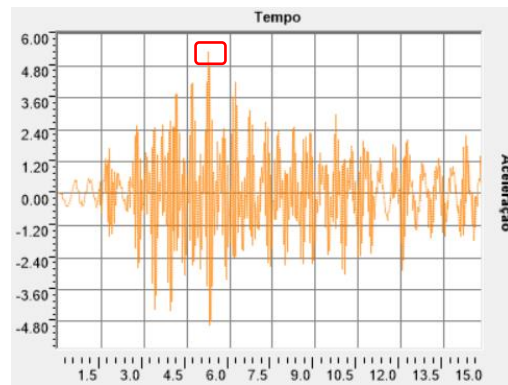


Figura 79 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 18.8 m/s

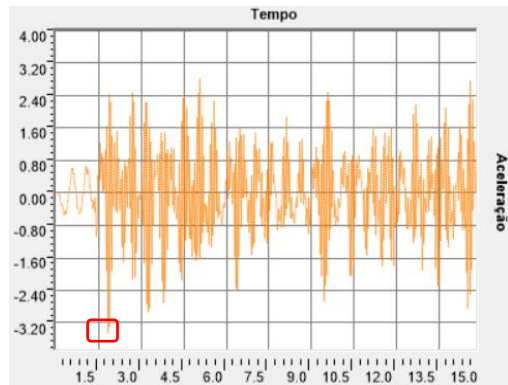


Figura 80 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 20 m/s

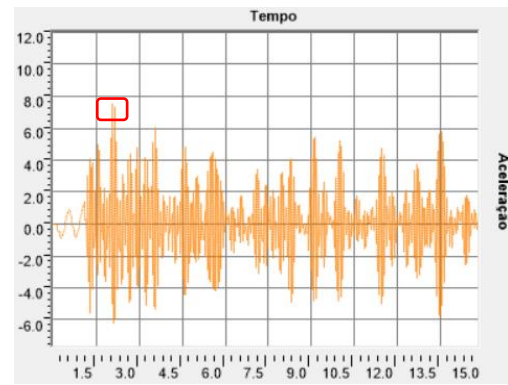


Figura 81 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 25 m/s

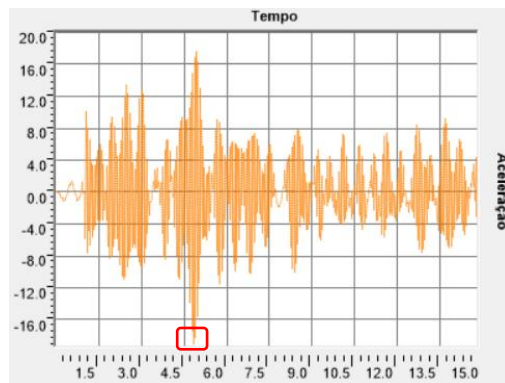


Figura 82 - Aceleração em função do tempo de análise para a velocidade de 30 m/s

Nestas figuras (76 à 82) os máximos estão assinalados a vermelho, e está representada a aceleração vertical em função do tempo de ação do veículo militar de 60 t. Os máximos estão resumidos no Quadro 7:

Quadro 7 - Acelerações dinâmicas para determinadas velocidades do modelo militar

Velocidade [m/s]	5	10	15	18.8	20	25	30
Aceleração máxima em módulo [m/s ²]	0.82	1.83	6.13	5.30	3.43	7.51	19.05
Tempo [s]	14.2	8.31	4.02	5.25	1.83	2.07	4.83

Da análise do Quadro 7 verifica-se que no geral, para maiores velocidades, maiores são as acelerações provocadas. Com o máximo definido pela EN 1990-A2 de 5 m/s² para via férreas não balastradas, e admitindo possível a extrapolação para o caso corrente, verifica-se que as velocidades acima de 10 m/s excedem este limite, à exceção da velocidade de 20 m/s.

Tratando-se de uma verificação de conforto da circulação em serviço, deve limitar-se a velocidade de circulação a valores da ordem de 10 m/s (36 a 40 km/h).

5.3 Esforços Dinâmicos

Os esforços dinâmicos juntamente com os esforços estáticos permitem calcular o coeficiente de amplificação dinâmica dos esforços. Interessa assim comparar os máximos dos esforços dinâmicos registados no tempo com os fornecidos na secção 4.1. Naturalmente que apenas se utilizam os esforços da sobrecarga militar, portanto não incluindo o peso próprio da estrutura.

A EN 1991-2 define que no caso de haver necessidade de se realizar uma análise dinâmica, a amplificação dinâmica é dada pela equação (16):

$$\varphi'_{dyn} = \max |y_{dyn}/y_{stat}| - 1 \quad (16)$$

Onde, φ'_{dyn} é o coeficiente de majoração dinâmica das ações estáticas determinado por uma análise dinâmica, y_{dyn} , e y_{stat} a resposta dinâmica máxima e correspondente resposta estática máxima numa determinada secção.

5.3.1 Diagonais

Os esforços estáticos para a diagonal mais esforçada devido ao veículo militar são os apresentados de seguida:

- $N_{Ed} = 49.67 \text{ kN (C)}$
- $M_{y,Ed} = 0.47 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 0.18 \text{ kNm}$

Esta diagonal está localizada perto do meio vão da estrutura, e seja qual for a velocidade do veículo, a compressão estática nesta diagonal é sempre superior à obtida para a ação dinâmica. Não existe portanto amplificação dinâmica do esforço nesta diagonal. Em contrapartida, a diagonal mais esforçada devido à ação dinâmica tem um esforço de compressão máximo para a velocidade de 15 m/s (Figura 83), apresentando os seguintes esforços:

- $N_{Ed} = 91.29 \text{ kN (C)}$
- $M_{y,Ed} = 0.07 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 0.41 \text{ kNm}$

Esta diagonal está localizada junto a um encontro (e não no centro como a diagonal mais esforçada devido à ação estática) e apresenta um coeficiente de amplificação dinâmico muito elevado, calculado de acordo com a equação (16) de $|91.29/28.53| - 1 = 2.2$. É de notar que a velocidade que produz o esforço máximo é de 15 m/s, e que para uma velocidade teórica de circulação de 30 m/s, o coeficiente dinâmico seria de 2.0.

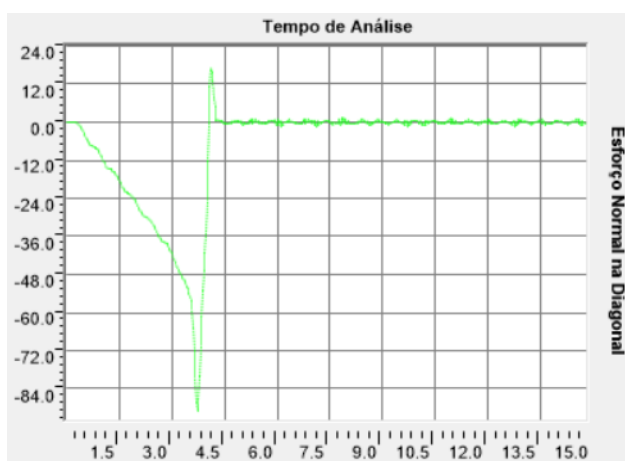


Figura 83 - Variação do esforço normal na diagonal mais esforçada ao longo do tempo de análise (v=15 m/s)

Existem outras diagonais cuja relação de esforços normais dinâmicos/estáticos para a ação exclusivamente do veículo militar é superior a 3.2. No entanto, nenhum outro elemento tem uma compressão dinâmica superior a 91.29 kN. Efetuando a reanálise da segurança desta diagonal mais esforçada, verifica-se que o fator entre a combinação de ELU e a resistência disponível que era de 0.75 para uma combinação ELU com o veículo militar estático, e passa a ser de 0.98 para a combinação que envolve a ação dinâmica do veículo militar.

5.3.2 Cordas

Os esforços estáticos para a corda mais esforçada devido ao veículo militar são os apresentados de seguida:

- $N_{Ed} = 330.76 \text{ kN (C)}$
- $M_{y,Ed} = 0.22 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 0.59 \text{ kNm}$

Esta corda está localizada perto de meio vão da estrutura, e coincide com o módulo que contém a diagonal mais esforçada devido à ação dinâmica. Para a velocidade de circulação de 30 m/s, apresenta os seguintes esforços (Figura 84):

- $N_{Ed} = 365.41 \text{ kN (C)}$
- $M_{y,Ed} = 0.39 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 0.13 \text{ kNm}$

O coeficiente de amplificação dinâmico calculado de acordo com a equação (16) é assim de apenas 0.1. Dado que o incremento de esforço normal é apenas de 10% não existem diferenças relevantes em relação a verificação da segurança do ELU estático das cordas.

