

PROJETO DE UMA PONTE SOBRE O RIO DOURO PARA O METRO LIGEIRO

DANIEL GONÇALVES CARDOSO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo

SETEMBRO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2020/2021 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais e irmão,

Keep it simple stupid (KISS)

Kelly Johnson

AGRADECIMENTOS

A elaboração desta dissertação apenas foi possível graças ao contributo e ajuda de várias pessoas. Assim, a todos eles deixo aqui o meu agradecimento.

Ao meu orientador, professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo, pelo acompanhamento, disponibilidade e auxílio prestado na elaboração desta dissertação.

Ao professor Doutor José Miguel de Freitas Castro pela disponibilidade e resposta pronta nas situações em que foi necessário recorrer à sua preciosa ajuda.

À metro do Porto pela disponibilidade demonstrada e pelo fornecimento dos dados necessários para a elaboração desta tese.

Aos meus pais pelo apoio constante que sempre manifestaram assim como pela educação que sempre me inculcaram e me permitiu tornar quem sou hoje.

Ao meu irmão pela cumplicidade partilhada ao longo de todos estes anos, sendo não só meu irmão como um grande amigo.

Aos meus amigos e colegas de curso pelos vários momentos inesquecíveis e marcantes ao longo desta caminhada, pelo apoio constante e pela partilha de conhecimento.

Por último a todos aqueles que, apesar de não mencionados aqui, formam importantes, de forma direta ou indireta, para a realização desta dissertação ou para que eu me tornasse quem sou hoje.

A todos um sentido e sincero obrigado.

RESUMO

Nesta dissertação é elaborado o estudo de uma solução de uma ponte ferroviária para passagem do metro ligeiro que permita fazer a ligação sobre o rio Douro entre as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia. A solução adotada encontra-se localizada cerca de 500 metros a nascente da ponte da Arrábida.

Dos múltiplos sistemas possíveis para esta ponte opta-se por uma ponte de viga metálica, com um tabuleiro constituído por três níveis distintos. Os dois níveis inferiores são destinados à passagem do metro e o terceiro é reservado aos peões e ciclistas. A ponte apresenta um vão de 270 metros estando o nível intermédio do tabuleiro localizado a setenta e um metros e meio de altura em relação ao nível médio das águas do rio Douro.

Começa-se por descrever as condicionantes do local de implantação. Assim, são analisadas as condicionantes topográficas, rodoviárias, urbanas e paisagísticas. É feita posteriormente uma descrição da geometria da solução adotada a partir da qual se efetuam as diversas análises necessárias.

São descritas as diversas ações permanentes e variáveis que têm de ser consideradas no dimensionamento da solução de acordo com os eurocódigos e normas portuguesas aplicáveis. A estrutura é modelada com recurso ao programa *Robot Structural Analysis Professional 2021*, onde se aplicam as diferentes ações permanentes e variáveis. É descrito também o procedimento necessário para verificar a segurança da solução adotada de acordo com os eurocódigos em vigor. Com base nesses procedimentos são efetuadas as diversas verificações de segurança, quer ao estado limite último quer ao estado limite de serviço, estando estas descritas também nos eurocódigos.

É ainda estudado o processo construtivo a adotar, propondo-se uma solução onde o tabuleiro é construído por avanços sucessivos com auxílio do cabo de pré-esforço, que é parte integrante da solução final. É também realizada uma análise do impacto visual da nova estrutura sobre a paisagem existente. Por fim é feita uma estimativa orçamental da obra de forma a compreender os custos da solução, assim como a viabilidade ou não da mesma.

PALAVRAS-CHAVE: ponte ferroviária, ponte metálica, pré-esforço exterior, metro ligeiro, Porto - Vila Nova de Gaia.

ABSTRACT

In this dissertation, the study of a solution for a railway bridge for the passage of the light rail to make the connection over the Douro River between the city of Porto and Vila Nova de Gaia is elaborated. The solution adopted is located about 500 meters east of the Arrábida bridge.

Of the multiple possible systems for this bridge, a steel beam bridge is chosen, with a deck composed by three different levels. The two lower levels are for the passage of the metro, and the third is reserved for pedestrians and cyclists. The bridge has a span of 270 meters, with the intermediate level of the deck located at seventy-one and a half meters above the Douro River water level.

Initially, the placement is characterized and its topographic, road, urban and landscape conditions are analyzed. A description of the geometry of the adopted solution is made, from which the different analyzes are carried out.

The various permanent actions and variables that must be considered when designing the solution according to the applicable Eurocodes and Portuguese standards are described. The structure is modeled using the *Robot Structural Analysis Professional 2021* program, where the different dead and live loads are applied. The procedure necessary to verify the resistance of the solution adopted in accordance with the relevant Eurocodes is described. Based on these procedures, the various safety checks are carried out, both to the ultimate limit state and to the service limit state, which are also described in the Eurocodes.

The construction process to be adopted is also studied, where a solution is proposed with the deck built by balanced cantilever method with the aid of pre-stress cables, which are an integral part of the final solution. An analysis of the visual impact of the new structure on the existing landscapes is also carried out. Finally, a budget estimate of the construction is made to understand the costs of the solution, as well as its viability.