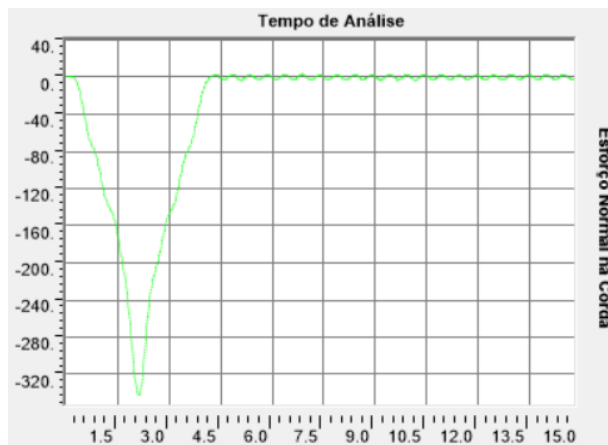


Figura 84 - Variação do esforço normal na corda mais esforçada ao longo do tempo de análise ($v=30 \text{ m/s}$)

5.3.3 Carlingas

Os esforços estáticos para a carlinga mais esforçada devido ao veículo militar são os apresentados de seguida:

- $N_{Ed} = 5.55 \text{ kN (C)}$
- $M_{y,Ed} = 143.60 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 0.37 \text{ kNm}$
- $V_{z,Ed} = 131.26 \text{ kN}$

A carlinga mais esforçada devido à ação dinâmica, que corresponde à velocidade de circulação de 30 m/s apresenta os seguintes esforços máximos:

- $N_{Ed} = 5.34 \text{ kN (T)}$
- $M_{y,Ed} = 167.20 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 3.03 \text{ kNm}$
- $V_{z,Ed} = 144.74 \text{ kN}$

Esta carlinga, com os esforços dinâmicos acima mencionados, apresenta um coeficiente de amplificação dinâmico dos momentos $M_{y,Ed}$ de 0.15. Dado que o incremento de momentos é apenas de 15% não existem diferenças relevantes em relação a verificação da segurança do ELU estático.

5.3.4 Considerações finais

O coeficiente de amplificação dinâmica de esforços foi superior nas diagonais próximas dos apoios, como resultado do esforço transversal equivalente na treliça. Isso mesmo conclui o estudo de González et al (2011), que refere que o agravamento da ação dinâmica pode ser mais importante no caso dos esforços transversos, nomeadamente em pontes treliçadas. Isto verifica-se de facto no presente caso, uma vez que a ação dinâmica não produz alterações significativas nos esforços normais das cordas, nem nos momentos flectores das carlingas, mas sim nos esforços normais nas diagonais próximas dos apoios (efeito do esforço transversal global).

Em contrapartida, o coeficiente dinâmico que J. Calgaro (2010) propõe na Figura 72, em que se obtém para vãos superiores a 25 m um coeficiente dinâmico para esforço transversal de 1.2, não corresponde ao resultado obtido neste trabalho. Afigura-se que as características particulares da treliça estudada possam ser bastante diferentes dos tabuleiros para os quais foram obtidos os resultados da Figura 72, o que justifica o estudo dinâmico de interação via-estrutura realizado.

Finalmente, mesmo considerando os incrementos nos esforços devidos aos efeitos dinâmicos assegura-se a segurança estrutural para a ação militar específica na configuração estudada da ponte tipo Mabey.

6 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

É apresentado neste trabalho um estudo do comportamento estrutural das pontes logísticas do tipo Mabey do Exército Português. Nesse enquadramento, é feita no Capítulo 2 uma breve referência à evolução das pontes logísticas no tempo, passando pela descrição sumária das pontes do tipo Bailey e Mabey, e que caracteriza também os processos de montagem deste tipo de estruturas.

No Capítulo 3 são definidas as ações e o modelo de análise utilizado. São caracterizadas as propriedades da estrutura e calibrado o modelo com as informações do catálogo do Fornecedor e de um ensaio de carga realizado com a configuração utilizada no presente estudo.

No Capítulo 4 são efetuadas as principais verificações de segurança da estrutura, de acordo com as normas europeias dos Eurocódigos, para as sobrecargas de circulação civis definidas regulamentarmente e um veículo militar “real”.

No Capítulo 5 é apresentado o estudo da resposta dinâmica da estrutura para a circulação do veículo militar a diversas velocidades. São obtidos os deslocamentos, as acelerações e os esforços dinâmicos máximos e quantificados os coeficientes de amplificação da resposta associados a cada uma destas grandezas.

Do estudo realizado é importante realçar as seguintes conclusões que procuraram dar resposta aos objetivos inicialmente estabelecidos:

- Foi apresentada uma breve evolução histórica deste modelo de pontes, e a sua relevância nos países europeus, e mais propriamente no Exército Português, no apoio às operações militares, e quando disponível, à população civil;
- Foi avaliado o comportamento estrutural de uma ponte metálica treliçada, nomeadamente do tipo Mabey e, a partir da comparação entre os resultados de diversos tipos de análises (numérica e de ensaios “in-situ”), é explicitada de forma mais completa e fundamentada como deve ser feita a utilização dos catálogos fornecidos pelo Fornecedor;
- A estrutura estudada na configuração TSHR3H assegura a segurança última para uma combinação que envolve a carga permanente e 50% da sobrecarga regulamentar do tipo LM1. Por outro lado, verifica-se a segurança nas condições de utilização estabelecidas no catálogo do Fornecedor, tanto para um veículo civil como numa utilização militar;
- As verificações de segurança foram, no geral, condicionadas pelos elementos diagonais próximo dos apoios (devido ao esforço transversal) e das cordas comprimidas (devido ao momento fletor), sendo que os esforços pouco diferem no conjunto das três treliças na mesma secção transversal, o que era de esperar, evidenciando boa repartição dos esforços entre os vários planos de treliça pelos sistemas de travamento existentes;

- Verificou-se que a deformabilidade vertical da estrutura é muito influenciada pela deformabilidade das ligações entre módulos da estrutura que faz aumentar em cerca de 100% as flechas obtidas para as cargas permanentes na configuração estudada. Para a ação das sobrecargas e após eliminadas as folgas obtiveram-se flechas elásticas pelo modelo de cálculo muito semelhantes às registadas no ensaio de carga de carga realizado e estimadas a partir do catálogo do Fornecedor;
- Foi avaliada a influência de um assentamento diferencial num apoio de extremidade de um plano de treliças, verificando-se que para um assentamento diferencial máximo de 10 cm, a segurança última continua a estar garantida. As redistribuições de esforços registadas nos elementos das treliças são reduzidas;
- Estudaram-se os efeitos dinâmicos decorrentes da circulação deste veículo militar, concluindo-se que na configuração da ponte adotada neste trabalho, a segurança continua a ser garantida para esta ação específica. Os efeitos dinâmicos mais elevados registaram-se nos esforços das diagonais próximas dos apoios;
- Para melhorar as condições de conforto na utilização, limitando as acelerações verticais máximas, considera-se que uma limitação da velocidade de circulação a um máximo de cerca de 40 km/h deve ser imposto.

Algumas limitações foram sentidas no decurso do estudo, destacando-se as seguintes:

- A relevância da deformabilidade das ligações na deformabilidade da estrutura;
- A influência das placas do pavimento na deformabilidade da estrutura e na interação dinâmica entre os veículos e a mesma;
- A aplicação das fórmulas fornecidas no catálogo, nomeadamente para a estimativa da deformabilidade, dado que não é claro quais as unidades dos resultados obtidos por estas expressões;
- O facto de a regulamentação consultada não fornecer informação específica sobre a análise de interação via-estrutura para o caso das pontes rodoviárias, tendo por isso sido utilizadas as formulações e critérios existentes para o mesmo tipo de análise de pontes ferroviárias.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Quando se efetua um estudo deste tipo são muitos os aspetos que se identificam, mas para os quais o trabalho não consegue dar resposta. São por isso diversos os aspetos que merecem um desenvolvimento em futuros trabalhos, nomeadamente os seguintes:

- Analisar o efeito específico de torção causado por uma ação acidental de uma viatura militar a circular não centrada com secção transversal da ponte;
- Analisar a segurança estrutural na fase de montagem, pois como descrito na respetiva secção, esta ponte é lançada em consola, e é necessário avaliar a segurança durante esta fase provisória;

- Embora tratando-se de uma estrutura provisória, em que são possíveis sucessivas utilizações, avaliar o comportamento à fadiga da estrutura para sobrecargas civis e / ou militares;
- Analisar o resultado das ações horizontais de aceleração e travagem dos veículos na estrutura, e nomeadamente a forma de transmissão e os esforços gerados até se atingir o encontro fixo;
- Analisar as eventuais ações acidente, como choque de uma viatura com o plano da treliça, e quais as suas implicações na segurança última da estrutura;
- Analisar a influência das placas que constituem o pavimento do tabuleiro na deformabilidade e no comportamento dinâmico, e eventualmente na própria capacidade de carga última da estrutura;
- Realizar o estudo, tanto da capacidade de carga última, como da interação dinâmica, para diferentes configurações deste tipo de ponte, bem como para diferentes vãos a vencer, para que as conclusões sejam mais gerais;
- Verificar a segurança (torção e arrastamento transversal) para uma situação de cheia em que a ponte fica submersa ficando sujeita aos impulsos hidrodinâmicos majorados ainda pelo efeito dos detritos que se acumulam.

[Página intencionalmente deixada em branco]

Referências

A. González D. Cantero, E.J O'Brien Dynamic increment for shear force due to heavy vehicles crossing a highway bridge [Diário] // Computers and Structures. - Dublin : Computers and Structures, 15 de setembro de 2011. - 23-24 : Vol. 89. - pp. 2261-2272.

Acrow Bridge Products Services [Online] // Acrow Bridge. - Acrow Bridge, 2014a. - 30 de novembro de 2014. - <http://acrow.com/products-services/bridges/details/?lang=en#emergency>.

Acrow Bridge Technical Information [Online] // Acrow Bridge. - Acrow Corporation of America, 2014b. - 2014 de outubro de 24. - <http://acrow.com/products-services/technical-information/>.

ARCELOR Sections Commercial S.A. BEAMS, CHANNELS AND MERCHANT BARS [Livro]. - Esch-sur-Alzette : Arcelor Group, 2004. - Vol. I.

Bevil G. Mabey David G. Mabey Lattice bridges [Patente] : 4706436 : Concessão. - Estados Unidos da América, 17 de novembro de 1987.

British Standards Institution ISO metric precision hexagon bolts, screws and nuts - Specification [Livro]. - 2014.

British Standards Institution Specification for wrought steels for mechanical and allied engineering purposes [Livro]. - 1991.

Casal Hugo Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade com Via Não Balastrada [Relatório] : Dissertação de Mestrado / Departamento de Engenharia Civil ; Instituto Superior Técnico. - Lisboa : Instituto Superior Técnico, 2010.

CEN Eurocode - Basis of structural design [Livro]. - 2001.

CEN Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges [Livro]. - 2003.

CEN Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules [Livro]. - 2005.

Costa Cristina Margarida Rodrigues Análise do Comportamento da Ponte da Lagoinha sob a Ação do Tráfego Rodoviário [Relatório] : Dissertação de Mestrado / Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto ; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. - Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto , 2002.

Escola Prática de Engenharia Ponte Bailey M2 [Livro]. - Tancos : [s.n.], 1974.

Escola Prática de Engenharia Ponte TMTB M/96 [Secção do Livro] // Ponte TMTB M/96 / autor do livro Almeida João Paulo de. - Tancos : [s.n.], 1996.

Escola Prática de Engenharia Pontes de Equipagem [Livro]. - Tancos : [s.n.], 1970.

Federal Highway Administration Prefabricated Steel Bridge Systems [Livro]. - Washington DC : Office of Acquisition Management, 2005.

J. Calgaro M. Tschumi, H. Gulvanessian Designers' guide to eurocode 1: actions on bridges [Livro]. - Londres : Thomas Telford Limited, 2010. - 978-0-7277-3158-6.

Janson Bridging Products Bridges [Online] // Janson Bridging. - Janson Bridging, 2014. - 30 de novembro de 2014. - http://www.jansonbridging.com/products_bridges.php.

Johnson John R. Prefabricated unit construction modular bridging system [Patente] : 4912795 : Concessão. - Estados Unidos da América, 3 de abril de 1990.

Júlio Eduardo Levantamento geométrico com laser-scannig // Reabilitação e Reforço de Estruturas. - Lisboa : Instituto Superior Técnico, 2015.

K. Chompooming M. Yener The influence of roadway surface irregularities and vehicle deceleration on bridge dynamics using the method of lines [Diário] // Journal of Sound and Vibration. - [s.l.] : Journal of Sound and Vibration, 15 de junho de 1995. - 4 : Vol. 183. - pp. 567-589.

Mabey & Johnson Ltd Ponte de Super Painel Compact 200 [Livro]. - Chepstow : Mabey & Johnson Ltd, Sem Ano. - Vol. 1.

Mabey Bridge Emergency Logistic Support Bridging, Switzerland [Online] // MabeyBridge. - Mabey Bridge, 2 de maio de 2013. - 30 de novembro de 2014. - <http://www.mabeybridge.com/case-studies/emergency-logistic-support-bridging/>.

Mabey Bridge Limited Logistic Support Bridge [Livro]. - Chepstow : Mabey Bridge Limited, 2014. - Vol. 1.

Mabey Bridge Mabey Bridge [Online] // Mabey Bridge. - Estudo de Caso de Projeto, 2015. - 02 de setembro de 2015. - <http://www.mabeybridge.com.br/estudios-de-caso/>.

Mabey Bridge Pontes Modulares [Online] // Mabeybridge. - Mabeybridge, 2014a. - 10 de novembro de 2014. - <http://www.mabeybridge.com.br/pontes-modulares/>.

Mabey Bridge The Story of the Bailey Bridge [Online] // Mabeybridge. - Mabeybridge, 2014b. - 29 de setembro de 2014. - <http://www.mabeybridge.com/modular-bridging/history-of-the-bailey-bridge/>.

Machado Miguel Engenharia Militar testa capacidades [Artigo] // Operacional. - Lisboa : Operacional, 2 de junho de 2015. - Mensal.

Machine Work Bailey Bridge Bailey Panel [Online] // MachineWorks (International) Ltd.. - MachineWorks (International) Ltd., 2015. - 24 de fevereiro de 2015. - <http://machineinter.tradeindia.com/bailey-bridge-bailey-panel-989445.html>.

Marple MARPLE'S IRON BRIDGE RESTORATION PROJECT DIARY [Online] // The Marple Website. - The Marple, 2011. - 24 de fevereiro de 2015. - <http://www.marple-uk.com/ironbridge/ironbridge0c.htm>.

MCB UP Ltd Robots help bridge the gap [Artigo] // The Industrial Robot. - [s.l.] : MCB UP Ltd, 1990. - II : Vol. 17. - pp. 95-96. - 0143-991X.

Meireles António Levantamento e diagnóstico de uma ponte metálica antiga [Relatório] : Dissertação Mestrado. - Porto : Faculdade de Engenharia do Porto, 2010. - p. 14.

Ordnance TECHNICAL MANUAL [Livro]. - [s.l.] : Manoever Material, 2001. - pp. 41-42.

Paoli Paulo Manual do Pontoneiro [Livro]. - Brasília : [s.n.], 2009.

Radhakrishnan R.K. Army restores Karaikal-Nagapattinam link [Diário] // The Hindu. - Nova Deli : The Hindu, 2004.

Russell Brittni R. A Novel Rapidly Deployable Floating Causeway - Design and Optimization [Relatório] : Dissertação de Mestrado. - Notre Dame : University of Notre Dame, 2013. - p. 23.

Santos Pedro Projecto Base De Uma Ponte Ferroviária Com Tabuleiro Misto aço-Betão Executado Por Lançamento Incremental [Relatório] : Dissertação de Mestrado / Engenharia Civil ; Instituto Superior Técnico. - Lisboa : Instituto Superior Técnico, 2010.

Scania Axle load calculations [Livro]. - 2010.

SIA Zurich Bases pour l'élaboration des projets de structures portuées [Livro]. - Zurich : Société suisse des ingénieurs et des architectes, 1989.

Stewart S. A. The conception of Bailey Bridge [Artigo] // The Royal Engineers Journal. - [s.l.] : The Institution of Royal Engineers, 1944. - Vol. 58. - pp. 237-243 (citado por Federal Highway Administration, 2005).

Thierry John A. The Bailey bridge [Relatório]. - [s.l.] : Military Engineer, 1946. - pp. 96-102 (citado por Federal Highway Administration, 2005).