KEYWORDS: railway bridge, steel bridge, external pre-stress, light rail, Porto - Vila Nova de Gaia.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO DO PROJETO E OBJETIVOS	1
1.2. DESCRIÇÃO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
1.3. O SISTEMA METROPOLITANO LIGEIRO DO PORTO	3
1.3.1. CRIAÇÃO E DESENVOLVIMENTO DO METRO DO PORTO.....	3
1.3.2. NOVA LINHA DO METRO DO PORTO.....	4
1.4. A NOVA PONTE SOBRE O RIO DOURO.....	5
1.5. PONTES FERROVIÁRIAS	6
1.5.1. AS PONTES FERROVIÁRIAS DO PORTO	7
1.5.1.1. A ponte de D. Maria Pia.....	7
1.5.1.2. A ponte Luiz I	8
1.5.1.3. A ponte de São João	8
1.5.2. OUTRAS PONTES DE RELEVO	9
1.5.2.1. San Francisco - Oakland Bay Bridge	9
1.5.2.2. A ponte de Valença	10
1.5.2.3. A ponte 25 de Abril.....	11
1.5.2.4. A ponte Luiz I - Santarém	11
2 DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO DA PONTE	13
2.1. LOCAL.....	13
2.2. CONDICIONANTES DO LOCAL	14

2.2.1.	CONDICIONANTES TOPOGRÁFICAS	14
2.2.2.	CONDICIONANTES RODOVIÁRIAS	14
2.2.3.	CONDICIONANTES URBANAS E PAISAGÍSTICAS.....	14
2.3.	ESCOLHA E DEFINIÇÃO DE GEOMETRIA	14
2.3.1.	TABULEIRO E SECÇÃO TRANSVERSAL	16
2.3.2.	TRAVAMENTO VERTICAL / TRELIÇA	18
2.3.2.1.	Treliça de Warren	18
2.3.2.2.	Treliça de Howe.....	20
2.3.2.3.	Treliça de Pratt.....	21
2.3.2.4.	Treliça K.....	22
2.3.2.5.	Treliça com diagonais cruzadas.....	24
2.3.2.6.	Análise comparativa dos diferentes modelos de treliças	24
2.3.3.	TRAVAMENTO HORIZONTAL	26
2.3.4.	CABO DE PRÉ-ESFORÇO.....	28
2.3.5.	PILARES	28
3	MATERIAIS	31
3.1.	VIA DE CIRCULAÇÃO DO METRO	31
3.2.	AÇO	32
3.3.	PRÉ-ESFORÇO	35
4	ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	37
4.1.	REGULAMENTAÇÃO	37
4.2.	CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO À SEGURANÇA	37
4.3.	MODELOS DE ANÁLISE	38
4.3.1.	PROGRAMA DE CÁLCULO.....	38
4.3.2.	MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	39

4.4.	QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES.....	40
4.4.1.	AÇÕES PERMANENTES	40
4.4.1.1.	Peso próprio.....	40
4.4.1.2.	Restantes cargas permanentes	41
4.4.1.3.	Pré-esforço	42
4.4.2.	AÇÕES VARIÁVEIS	45
4.4.2.1.	Sobrecargas	45
4.4.2.2.	Variações de temperatura	47
4.4.2.3.	Vento	50
4.4.2.4.	Sismo.....	57
4.5.	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	61
4.5.1.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	63
4.5.2.	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	66
4.6.	VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DO TABULEIRO.....	67
4.6.1.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO	68
4.6.2.	ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO.....	90
4.7.	VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DOS PILARES	93
4.7.1.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO	93
4.7.2.	ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO.....	98
4.8.	VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO	99
5	PROCESSO CONSTRUTIVO	101
5.1.	SEQUÊNCIA DO PROCESSO CONSTRUTIVO	101
5.1.1.	CONSTRUÇÃO DOS PILARES.....	101
5.1.2.	COLOCAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO.....	105
5.1.3.	CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO	106
5.2.	VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA.....	111

5.2.1.	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	111
5.2.2.	VERIFICAÇÃO DAS SECÇÕES	112
5.2.2.1.	Construção dos pilares.....	112
5.2.2.2.	Construção do tabuleiro.....	113
5.2.2.3.	Cabos de pré-esforço	114
6	IMPACTO VISUAL	115
7	ESTIMATIVA ORÇAMENTAL.....	119
8	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTO FUTURO.....	123
8.1.	CONCLUSÕES	123
8.2.	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	124

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Vista aérea sobre o rio Douro	1
Figura 1.2 - Mapa da rede do metro do Porto (Metro do Porto, 2021b)	4
Figura 1.3 - Segunda linha de Gaia e expansão da linha amarela (<i>Metro do Porto, 2017b</i>)	5
Figura 1.4 - Tipologia de pontes ferroviárias em Portugal (Patrício, 2018)	6
Figura 1.5 - Ponte de D. Maria Pia (António Ámen).....	7
Figura 1.6 - Ponte Luiz I	8
Figura 1.7 - Ponte de São João	9
Figura 1.8 - Bay Bridge, São Francisco	10
Figura 1.9 - Ponte rodoferroviária de Valença	10
Figura 1.10 - Ponte 25 de Abril, Lisboa.....	11
Figura 1.11 - Ponte Luiz I, Santarém	12
Figura 2.1 – Local de implantação da nova ponte	13
Figura 2.2 - Alçado da ponte	15
Figura 2.3 - Representação dos diferentes gabaritos (Pinto, 2011)	16
Figura 2.4 - Sistema de catenária rígida e detalhe do dispositivo de suporte	17
Figura 2.5 - Secção transversal do tabuleiro	18
Figura 2.6 - Trelíça Warren	19
Figura 2.7 - Modelo da ponte com trelíça Warren (vista em alçado)	19
Figura 2.8 - Modelo da ponte com trelíça Warren (vista em perspetiva)	20
Figura 2.9 - Trelíça de Howe	20
Figura 2.10 - Modelo da ponte com trelíça Howe (vista em alçado).....	21
Figura 2.11 - Modelo da ponte com trelíça Howe (vista em perspetiva).....	21
Figura 2.12 - Trelíça Pratt.....	21
Figura 2.13 - Modelo da ponte com trelíça Pratt (vista em alçado)	22
Figura 2.14 - Modelo da ponte com trelíça Pratt (vista em perspetiva)	22
Figura 2.15 - Trelíça K.....	23
Figura 2.16 - Modelo da ponte com trelíça K (vista em alçado).....	23
Figura 2.17 - Modelo da ponte com trelíça K (vista em perspetiva).....	23
Figura 2.18 - Modelo da ponte com trelíça com diagonais cruzadas (vista em alçado)	24
Figura 2.19 - Modelo da ponte com trelíça com diagonais cruzadas (vista em perspetiva)	24
Figura 2.20 - Vista em perspetiva dos travamentos horizontais	27
Figura 2.21 - Selas de desvio do cabo de pré-esforço (Guerra et al., 2005).....	28
Figura 2.22 - Fundações dos cabos de pré-esforço a branco e traçado da ponte a preto	29
Figura 2.23 - Representação dos pilares da ponte	30
Figura 3.1 - Fixação sistema DELKOR Alt 1 (corte transversal e vista em planta) (Farelo, 2010)	31
Figura 3.2 - Características das secções transversais dos perfis (adaptado de <i>ArcelorMittal</i>)	33
Figura 3.3 - Características das secções transversais tubulares retangulares	34
Figura 4.1 - Barras infinitamente rígidas (representadas a branco)	39
Figura 4.2 - Disposição do cabo de pré-esforço	42
Figura 4.3 - Pormenor do cabo de pré-esforço	43
Figura 4.4 - Distribuição das forças nos pontos de contacto do cabo de pré-esforço	43
Figura 4.5 - Carga provocada por veículo de serviço (adaptado de NP EN 1991-2 2017)	45
Figura 4.6 - Sobrecarga do veículo <i>Eurotram</i> (Pinto, 2011)	47
Figura 4.7 - Sobrecarga do veículo <i>Flexity Swift</i>	47