Thinkdefence UK Military Bridging – Equipment (The Bailey Bridge) [Online] // Thinkdefence. - 08 de Janeiro de 2012. - <http://www.thinkdefence.co.uk/2012/01/uk-military-bridging-equipment-the-bailey-bridge/>.

Timoshenko Stephen e Gere James Theory of elastic stability [Livro]. - Nova Iorque : McGraw-Hill Book Company, 1963. - 2nd : pp. 94-113.

West Yorkshire Steel 709M40 Alloy Steel [Online] = 709M40 Alloy Steel // West Yorkshire Steel. - West Yorkshire Steel, 2015. - 1. - 6 de março de 2015. - <http://www.westyorkssteel.com/files/709m40.pdf>.

WFEL Medium Girder Bridge (MGB) [Online] // wfel. - wfel, 2014b. - 24 de outubro de 2014. - <http://www.wfel.com/products-and-services/medium-girder-bridge/>.

WFEL WFEL products and services [Online] // WFEL. - WFEL, 2014a. - 30 de novembro de 2014. - <http://www.wfel.com/products-and-services/>.

[Página intencionalmente deixada em branco]

Anexos

ANEXO A – FÓRMULAS UTILIZADAS NAS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Combinação de ações para verificar o ELU, de acordo com a EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (17)$$

Onde γ_G é o coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes, G_k o valor característico das ações permanentes, γ_Q o coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis, Q_k o valor característico das ações variáveis e ψ_0 o fator de combinação rara.

Combinação frequente de ações para verificação dos ELS, de acordo com a EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (18)$$

Onde ψ_1 é o fator de combinação frequente e ψ_2 o fator de combinação quase permanente.

Todos os perfis são classificados como classe 2 ou menor para os respetivos comportamentos, portanto todos os esforços resistentes são calculados segundo as seguintes expressões retiradas da EN 1993:

- Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (19)$$

Onde $N_{pl,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente plástico, A a área, f_y a tensão de cedência e γ_{M0} o coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais.

- Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (20)$$

Onde $M_{pl,Rd}$ é o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico e W_{pl} o módulo de flexão plástico de uma secção transversal.

- Valor de cálculo do esforço transversal resistente:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (21)$$

Onde $V_{pl,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço transversal resistente e A_v a área resistente ao esforço transversal.

- Nos casos em que a flexão existe em simultâneo com esforço normal, o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal N_{Ed} :
 - Para secções duplamente simétricas com banzos, em I, H ou outras, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor resistente plástico, em relação ao eixo y-y, quando satisfeitos os dois critérios seguintes:

$$N_{Ed} \leq 0.25N_{pl,Rd} \quad (22)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (23)$$

Onde N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço normal atuante, h_w a altura da alma e t_w a espessura alma.

- Para secções duplamente simétricas com banzos, em I, H ou outras, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor resistente plástico, em relação ao eixo z-z, quando:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (24)$$

- Valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento comprimido:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (25)$$

Onde $N_{b,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido, χ o coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado, e γ_{M1} o coeficiente parcial de segurança para a resistência de elementos em relação a fenómenos de encurvadura.

- Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura de uma viga sem contra-ventamento lateral:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (26)$$

Onde $M_{b,Rd}$ é o valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral e χ_{LT} o coeficiente de redução para a encurvadura lateral.

- Os elementos solicitados à flexão composta com compressão deverão satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (27)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (28)$$

Onde M_{Ed} é o valor de cálculo do momento fletor atuante, N_{Rk} o valor característico da resistência à compressão, M_{Rk} o valor característico da resistência à flexão e k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} são fatores de interação.

- Valor crítico do esforço normal, ou carga crítica de uma coluna de Euler:

$$N_{Cr} = \frac{\pi EI}{L_e^2} \quad (29)$$

Onde N_{Cr} é o esforço normal crítico, E o módulo de elasticidade, I a inércia e L_e o comprimento de encurvadura equivalente.

- Valor do momento crítico elástico para a encurvadura lateral:

$$M_{Cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{LT}^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} \quad (30)$$

Onde M_{Cr} é o momento crítico, C_1 o coeficiente que tem em atenção o tipo de diagrama do carregamento, E o módulo de elasticidade, I_z a inércia segundo o eixo z , L_{LT} o comprimento de encurvadura por flexão-torção equivalente, I_w a inércia de empenamento, G o módulo de distorção e I_t a inércia de torção.

ANEXO B – MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA

1º Modo de vibração da estrutura, 1º modo de flexão em planta com torção associada:

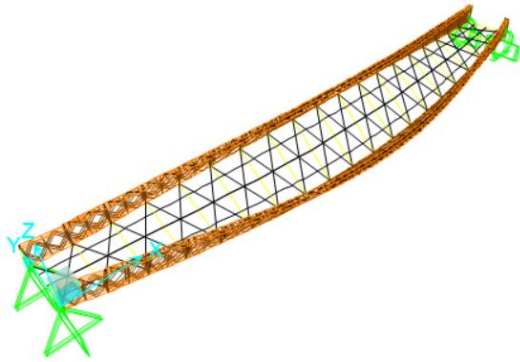


Figura 85 - Vista 3D do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala)



Figura 86 - Alçado frontal do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala)

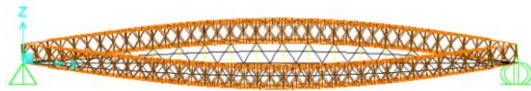


Figura 87 - Alçado lateral do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala)

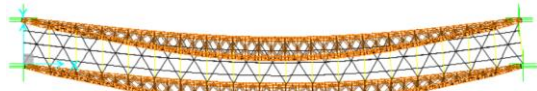


Figura 88 - Planta do 1º modo de vibração da estrutura (sem escala)

Frequência = 1.71 Hz

Período = 0.583 s

2º Modo de vibração da estrutura, 1º modo de flexão vertical longitudinal:

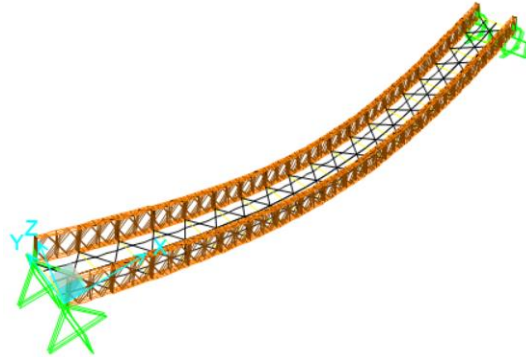


Figura 89 - Vista 3D do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala)

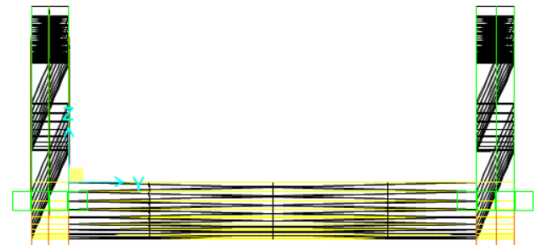


Figura 90 - Alçado frontal do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala)



Figura 91 - Alçado lateral do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala)

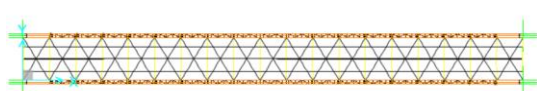


Figura 92 - Planta do 2º modo de vibração da estrutura (sem escala)

Frequência = 1.99 Hz

Período = 0.502 s

3º Modo de vibração da estrutura, 1º modo de torção:

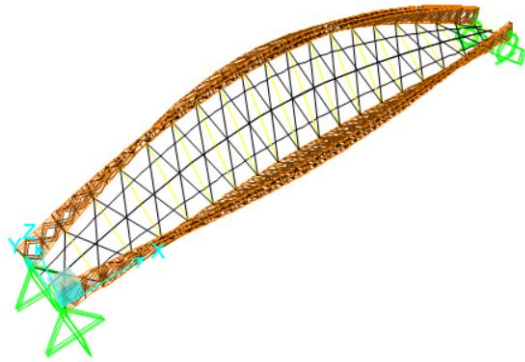


Figura 93 - Vista 3D do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala)

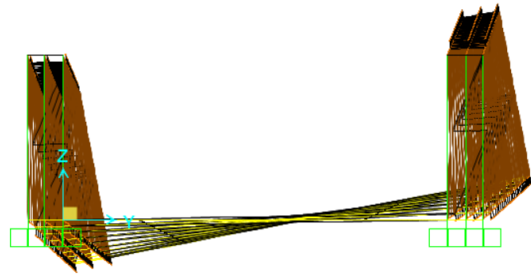


Figura 94 - Alçado frontal do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala)

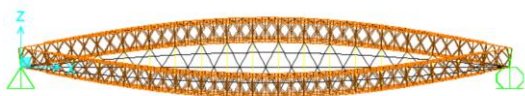


Figura 95 - Alçado lateral do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala)

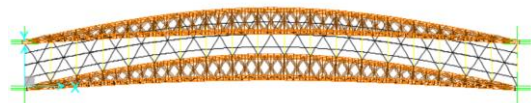


Figura 96 - Planta do 3º modo de vibração da estrutura (sem escala)

Frequência = 2.92 Hz

Periodo = 0.342 s

4º Modo de vibração da estrutura, 2º modo de flexão em planta com torção associada:

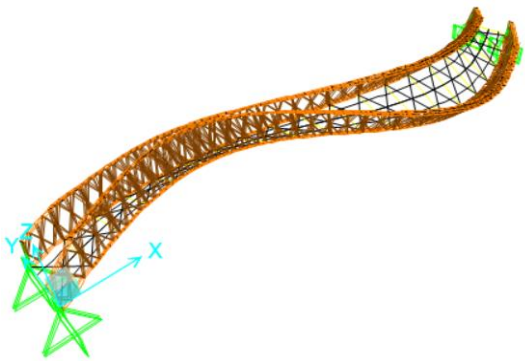


Figura 97 - Vista 3D do 4º modo de vibração da estrutura (sem escala)



Figura 98 - Alçado frontal do 4º modo de vibração da estrutura (sem escala)



Figura 99 - Alçado lateral do 4º modo de vibração da estrutura (sem escala)

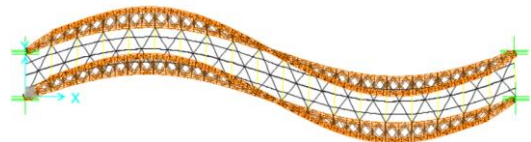


Figura 100 - Planta do 4º modo de vibração da estrutura (sem escala)

Frequência = 4.23 Hz

Periodo = 0.236 s

5º Modo de vibração da estrutura, 2º modo de flexão vertical longitudinal:

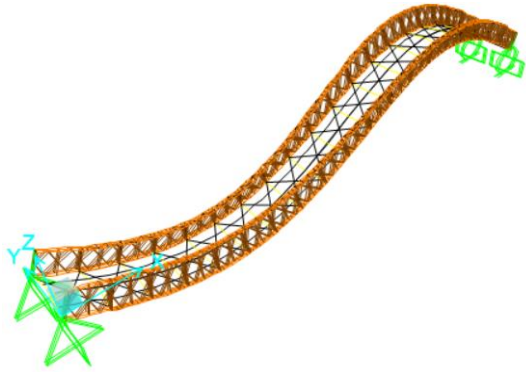


Figura 101 - Vista 3D do 5º modo de vibração da estrutura (sem escala)

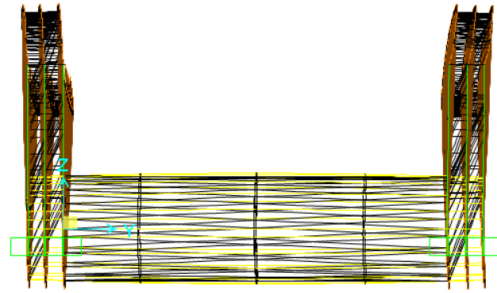


Figura 102 - Alçado frontal do 5º modo de vibração da estrutura (sem escala)



Figura 103 - Alçado lateral do 5º modo de vibração da estrutura (sem escala)

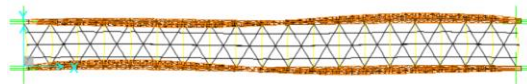


Figura 104 - Planta do 5º modo de vibração da estrutura (sem escala)

Frequência = 6.33 Hz

Periodo = 0.158 s

6º Modo de vibração da estrutura, 3º modo de flexão em planta com torção associada:

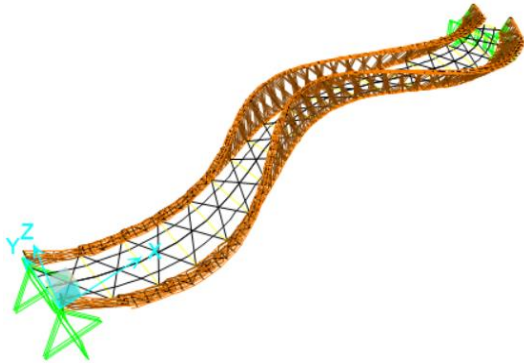


Figura 105 - Vista 3D do 6º modo de vibração da estrutura (sem escala)

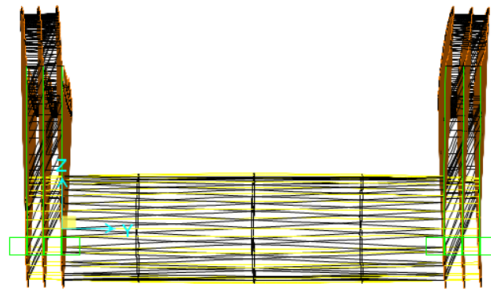


Figura 106 - Alçado frontal do 6º modo de vibração da estrutura (sem escala)



Figura 107 - Alçado lateral do 6º modo de vibração da estrutura (sem escala)

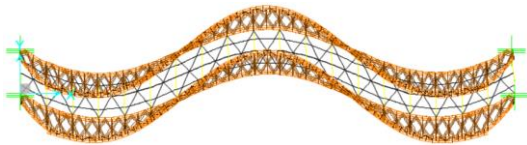


Figura 108 - Planta do 6º modo de vibração da estrutura (sem escala)

Frequência = 6.46 Hz

Periodo = 0.155 s

ANEXO C – TABELAS DE PERFIS UTILIZADAS

Dimensões do perfil PFC 100x50x10 adaptado de ARCELOR Sections Commercial S.A. (2004):

—● Fers U britanniques à ailes parallèles

Dimensions: BS 4.1: 1993

Tolérances: EN 10279: 2000

Elat de surface conforme à EN 10163-3: 1991, classe C, sous-classe 1

—● British parallel flange channels

Dimensions: BS 4.1: 1993

Tolérances: EN 10279: 2000

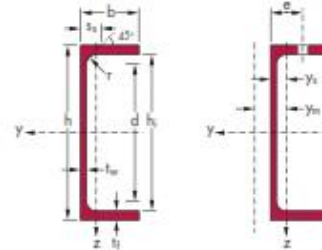
Surface condition according to EN 10163-3:1991, class C, subclass 1

—● Britische U-Profil mit parallelen Flanschen

Abmessungen: BS 4.1: 1993

Toleranzen: EN 10279: 2000

Oberflächenbeschaffenheit gemäß EN 10163-3: 1991, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ²	h ₁ mm	d mm	∅	e _{min} mm	e _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
							x 10 ³							
PFC 100 x 50 x 10*	10,2	100	50	5	8,5	9	13,00	83	63	-	-	-	0,38	37,43
PFC 125 x 65 x 15*	14,8	125	65	5,5	9,5	12	18,80	106	82	M16	35,5	58	0,49	33,12
PFC 150 x 75 x 18*	17,9	150	75	5,5	10	12	22,77	130	106	M16	35,5	48	0,58	32,38
PFC 150 x 90 x 24*	23,9	150	90	6,5	12	12	30,41	126	102	M24	46,5	51	0,64	26,67
PFC 180 x 75 x 20*	20,3	180	75	6	10,5	12	25,91	159	135	M16	36	48	0,64	31,36
PFC 180 x 90 x 26*	26,1	180	90	6,5	12,5	12	33,19	155	131	M24	46,5	51	0,70	26,74
PFC 200 x 75 x 23*	23,4	200	75	6	12,5	12	29,87	175	151	M16	36	48	0,68	28,90
PFC 200 x 90 x 30*	29,7	200	90	7	14	12	37,86	172	148	M24	47	51	0,74	24,76
PFC 230 x 75 x 26*	25,7	230	75	6,5	12,5	12	32,69	205	181	M16	36,5	48	0,74	28,71
PFC 230 x 90 x 32*	32,2	230	90	7,5	14	12	40,97	202	178	M24	47,5	51	0,79	24,71
PFC 260 x 75 x 28*	27,6	260	75	7	12	12	35,14	236	212	M16	37	48	0,80	28,85
PFC 260 x 90 x 35*	34,8	260	90	8	14	12	44,38	232	208	M24	48	51	0,85	24,51
PFC 300 x 90 x 41*	41,4	300	90	9	15,5	12	52,73	269	245	M24	49	51	0,93	22,51
PFC 300 x 100 x 46*	45,5	300	100	9	16,5	15	58,00	267	237	M27	49	55	0,97	21,29
PFC 380 x 100 x 54*	54,0	380	100	9,5	17,5	15	68,74	345	315	M27	49,5	55	1,13	20,91
PFC 430 x 100 x 64*	64,4	430	100	11	19	15	82,09	392	362	M27	51	55	1,32	19,01

* Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.

* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.

* Die Mindestmengen pro Bestellung sowie die Lieferbedingungen sind im Voraus zu vereinbaren.



Propriedades da secção do perfil PFC 100x50x10 adaptado de ARCELOR Sections Commercial S.A. (2004):



PFC

Notations pages 211-215 / Bezeichnungen Seiten 211-215

Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte															Classification EN 1993-1-1			EN 10225-1:1993	EN 10225-2:2001
	axe fort y-y strong axis y-y					axe faible z-z weak axis z-z										apt belegbar	not geboten			
	G kg/m	I_y mm ⁴	$W_{pl,y}$ mm ³	$W_{pl,y}^*$ mm ³	i_y mm	A_{c2} mm ²	I_z mm ⁴	$W_{pl,z}$ mm ³	$W_{pl,z}^*$ mm ³	i_z mm	t_f mm	I_y mm ⁴	I_z mm ⁴	y_1 mm	y_m mm	S 205	S 355	S 205		
	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ²	x 10	x 10 ²	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ²	x 10		x 10 ⁴	x 10 ³	x 10	x 10						
PFC 100 x 50 x 10	10,2	207,7	41,54	48,87	4,00	5,69	32,30	9,89	18,24	1,58	18,8	2,53	0,44	1,73	3,48	1	1	1	1	✓
PFC 125 x 65 x 15	14,8	483,1	77,29	89,88	5,07	8,11	80,02	18,82	34,33	2,06	22,0	4,72	1,74	2,25	4,61	1	1	1	1	✓
PFC 150 x 75 x 18	17,9	861,0	114,8	132,1	6,15	9,52	131,0	26,61	48,31	2,40	22,5	6,10	4,24	2,58	5,37	1	1	1	1	✓
PFC 150 x 90 x 24	23,9	1162	154,9	178,6	6,18	11,03	253,2	44,45	79,50	2,89	25,5	11,80	8,15	3,30	6,77	1	1	1	1	✓
PFC 180 x 75 x 20	20,3	1370	152,2	176,2	7,27	12,05	146,4	28,76	52,95	2,38	23,5	7,34	6,92	2,41	5,05	1	1	1	1	✓
PFC 180 x 90 x 26	26,1	1817	201,9	232,1	7,40	13,01	276,7	47,44	85,88	2,89	26,0	13,31	13,03	3,17	6,56	1	1	1	1	✓
PFC 200 x 75 x 23	23,4	1963	196,3	227,0	8,11	13,37	170,0	33,84	62,23	2,39	25,5	11,09	9,89	2,48	5,16	1	1	1	1	✓
PFC 200 x 90 x 30	29,7	2523	252,3	291,5	8,16	15,32	313,9	53,40	97,46	2,88	28,0	18,29	18,19	3,12	6,44	1	1	1	1	✓
PFC 230 x 75 x 26	25,7	2748	239,0	278,4	9,17	16,26	181,0	34,81	64,11	2,35	26,0	11,82	14,16	2,30	4,82	1	1	1	2	✓
PFC 230 x 90 x 32	32,2	3518	305,9	354,7	9,27	18,50	334,1	54,97	101,5	2,86	28,5	19,31	25,95	2,92	6,07	1	1	1	1	✓
PFC 260 x 75 x 28	27,6	3619	278,4	327,8	10,15	19,42	185,3	34,36	61,24	2,30	26,0	11,73	19,03	2,10	4,43	1	1	1	2	✓
PFC 260 x 90 x 35	34,8	4728	363,7	424,6	10,32	21,98	352,5	56,29	103,6	2,82	29,0	20,57	35,55	2,74	5,72	1	1	1	1	✓
PFC 300 x 90 x 41	41,4	7218	481,2	567,8	11,70	28,08	403,9	63,12	113,7	2,77	31,5	28,77	54,80	2,60	5,39	1	1	1	2	✓
PFC 300 x 100 x 46	45,3	8229	548,6	640,7	11,91	28,96	567,8	81,72	150,4	3,13	34,3	36,84	75,70	3,05	6,36	1	1	1	1	✓
PFC 380 x 100 x 54	54,0	15030	791,3	933,4	14,79	38,05	643,0	89,18	158,2	3,06	35,8	45,66	141,8	2,79	5,86	1	1	2	3	✓
PFC 430 x 100 x 64	64,4	21940	1020	1222	16,35	49,05	722,5	97,90	159,0	2,97	38,8	63,00	207,8	2,62	5,40	1	1	1	3	✓

- $W_{pl,y}$ est calculé selon l'hypothèse d'un diagramme de contraintes bi-rectangulaire et n'est applicable que si deux ou plusieurs fers U sont associés de façon à constituer une section doublement symétrique pour laquelle un moment de flexion agissant dans le plan du centre de gravité n'engendre pas de torsion.
- $W_{pl,y}$ is determined assuming a bi-rectangular stress block distribution. Thus, the given value applies only if two or more U channels are combined in such a way to form a doubly symmetric cross-section so that the bending moment acting in the plane of the centre of gravity will not lead to torsion.
- Für die Berechnung von $W_{pl,y}$ wurde eine doppelrechteckige Spannungsverteilung angenommen. Der angegebene Wert ist daher nur anwendbar, wenn zwei oder mehr U-Profile so miteinander kombiniert sind, dass sie einen doppelsymmetrischen Querschnitt bilden, womit ein Biegemoment, das in der Schwerpunktebene angreift, keine Torsion hervorruft.



Dimensões do perfil CH 76x38x7 adaptado de ARCELOR Sections Commercial S.A. (2004):

● **Fers U britanniques à ailes inclinées**

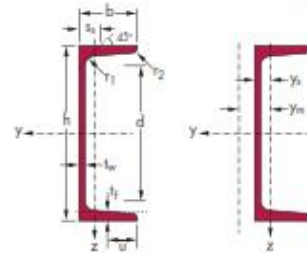
Dimensions: BS 4-1: 1993
Tolérances: EN 10279: 2000
Etat de surface conforme à EN 10163-3: 1991, classe C, sous-classe I

● **British channels with taper flanges**

Dimensions: BS 4-1: 1993
Tolérances: EN 10279: 2000
Surface condition according to EN 10163-3:1991, class C, subclass I

● **Britische U-Profile mit geneigten inneren Flanschen**

Abmessungen: BS 4-1: 1993
Toleranzen: EN 10279: 2000
Oberflächenbeschaffenheit gemäß EN 10163-3: 1991, Klasse C, Untergruppe I



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen								Surface Oberfläche		
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	d mm	A mm ²	A _t m ² /m	A _G m ² /t
CH 76 x 38 x 7*	6,7	76,2	38,1	5,1	6,8	12	6	38,2	8,62	0,29	42,52
CH 102 x 51 x 10*	10,4	101,6	50,8	6,1	7,6	12	6	61,2	13,16	0,39	37,33
CH 127 x 64 x 15*	14,9	127	63,5	6,4	9,2	13	6,5	80,5	18,79	0,48	32,85
CH 152 x 76 x 18*	17,9	152,4	76,2	6,4	9	14	7	108	22,48	0,58	33,10
CH 152 x 89 x 24*	23,9	152,4	88,9	7,1	11,6	16	8	93,7	30,02	0,63	26,80
CH 178 x 76 x 21*	30,8	177,8	76,2	6,6	10,3	16	8	123	26,39	0,63	30,62
CH 178 x 89 x 27*	26,8	177,8	88,9	7,6	12,3	17	8,5	116	33,79	0,68	25,68
CH 203 x 76 x 24*	23,9	203,2	76,2	7,1	11,2	17	8,5	144	30,28	0,69	28,77
CH 203 x 89 x 30*	29,8	203,2	88,9	8,1	12,9	17,5	8,75	139	37,60	0,73	24,77
CH 229 x 76 x 26*	26,1	228,6	76,2	7,6	11,2	17,5	8,75	169	33,14	0,74	28,21
CH 229 x 89 x 33*	32,7	228,6	88,9	8,6	13,3	19	9,5	161	41,43	0,78	24,00
CH 245 x 76 x 28*	28,2	254	76,2	8,1	10,9	19	9,5	192	35,94	0,78	27,77
CH 245 x 89 x 36*	35,7	254	88,9	9,1	13,6	20,4	10,2	183	45,35	0,83	23,32
CH 305 x 89 x 42*	41,8	304,8	88,9	10,2	13,7	25,7	12,85	227	53,00	0,93	22,30
CH 305 x 102 x 48*	46,2	304,8	101,6	10,2	14,8	26,7	13,35	222	58,10	0,99	21,62
CH 305 x 102 x 55*	55,0	381	101,6	10,4	16,3	28,2	14,1	292	69,55	1,14	20,84
CH 432 x 102 x 65*	65,5	431,8	101,6	12,2	16,8	24	12	350	82,37	1,24	19,13

* Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.
* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.
* Die Mindestmengen pro Bestellung sowie die Lieferbedingungen sind im Voraus zu vereinbaren.