Figura 4.8 - Diagramas das componentes de um perfil de temperatura (adaptado de NP EN 1991-1-5 2009).....	48
Figura 4.9 - Direções das ações do vento em pontes (adaptado de NP EN 1991-1-4 2010).....	55
Figura 4.10 - Altura a considerar para A_{ref} (adaptado de EN 1991-1-4 2010)	55
Figura 4.11 - Coeficiente de força $C_{fx,0}$ para tabuleiros de pontes (adaptado de NP EN 1991-1-4 2010)	56
Figura 4.12 - Espectros de cálculo da ação sísmica.....	61
Figura 4.13 - Barra 13 (destacada a escuro)	82
Figura 4.14 - Diagramas de forças e momentos da barra 13.....	83
Figura 4.15 - Barra 82 (destacada a escuro)	83
Figura 4.16 - Barra 1 787 (destacada a escuro)	84
Figura 4.17 - Diagramas de forças e momentos da barra 82.....	84
Figura 4.18 - Diagrama de forças e momentos da barra 1 787	84
Figura 4.19 - Barra 11 372 (destacada a escuro)	85
Figura 4.20 - Barra 11 379 (destacada a escuro)	85
Figura 4.21 - Diagrama de forças e momentos da barra 11 372	85
Figura 4.22 - Diagrama de forças e momentos da barra 11 379	86
Figura 4.23 - Barra 11 499 (destacada a escuro)	86
Figura 4.24 - Barra 11 577 (destacada a escuro)	86
Figura 4.25 - Diagramas de forças e momentos da barra 11 499.....	87
Figura 4.26 - Diagramas de forças e momentos da barra 11 577.....	87
Figura 4.27 - Barras 1 e 2 (destacadas a escuro).....	88
Figura 4.28 - Diagrama de forças e momentos da barra 1	88
Figura 4.29 - Diagrama de forças e momentos da barra 2	88
Figura 4.30 - Vista em perfil da ponte (deformada a branco, combinação STR1).....	89
Figura 4.31 - Vista em planta da ponte (deformada a branco, combinação STR1).....	89
Figura 4.32 - Vista em perfil da ponte (deformada a branco, combinação EQU5)	89
Figura 4.33 - Vista de perfil da estrutura (deslocamento para a combinação quase-permanente a branco).....	92
Figura 4.34 - Deformada da primeira frequência natural de vibração lateral	93
Figura 4.35 - Cabos de pré-esforço.....	100
Figura 5.1 - Divisão das oito secções dos pilares	102
Figura 5.2 - Sequência do processo construtivo dos pilares.....	102
Figura 5.3 - Deslocamentos do pilar durante o processo construtivo (deslocamentos a vermelho) ..	104
Figura 5.4 - Utilização de cabos-guia para passagem dos cordões de pré-esforço (Spark, 2017)	105
Figura 5.5 - Cabos de pré-esforço aplicados na estrutura	106
Figura 5.6 - Numeração das secções do tabuleiro.....	107
Figura 5.7 - Representação da secção 14, da 6 / 22 e da 4 / 24	107
Figura 5.8 - Força aplicada para simulação do içamento de 2 secções	110
Figura 6.1 - Modelo tridimensional da ponte (perspetiva ligação tabuleiro - pilar)	115
Figura 6.2 - Modelo tridimensional da ponte (tabuleiro)	115
Figura 6.3 - Modelos tridimensionais da ponte (perspetiva geral)	116
Figura 6.4 - Representação da implantação da ponte	116
Figura 6.5 - Representação da implantação da ponte	117
Figura 6.6 - Weave bridge (Shapiro, 2009)	117
Figura 6.7 - Ponte Pedro e Inês em Coimbra (Iolanda Ogando).....	118

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Comparação entre os tipos de treliça ensaiados.....	25
Tabela 2.2 - Comparação entre a Treliça Warren e com diagonais cruzadas	25
Tabela 2.3 - Comparação entre travamentos horizontais	26
Tabela 2.4 - Características dos cabos de pré-esforço dos pilares.....	30
Tabela 3.1 - Características dos perfis metálicos (parte 1)	32
Tabela 3.2 - Características dos perfis metálicos (parte 2)	33
Tabela 3.3 - Características das secções tubulares retangulares metálicas (parte 1)	34
Tabela 3.4- Características das secções tubulares retangulares metálicas (parte 2)	34
Tabela 3.5 - Características mecânicas dos aços	35
Tabela 3.6 - Dimensões e propriedades do cabo de pré-esforço.....	36
Tabela 4.1 - Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto (adaptado de NP EN 1990 2009)...	38
Tabela 4.2 - Peso próprio da estrutura	40
Tabela 4.3 - Restantes cargas permanentes	41
Tabela 4.4 - Valores recomendados de k_{sur} a considerar para espessuras do revestimento da superfície (adaptado de NP EN 1991-1-5 2009).....	49
Tabela 4.5 - Valor básico da velocidade de referência do vento (adaptado de NP EN 1991-1-4 2010)	51
Tabela 4.6 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros (adaptado de NP EN 1991-1-4 2010) ...	52
Tabela 4.7 - Altura d_{tot} a considerar para A_{ref} (adaptado de NP EN 1991-1-4 2010)	55
Tabela 4.8 - Tipos de terreno (adaptado de NP EN 1998-1 2010)	58
Tabela 4.9 - Parâmetros definidores do espectro de cálculo para a ação sísmica	60
Tabela 4.10 - Valores recomendados dos fatores ψ	62
Tabela 4.11 - Valores de cálculo das ações (EQU)	63
Tabela 4.12 - Combinações para EQU	63
Tabela 4.13 - Valores de cálculo das ações (STR).....	64
Tabela 4.14 - Combinações para STR.....	65
Tabela 4.15 - Valores de cálculo das ações (Sismo).....	65
Tabela 4.16 - Combinação para ação sísmica.....	66
Tabela 4.17 - Valores de cálculo das ações (ELS)	66
Tabela 4.18 - Combinações para ELS	67
Tabela 4.19 - Classes do aço e secções utilizadas no tabuleiro	68
Tabela 4.20 - Coeficientes parciais de segurança	69
Tabela 4.21 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (adaptado de NP EN 1993-1-1)	76
Tabela 4.22 - Escolha da curva de encurvadura (adaptado de NP EN 1993-1-1)	76
Tabela 4.23 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas (adaptado de NP EN 1993-1-1 2010)...	78
Tabela 4.24 - Valores recomendados do fator de imperfeição (adaptado de NP EN 1993-1-1 2010) .	78
Tabela 4.25 - Valores do coeficiente C_1	79
Tabela 4.26 - Fatores k_{ij} para elementos não suscetíveis à deformação por torção (adaptado de NP EN1993-1-1)	80
Tabela 4.27 - Fatores k_{ij} para elementos suscetíveis à deformação por torção (adaptado de NP EN1993-1-1)	80
Tabela 4.28 - Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m (adaptado de EN NP1993-1-1)	81
Tabela 4.29 - Forças aplicadas nas barras (combinação STR1).....	81

Tabela 4.30 - Forças aplicadas nas barras (combinação EQU5)	82
Tabela 4.31 - Forças aplicadas nas barras (combinação CAR1)	91
Tabela 4.32 - Mudança de raio de curvatura máxima (adaptado de EN 1990:2002+A1).....	92
Tabela 4.33 - Classes do aço e secções utilizadas nos pilares	94
Tabela 4.34 - Curva de encurvadura para secções tubulares	97
Tabela 4.35 - Forças aplicadas nas secções dos pilares (combinação STR1)	98
Tabela 4.36 - Forças aplicadas nas barras (combinação CAR1)	98
Tabela 4.37 - Forças aplicadas nos cabos de pré-esforço	100
Tabela 5.1 - Pesos/Massas das secções dos pilares	103
Tabela 5.2 - Valores de extensão, deslocamento e força aplicados no pré-esforço dos pilares	104
Tabela 5.3 - Caracterização dos cabos de pré-esforço de acordo com a Figura 5.5	106
Tabela 5.4 - Valores de extensão, deslocamento e força aplicados no pré-esforço (cabo nº 3 na Figura 5.5)	108
Tabela 5.5 - Valores de extensão, deslocamento e força aplicados no pré-esforço (cabo nº 1 na Figura 5.5)	109
Tabela 5.6 - Valores de extensão, deslocamento e força aplicados no pré-esforço (cabo nº 2 na Figura 5.5)	109
Tabela 5.7 - Deslocamentos máximos do tabuleiro durante o processo construtivo.....	110
Tabela 5.8 - Valores de cálculo das ações durante o processo construtivo	111
Tabela 5.9 - Combinação de ações para o processo construtivo	112
Tabela 5.10 - Forças aplicadas durante a construção do pilar	112
Tabela 5.11 - Forças aplicadas no tabuleiro durante a construção do mesmo	113
Tabela 5.12 - Forças aplicadas nos pilares durante a construção do tabuleiro.....	113
Tabela 5.13 - Forças aplicadas nos cabos de pré-esforço durante a construção dos pilares.....	114
Tabela 5.14 - Forças aplicadas nos cabos de pré-esforço durante a construção do tabuleiro	114
Tabela 7.1 - Estimativa Orçamental	119

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A	- área
A_{Ed}	- valor característico da ação sísmica
$A_{v,y}$	- área resistente ao esforço transversal horizontal
$A_{v,z}$	- área resistente ao esforço transversal vertical
a_g	- valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
A_p	- área transversal do cabo de pré-esforço
C_1	- coeficiente relativo ao carregamento e condições de apoio
c_{dir}	- coeficiente de direção
c_f	- coeficiente de força
$c_{fx,0}$	- coeficiente de força para ações do vento na direção x em tabuleiros de pontes
c_{fz}	- coeficiente de força para ações do vento na direção z em tabuleiros de pontes
cm	- centímetro
C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}	- coeficientes de momento uniforme equivalente
$c_r(z)$	- coeficiente de rugosidade
$c_o(z)$	- coeficiente de orografia
$c_s c_d$	- coeficiente estrutural
c_{season}	- coeficiente de sazão
E	- módulo de elasticidade
EC	- eurocódigo (referente à norma EN 1990)
EC1	- eurocódigo 1
EC3	- eurocódigo 3
EC8	- eurocódigo 8
ELU	- Estado Limite Último
ELS	- Estado Limite de utilização