Propriedades da secção do perfil CH 76x38x7 adaptado de ARCELOR Sections Commercial S.A. (2004):



CH

Notations pages 211-215 / Bezeichnungen Seiten 211-215

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification ENV 1993-1-1				
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z									EN 10025-1993	EN 10113-3-1993	EN 10025-2001		
	G kg/m	I_y mm ⁴	$W_{el,y}$ mm ³	$W_{pl,y}$ mm ³	i_y mm	A_{t2} mm ²	I_z mm ⁴	$W_{el,z}$ mm ³	$W_{pl,z}$ mm ³	i_z mm	t_1 mm	t_2 mm ²	t_3 mm ²	Y_1 mm				Y_2 mm	S 205 S 355 S 205 S 355
	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ³	x 10	x 10 ²	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ³	x 10		x 10 ⁴	x 10 ³	x 10	x 10					
CH 76 x 38 x 7	6,7	75,1	19,71	23,7	2,95	4,34	10,1	3,78	7,50	1,08	19,1	1,64	0,09	1,12	2,07	1	1	1	✓
CH 102 x 51 x 10	10,4	206	40,51	48,7	3,95	6,62	27,7	7,64	14,9	1,45	21,3	2,89	0,44	1,42	2,71	1	1	1	✓
CH 127 x 64 x 15	14,9	477	75,09	89,1	5,04	8,73	44,7	14,5	27,7	1,86	24,2	5,21	1,58	1,82	3,57	1	1	1	✓
CH 152 x 76 x 18	17,9	838	110	129	6,11	10,48	109	20,0	38,3	2,21	25,0	6,24	3,95	2,04	4,12	1	1	1	✓
CH 152 x 89 x 24	23,9	1154	151,4	177	6,20	11,90	210	34,5	63,7	2,64	29,8	12,9	7,21	2,67	5,34	1	1	1	✓
CH 178 x 76 x 21	20,8	1329	149,5	176	7,10	12,75	129	23,6	45,3	2,21	27,5	8,87	6,39	2,05	4,14	1	1	1	✓
CH 178 x 89 x 27	26,8	1735	195,2	229	7,17	14,70	234	37,7	70,9	2,63	31,5	15,8	11,1	2,58	5,16	1	1	1	✓
CH 203 x 76 x 24	23,9	1948	191,7	227	8,02	15,57	146	26,3	50,8	2,20	29,4	11,5	9,55	2,00	4,02	1	1	1	✓
CH 203 x 89 x 30	29,8	2469	243	286	8,10	17,68	256	40,6	77,2	2,61	32,8	18,8	16,1	2,48	4,98	1	1	1	✓
CH 229 x 76 x 26	26,1	2608	228,1	272	8,87	18,50	152	26,7	51,7	2,14	30,1	12,8	13,0	1,87	3,76	1	1	1	✓
CH 229 x 89 x 33	32,7	3364	294,3	349	9,01	21,05	274	42,5	81,9	2,57	34,4	22,0	22,4	2,37	4,75	1	1	1	✓
CH 245 x 76 x 28	28,2	3361	264,6	319	9,67	21,78	153	26,1	51,2	2,06	31,0	14,4	16,9	1,73	3,44	1	1	1	✓
CH 245 x 89 x 36	35,7	4435	349,2	416	9,89	24,65	289	44,1	85,2	2,53	35,9	25,6	30,0	2,27	4,52	1	1	1	✓
CH 305 x 89 x 42	41,8	7036	461,7	572	11,52	33,74	304	44,5	92,9	2,40	39,6	39,9	57,2	2,10	4,19	1	1	1	✓
CH 305 x 102 x 46	46,2	8078	530	652	11,79	34,17	472	61,7	128	2,85	41,6	49,5	86,3	2,56	5,25	1	1	1	✓
CH 305 x 102 x 55	55,0	14730	773,1	952	14,55	43,17	546	70,3	145	2,80	44,1	62,8	157	2,43	4,99	1	1	2	✓
CH 432 x 102 x 65	65,5	20970	971,2	1220	16,0	55,26	599	75,6	153	2,70	44,1	74,4	222	2,27	4,53	1	1	2	✓

- $W_{pl,y}$ est calculé selon l'hypothèse d'un diagramme de contraintes bi-rectangulaire et n'est applicable que si deux ou plusieurs fers U sont associés de façon à constituer une section doublement symétrique pour laquelle un moment de flexion agissant dans le plan du centre de gravité n'engendre pas de torsion.
- $W_{pl,y}$ is determined assuming a bi-rectangular stress block distribution. Thus, the given value applies only if two or more U channels are combined in such a way to form a doubly symmetric cross-section so that the bending moment acting in the plane of the centre of gravity will not lead to torsion.
- Für die Berechnung von $W_{pl,y}$ wurde eine doppelrechteckige Spannungsverteilung angenommen. Der angegebene Wert ist daher nur anwendbar, wenn zwei oder mehr U-Profile so miteinander kombiniert sind, dass sie einen doppelsymmetrischen Querschnitt bilden, womit ein Biegemoment, das in der Schwerpunktebene angreift, keine Torsion hervorruft.

Dimensões do perfil UB 457x152x74 adaptado de ARCELOR Sections Commercial S.A. (2004):

● **Poutrelles universelles britanniques** (suite)

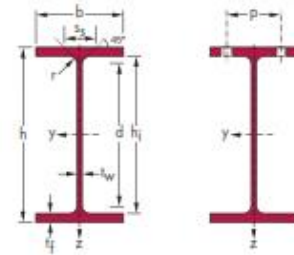
Dimensions: BS 4-1: 1993
 Tolérances: EN 10034: 1993 UB 127-914, UB 1016 G «349
 A6-02 UB 1016 G >349
 Etat de surface conforme à EN 10163-3: 1991, classe C, sous-classe 1

● **British universal beams** (continued)

Dimensions: BS 4-1: 1993
 Tolerances: EN 10034: 1993 UB 127-914, UB 1016 G «349
 A6-02 UB 1016 G >349
 Surface condition according to EN 10163-3:1991, class C, subclass 1

● **Britische Universalträger** (Fortsetzung)