EQU - estado limite último de equilíbrio

F_{Ed} - esforço axial atuante no cabo de pré-esforço

F_{Rd} - esforço axial resistente do cabo de pré-esforço

F_t - força transversal aplicada num banzo

$F_{t,Rd}$ - força resistente de cada banzo a uma força transversal

F_w - força do vento

$F_{w,x}$ - força do vento na direção x

F_{wk} - ação provocada pelo vento

FAT - estado limite último por fadiga

f_{pk} - valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço

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

f_y - valor nominal da tensão de cedência do aço

G - peso / massa por metro

$G_{k,j,inf}$ - valor característico da ação permanente j inferior

$G_{k,j,sup}$ - valor característico da ação permanente j superior

GEO - Estado limite último por rotura/deformação do terreno

G.D. - Gabarito Dinâmico

G.E. - Gabarito Estático

G.L.O. - Gabarito Limite Obstáculo

h_w - altura da alma

i - raio de giração em relação ao eixo apropriado

$I_v(z)$ - intensidade de turbulência à altura z

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ - fatores de interação

kg - quilograma

km - quilómetro

kN.m - quilonewton metro

k_I - coeficiente de turbulência

k_r - coeficiente do terreno

L_{cr} - comprimento de encurvadura no plano de encurvadura associado

L - comprimento

$M_{b,Rd}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura

M_{cr} - momento critico elástico para a encurvadura lateral

$M_{c,Rd}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal

M_{Ed} - valor de cálculo do momento fletor atuante

M_{fk} - ação provocada pelo tráfego ferroviário

m - metro

mm - milímetro

$N_{b,Rd}$ - valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido

N_{cr} - valor critico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica

$N_{cr,TF}$ - valor critico do esforço axial associado ao modo de encurvadura por flexão-torção

$N_{c,Rd}$ - esforço normal resistente de compressão

N_{Ed} - esforço axial atuante

$N_{pl,Rd}$ - valor de cálculo do esforço axial resistente em regime plástico

$N_{t,Rd}$ - esforço normal resistente de tração

n_p - número de cordões de um cabo de pré-esforço

OPS - Sistema de Pré-esforço Orgânico

P - força de pré-esforço aplicada

PTFE - Politetrafluoretileno

q - coeficiente de comportamento

Q_{fk} - ação provocada pelo tráfego pedonal

$Q_{fk,m}$ - ação provocada pelo tráfego pedonal em caminhos sem acesso ao público

$Q_{k,i}$ - calor característico da ação variável acompanhante

$Q_{k,1}$ - calor característico da ação variável principal

$q_p(z)$ - pressão dinâmica de pico à altura z

r - raio de concordância

Robot - Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

S - coeficiente do solo

STR - estado limite último de rotura

T - período de vibração

T_0 - temperatura inicial

T_B - limite inferior do período no patamar de aceleração

T_{Ed} - esforço atuante de torção

$T_{e,max}$ - componente de variação uniforme de temperatura máxima

$T_{e,min}$ - componente de variação uniforme de temperatura mínima

t_f - espessura dos banzos

T_{max} - temperatura máxima do ar à sombra

T_{min} - temperatura mínima do ar à sombra

T_k - ação provocada pela temperatura

T_{Rd} - valor de cálculo do esforço de torção resistente

t_w - espessura da alma

ton - tonelada

v_b - valor de referência da velocidade do vento

$v_{b,0}$ - valor básico da velocidade de referência do vento

$V_{c,Rd}$ - valor de cálculo do esforço transversal resistente

V_{Ed} - esforço transversal atuante

$v_m(z)$ - velocidade média do vento a uma altura z do solo

$V_{pl,Rd}$ - valor de cálculo do esforço transversal resistente em regime plástico

- W_{pl} - módulo de flexão plástico da secção transversal
- W_y - módulo de flexão segundo o eixo y
- z_0 - comprimento de rugosidade
- α - fator de imperfeição
- α_{LT} - fator de imperfeição
- $\sigma_{p,max}$ - tensão máxima aplicada ao pré-esforço
- σ_v - desvio padrão de turbulência
- ΔL - alongamento
- ΔT_u - variação uniforme de temperatura
- ΔT_E - variação não linear diferencial de temperatura
- ΔT_N - amplitude total da componente de variação uniforme de temperatura
- $\Delta T_{N,con}$ - amplitude de contração máxima
- $\Delta T_{N,exp}$ - amplitude de dilatação máxima
- $\Delta T_{M,heat}$ - variações diferenciais de temperatura positivas
- $\Delta T_{M,cool}$ - variações diferenciais de temperatura negativas
- ΔT_{My} - variação linear diferencial de temperatura ao longo do eixo y
- ΔT_{Mz} - variação linear diferencial de temperatura ao longo do eixo z
- ε - extensão
- γ - coeficiente dinâmico
- γ_F - fatores parciais para ações
- $\gamma_{G,j,inf}$ - fator parcial para o cálculo de ações permanentes j no cálculo de valores característicos inferiores
- $\gamma_{G,j,sup}$ - fator parcial para o cálculo de ações permanentes j no cálculo de valores característicos superiores
- γ_I - coeficiente de importância
- γ_{M0} - coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe

- γ_{M1} - coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos a instabilidade através de verificações individuais
- γ_{M2} - coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas
- γ_P - fator parcial para forças de pré-esforço
- γ_Q - fator parcial para ações variáveis
- $\gamma_{Q,i}$ - fator parcial para a ação variável i
- ψ_0 - coeficiente do valor de combinação de uma ação variável
- ψ_1 - coeficiente do valor frequente de uma ação variável
- ψ_2 - coeficiente do valor de quase-permanente de uma ação variável
- ρ - massa volúmica
- χ - coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante
- χ_{LT} - coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral
- χ_y, χ_z - coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão
- $\bar{\lambda}$ - esbelteza normalizada do elemento
- $\bar{\lambda}_{LT}$ - esbelteza normalizada do elemento

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO PROJETO E OBJETIVOS

A evolução das cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia esteve e está muito ligada ao rio Douro, e também às pontes que permitem ou permitiam a ligação rodoviária, ferroviária e pedonal entre as duas margens. A história das pontes sobre o rio Douro na zona do Porto remonta a 1806 quando foi construída a primeira ponte de carácter permanente, apenas desmontada em alturas de cheia, a ponte das Barcas. Esta ponte surge da necessidade e desejo das populações ribeirinhas do Porto e Gaia comunicarem entre si, assim como trocarem bens e serviços. Desde essa altura são construídas outras sete pontes, três delas ainda no século XIX e a mais recente, a ponte do Infante, inaugurada em 2003. Das oito pontes construídas, duas delas não perduraram até aos dias de hoje, a ponte das barcas e a ponte pênsil, resistindo ainda seis pontes das quais 5 se encontram em funcionamento.



Figura 1.1 - Vista aérea sobre o rio Douro

Num período como o que vivemos onde as preocupações ambientais apresentam grande preponderância não só em Portugal como na Europa e no mundo, o uso de meios de transporte público, como o metro, autocarro e comboio, é cada vez mais incentivado. De acordo com o primeiro-ministro, em Março de 2021, “até 2030 temos de reduzir em 40% as emissões de gases poluentes e a aposta em transportes públicos é a chave para o sucesso” (Ascensão, 2021). É neste enquadramento que a rede de metropolitano ligeiro do Porto apresenta crucial importância contribuindo para a descarbonização e apoio à transição energética no setor da mobilidade, promovendo a utilização do transporte público.

Por este motivo e também para fazer face à necessidade de expansão da rede do metro demonstrada pelos estudos de procura realizados está prevista a criação de novas linhas assim como o prolongamento de algumas já existentes. Atualmente, apenas a ponte Luiz I permite a ligação entre Porto e Gaia por metro o que se revela insuficiente face ao crescimento urbano tanto da cidade do Porto como de Vila Nova de Gaia.

Desta forma, é com naturalidade que surge no Plano de Recuperação e Resiliência elaborado pelo governo da República Portuguesa no contexto da chamada “bazuca europeia”, a construção de uma nova ponte sobre o rio Douro para uso do metro (Ministério do Planeamento, 2021). Esta nova ponte destina-se assim a ligar as duas margens do rio Douro a cota alta entre a zona do Campo Alegre, no Porto, e a do Candal, em Vila Nova de Gaia. Esta ponte fica localizada a cerca de 500 metros a nascente da ponte da Arrábida.

É, desta forma, feito um estudo prévio de uma solução, são analisadas as condicionantes do local, e é efetuado um projeto base dessa solução envolvendo tanto a análise estrutural como o processo construtivo, o impacto visual e uma estimativa orçamental.

1.2. DESCRIÇÃO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação encontra-se organizada em 8 capítulos, incluindo este capítulo 1, “Introdução”, onde é feito um enquadramento do tema em estudo assim como uma contextualização de algumas pontes que, por diversos motivos, apresentam relevância para o tema.

No capítulo 2, “Descrição geral do projeto da ponte”, é apresentado o local de implantação da ponte assim como as suas condicionantes, sendo também feita uma descrição da geometria da ponte.

O capítulo 3, “Materiais”, apresenta de uma forma genérica os materiais usados nesta estrutura (aço e pré-esforço), assim como uma descrição pormenorizada da via de circulação do metropolitano.

No capítulo 4, “Análise e dimensionamento da estrutura”, são descritos os critérios de avaliação do comportamento da estrutura. É também feita uma descrição da modelação da estrutura no programa *Robot Structural Analysis Professional 2021*. Neste capítulo são avaliados os esforços a que a estrutura está sujeita assim como a capacidade da mesma resistir a esses esforços de forma eficaz.

O capítulo 5, “Processo construtivo”, é dedicado a todo o processo construtivo da estrutura, fazendo-se uma descrição pormenorizada do mesmo. Neste capítulo é também avaliada a resistência da estrutura ao longo do processo construtivo.

No capítulo 6, “Impacto visual”, é representada a estrutura no local da sua implantação sendo feita uma análise ao seu impacto visual sobre o rio Douro, na cidade assim como sobre as outras pontes próximas.

O capítulo 7, “Estimativa orçamental”, destina-se a uma estimativa do custo deste projeto de forma a conseguir avaliar a viabilidade do mesmo.

Por último, no capítulo 8, “Conclusões e desenvolvimento futuro” são expostas as principais conclusões do trabalho realizado sendo também referidas algumas sugestões para eventuais trabalhos futuros.

1.3. O SISTEMA METROPOLITANO LIGEIRO DO PORTO

1.3.1. CRIAÇÃO E DESENVOLVIMENTO DO METRO DO PORTO

A empresa Metro do Porto foi criada em 1994, tendo sido lançado a 21 de dezembro de 1994 o concurso público internacional de pré-qualificação para a conceção, construção, equipamento e operação do sistema de metro ligeiro da área metropolitana do Porto. Em janeiro de 1996 é apresentada a “Solução de Referência do Sistema de Metro Ligeiro da Área Metropolitana do Porto”, efetuada pela Metro do Porto, S.A., documento que definia a rede de metro, com as suas quatro linhas e cerca de 70 km de extensão, na sua forma final. É finalmente, em março de 1999, formalmente aberta a primeira frente de obra do metro do Porto, com a instalação do primeiro estaleiro em Campanhã. No ano seguinte dá-se início à produção do primeiro veículo da frota do metro do Porto e em dezembro de 2002 é inaugurada a primeira linha do metro, a linha A (azul) com cerimónia oficial na estação da Casa da Música (Metro do Porto).