Abmessungen: BS 4-1: 1993
 Toleranzen: EN 10034: 1993 UB 127-914, UB 1016 G «349
 A6-02 UB 1016 G >349
 Oberflächenbeschaffenheit gemäß EN 10163-3: 1991, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ²	h _i mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
							x 10 ³							
UB 356 x 171 x 45+	45,0	351,4	171,1	7	9,7	10,2	57,33	332	311,6	M2	82	90	1,356	30,13
UB 356 x 171 x 51+	51,0	355	171,5	7,4	11,5	10,2	64,91	332	311,6	M2	82	90	1,364	26,76
UB 356 x 171 x 57+	57,0	358	172,2	8,1	13	10,2	72,56	332	311,6	M2	82	90	1,371	24,07
UB 356 x 171 x 67+	67,1	363,4	173,2	9,1	15,7	10,2	85,49	332	311,6	M2	84	92	1,384	20,62
UB 406 x 140 x 39+	39,0	398	141,8	6,4	8,6	10,2	49,65	380,8	360,4	M16	68	78	1,333	34,20
UB 406 x 140 x 46+	46,0	403,2	142,2	6,8	11,2	10,2	58,64	380,8	360,4	M16	68	78	1,344	29,20
UB 406 x 178 x 54+	54,1	402,6	177,7	7,7	10,9	10,2	68,95	380,8	360,4	M24	88	90	1,483	27,40
UB 406 x 178 x 60+	60,1	406,4	177,9	7,9	12,8	10,2	76,52	380,8	360,4	M24	88	90	1,491	24,82
UB 406 x 178 x 67+	67,1	409,4	178,8	8,8	14,3	10,2	85,54	380,8	360,4	M24	88	90	1,499	22,32
UB 406 x 178 x 74+	74,2	412,8	179,5	9,5	16	10,2	94,51	380,8	360,4	M24	88	92	1,507	20,31
UB 457 x 152 x 52+	52,3	449,8	152,4	7,6	10,9	10,2	66,64	428	407,6	M20	76	76	1,476	28,22
UB 457 x 152 x 60+	59,8	454,6	152,9	8,1	13,3	10,2	76,23	428	407,6	M20	76	76	1,487	24,85
UB 457 x 152 x 67+	67,2	458	153,8	9	15	10,2	85,35	428	407,6	M20	78	78	1,496	22,27
UB 457 x 152 x 74+	74,2	462	154,4	9,6	17	10,2	94,48	428	407,6	M20	78	78	1,505	20,29
UB 457 x 152 x 82+	82,1	465,8	155,3	10,5	18,9	10,2	104,5	428	407,6	M20	80	80	1,514	18,45
UB 457 x 191 x 67+	67,1	453,4	189,9	8,5	12,7	10,2	85,51	428	407,6	M27	90	90	1,632	24,31
UB 457 x 191 x 74+	74,3	457	190,4	9	14,5	10,2	94,63	428	407,6	M27	90	90	1,640	22,08
UB 457 x 191 x 82+	82,0	460	191,3	9,9	16	10,2	104,5	428	407,6	M27	92	92	1,648	20,09
UB 457 x 191 x 89+	89,3	463,4	191,9	10,5	17,7	10,2	113,8	428	407,6	M27	92	92	1,656	18,54
UB 457 x 191 x 98+	98,3	467,2	192,8	11,4	19,6	10,2	123,3	428	407,6	M27	92	92	1,665	16,94
UB 533 x 210 x 82+	82,2	528,3	208,8	9,6	13,2	12,7	104,7	501,9	476,5	M27	90	108	1,851	22,52
UB 533 x 210 x 92+	92,1	533,1	209,3	10,1	15,6	12,7	117,4	501,9	476,5	M27	92	110	1,861	20,20
UB 533 x 210 x 101+	101,0	536,7	210	10,8	17,4	12,7	128,7	501,9	476,5	M27	92	110	1,870	18,51
UB 533 x 210 x 109+	109,0	539,5	210,8	11,6	18,8	12,7	138,9	501,9	476,5	M27	94	108	1,877	17,22
UB 533 x 210 x 122+	122,0	544,5	211,9	12,7	21,3	12,7	155,4	501,9	476,5	M27	94	110	1,889	15,49
UB 610 x 229 x 101+	101,2	602,6	227,6	10,5	14,8	12,7	128,9	573	547,6	M27	92	126	2,073	20,48
UB 610 x 229 x 113+	113,0	607,6	228,2	11,1	17,3	12,7	143,9	573	547,6	M27	92	126	2,084	18,44
UB 610 x 229 x 125+	125,1	612,2	229	11,9	19,6	12,7	159,3	573	547,6	M27	94	128	2,095	16,75
UB 610 x 229 x 140+	139,9	617,2	230,2	13,1	22,1	12,7	178,2	573	547,6	M27	94	128	2,107	15,06

- + Commande minimale: 40 t par profilé et qualité ou suivant accord.
- + Minimum order: 40 t per section and grade or upon agreement.
- + Mindestbestellmenge: 40 t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.



Dimensões do perfil L 60x60x6 adaptado de ARCELOR Sections Commercial S.A. (2004):

● **Cornières à ailes égales***

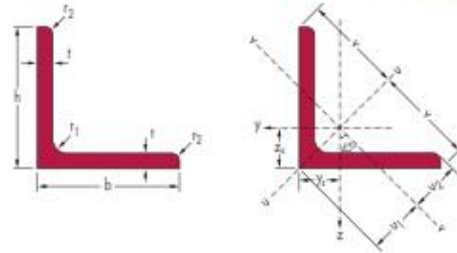
Dimensions: EN 10056-1: 1998
 Tolérances: EN 10056-2: 1994
 Etat de surface conforme à EN 10163-3: 1991, classe C, sous-classe I

● **Equal leg angles***

Dimensions: EN 10056-1: 1998
 Tolérances: EN 10056-2: 1994
 Surface condition according to EN 10163-3: 1991, class C, subclass I

● **Gleichschenkliger Winkelstahl***

Abmessungen: EN 10056-1: 1998
 Toleranzen: EN 10056-2: 1994
 Oberflächenbeschaffenheit gemäß EN 10163-3: 1991, Klasse C, Untergruppe I



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h = b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ²	z ₃ = y ₃ mm	v mm	u ₁ mm	u ₂ mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
						× 10 ³	× 10	× 10	× 10	× 10		
L 20 x 20 x 3*	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L 25 x 25 x 3*	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L 25 x 25 x 4*	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L 30 x 30 x 3*	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L 30 x 30 x 4*	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L 35 x 35 x 4*	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L 40 x 40 x 4*	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L 40 x 40 x 5*	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,150	52,07
L 45 x 45 x 4,5*	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,85
L 50 x 50 x 4*	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L 50 x 50 x 5*	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L 50 x 50 x 6*	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	45,41
L 60 x 60 x 5*	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L 60 x 60 x 6*	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L 60 x 60 x 8*	7,09	60	8	8	4	9,08	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89
L 65 x 65 x 7*	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,250	56,95
L 70 x 70 x 6*	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,270	42,68
L 70 x 70 x 7*	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,270	56,91
L 75 x 75 x 6*	6,85	75	6	10	5	8,73	2,04	5,30	2,89	2,63	0,290	42,44
L 75 x 75 x 8*	8,99	75	8	10	5	11,4	2,13	5,30	3,01	2,65	0,290	32,37

- Autres dimensions sur demande. Le rayon r₂ peut être inférieur en fonction du procédé de laminage.
- Avec arêtes vives sur commande.
- Profilé conforme à EN 10056-1: 1998.
- Other dimensions on request. The r₂ radius may be smaller depending on the rolling process.
- Available with sharp edges.
- Section in accordance with EN 10056-1: 1998.

- Andere Abmessungen auf Anfrage. Der Radius r₂ kann je nach Walzprozess kleiner sein.
- Auch mit scharfen Kanten erhältlich.
- Profil gemäß EN 10056-1: 1998.



Propriedades da secção do perfil L 60x60x6 adaptado de ARCELOR Sections Commercial S.A. (2004):



Notations pages 211-215 / Bezeichnungen Seiten 211-215

Désignation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte								Classification ENV 1993-1-1		EN 10025-1993 EN 10113-3-1993 EN 10025-2001	
	axe y-y / axe z-z axis yy / axis z-z Achse yy / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v			pure compression			
	G kg/m	$I_y = I_z$ mm ⁴	$W_{el,y} = W_{el,z}$ mm ³	$i_y = i_z$ mm	I_u mm ⁴	i_u mm	I_v mm ⁴	i_v mm	I_{yz} mm ⁴	S 205		S 355
	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10	x 10 ⁴	x 10	x 10 ⁴	x 10	x 10 ⁴				
L 20 x 20 x 3	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,38	-0,23	1	1	✓
L 25 x 25 x 3	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	-0,47	1	2	✓
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,48	-0,59	1	1	✓
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,58	-0,83	1	4	✓
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12	0,75	0,57	-1,05	1	1	✓
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73	1	2	✓
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63	1	4	✓
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18	1	1	✓
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,94	0,87	-4,20	1	4	✓
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,69	0,97	-5,28	4	4	✓
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90	4,51	0,97	-6,45	1	4	✓
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53	1	2	✓
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30	7,97	1,17	-11,41	4	4	✓
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,21	2,29	9,38	1,17	-13,41	1	4	✓
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	✓
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,09	2,47	13,78	1,26	-19,65	1	3	✓
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,61	2,69	15,16	1,37	-21,73	4	4	✓
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,40	1,36	-24,90	1	4	✓
L 75 x 75 x 6	6,85	45,57	8,35	2,28	72,40	2,88	18,74	1,46	-26,83	4	4	✓
L 75 x 75 x 8	8,99	58,87	10,96	2,27	93,49	2,86	24,25	1,45	-34,62	1	4	✓