Depois da inauguração da primeira linha de metro em 2002 o metro do Porto esteve em constante evolução, representando atualmente uma das maiores redes de metropolitano ligeiro da Europa com impactos muito positivos na sociedade e no território, tanto social como económica e ambientalmente. O crescimento do metro do Porto foi planeado em 3 fases distintas. A primeira fase consistia na construção de uma rede de metro com uma extensão de cerca de 58 quilómetros, composta por 5 linhas diferentes, por 68 estações e uma frota de 102 veículos. Esta primeira fase teve a sua construção concluída em 2006 com a inauguração da Linha E (Violeta), ligando a estação Aeroporto à estação Estádio do Dragão (Metro do Porto, 2008).

A partir de 2006 deu-se a expansão da linha amarela até à estação de Santo Ovídio e também a construção do troço Estádio do Dragão – Fânzeres inaugurado em 2011. Atualmente o metro do Porto conta com uma extensão total da rede de 67 quilómetros, dos quais 7.7 são feitos em túnel, divididos por 6 linhas diferentes, com um total de 82 estações (das quais 14 são subterrâneas) e uma frota de 102 veículos. O metro do Porto serve 7 concelhos e tem capacidade para transportar 9 000 pessoas por hora em cada linha (Metro do Porto).

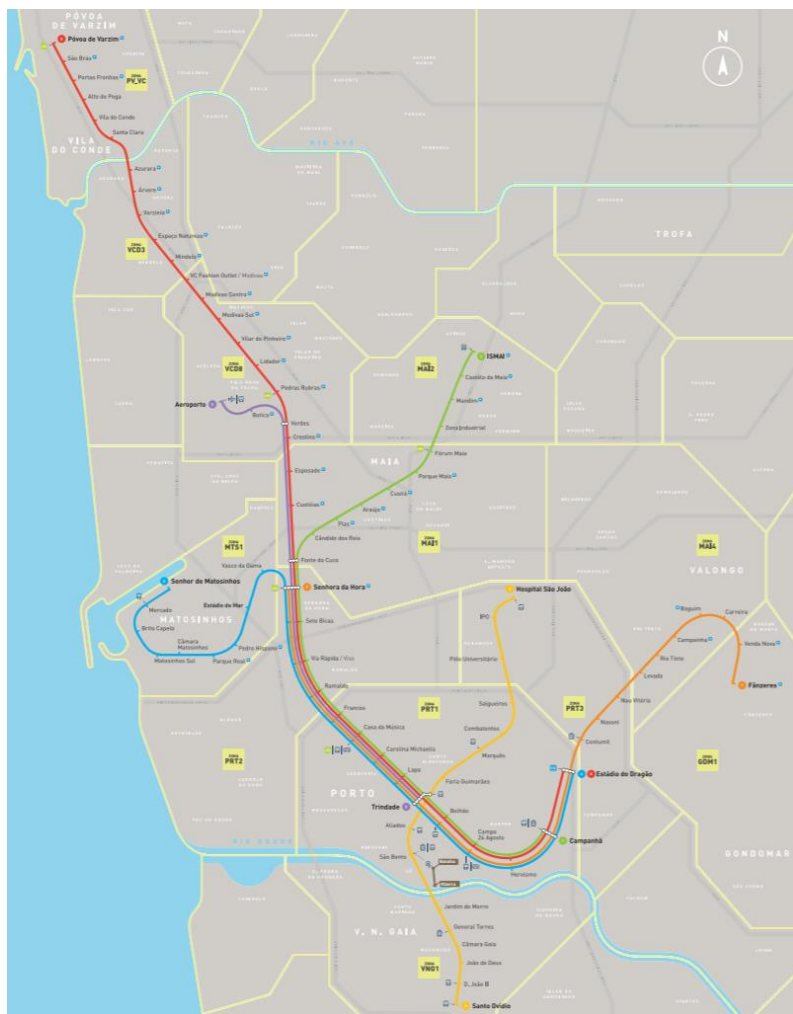


Figura 1.2 - Mapa da rede do metro do Porto (Metro do Porto, 2021b)

Durante os primeiros 10 anos de funcionamento o metro do Porto transportou 380 milhões de passageiros (Coentrão, 2012) e em dezembro de 2019 registou um recorde de procura com 70 milhões de clientes transportados desde o início desse ano. Desde a criação do mesmo e até 2019 o metro do Porto foi responsável pelo transporte de mais de 810 milhões de clientes percorrendo mais de 100 milhões de quilómetros (Metro do Porto, 2019).

1.3.2. NOVA LINHA DO METRO DO PORTO

A linha amarela do metro do Porto apresenta atualmente os maiores níveis de sobrecarga de toda a rede, especialmente nas horas de ponta. Com a expansão desta linha até Vila D’Este, é expectável uma maior sobrecarga devido às 16 000 pessoas que aí vivem e à afluência que a nova estação perto do Hospital Santos Silva representará. Para fazer face a este problema a criação da chamada “segunda linha de Gaia” que ligará as já existentes estações da Casa da Música e de Santo Ovídio surge como solução para aliviar a sobrecarga da linha amarela (Lusa, 2020c).

A criação da “segunda linha de Gaia” obriga à construção de seis novas estações (Faculdade de Letras, Arrábida, Candal, Rotunda, Devesas e Gaia Shopping) (Lusa, 2020a). A estação das Devesas serve de interface com a estação de comboios aí existente, surgindo assim como uma alternativa à estação de General Torres onde existe também uma interface com a estação de comboios do mesmo nome. Esta linha possibilita a divisão dos passageiros de metro entre os que se deslocam para a Baixa do Porto e os que se deslocam para a zona da Boavista e Campo Alegre. Desta forma promove-se também uma menor concentração de passageiros na estação da Trindade.

Segundo a Metro do Porto (Metro do Porto, 2017b), a linha Casa da Música – Devesas, com uma extensão de 4 290 metros implica um investimento de 156 milhões de euros e transportará em média cerca de 19 mil clientes por dia.

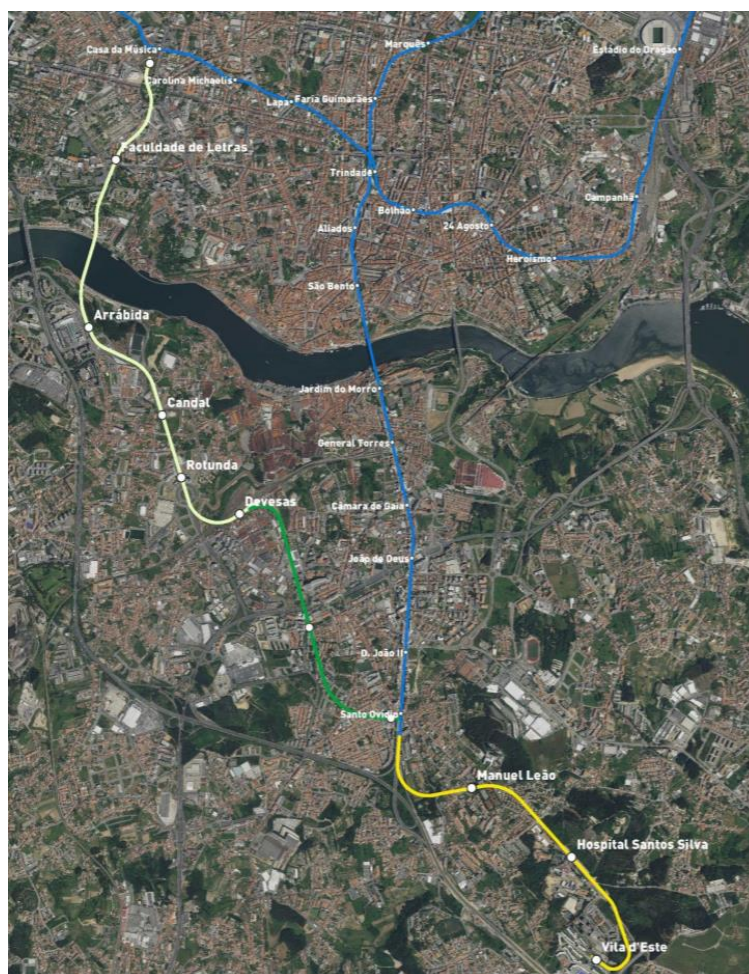


Figura 1.3 - Segunda linha de Gaia e expansão da linha amarela (Metro do Porto, 2017b)

1.4. A NOVA PONTE SOBRE O RIO DOURO

A criação da “segunda linha de Gaia” obriga à construção de uma nova ponte sobre o rio Douro para passagem do metro localizada próxima da já existente ponte da Arrábida. Esta nova ponte ficará situada

aproximadamente a 500 metros a montante da ponte da Arrábida, ficando assim localizada entre esta ponte e a ponte Luiz I, duas emblemáticas pontes do Porto sobre o rio Douro.

Segundo o ministro do Ambiente e da Transição Energética (Monteiro, 2020), a nova ponte destina-se apenas à utilização do metro, ciclistas e peões, descartando assim a possibilidade de ser utilizada como ponte rodoviária. Em dezembro de 2020, o ministro fez também questão de realçar o elevado grau de exigência relativo a esta nova ponte: “A ponte é o elemento-chave e mais complexo — entre uma ponte Eiffel (referindo-se à Luiz I) e a de Edgar Cardoso (ponte da Arrábida). Não pode ser uma ponte qualquer. Tem de ser uma ponte que enobreça a frente de rio e as cidades do Porto e de Gaia” (Lusa, 2020b). Convém, contudo, salientar que a histórica Ponte Luiz I foi projetada por Théophile Seyrig, que fora sócio de Gustave Eiffel na construção da Ponte de D. Maria Pia (Direção-Geral do Património Cultural).

O concurso para o projeto da nova ponte é avaliado por um júri onde estão representadas a Ordem dos Engenheiros, a Ordem dos Arquitetos, a Metro do Porto, para além das autarquias do Porto e de Vila Nova de Gaia (JN/Agências, 2021).

1.5. PONTES FERROVIÁRIAS

Em 2018 existiam em Portugal cerca de 2 500 pontes ferroviárias, sendo estas, na sua maioria, pontes construídas em betão. As pontes em alvenaria e pontes metálicas representam uma grande parte das restantes pontes ferroviárias, tendo as pontes mistas muito pouca representação em Portugal. (Patrício, 2018)

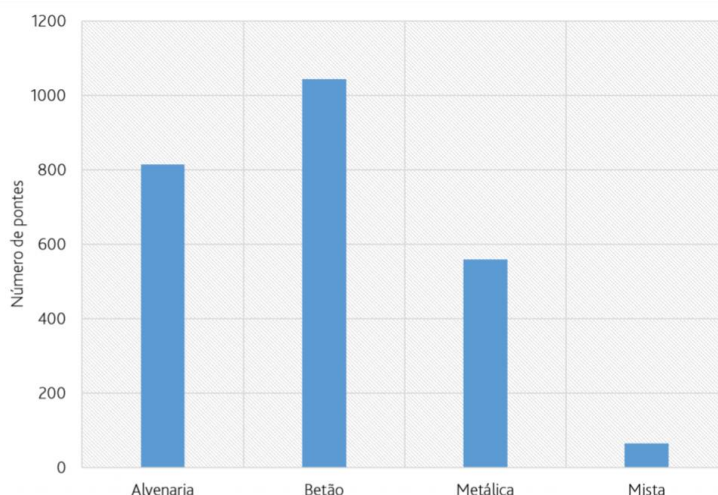


Figura 1.4 - Tipologia de pontes ferroviárias em Portugal (Patrício, 2018)

1.5.1. AS PONTES FERROVIÁRIAS DO PORTO

Existem, atualmente, seis pontes a ligar as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia sobre o rio Douro. Destas seis pontes, três delas, a ponte de D. Maria Pia (encerrada em 1991), a ponte Luiz I e a ponte de São João, têm utilização ferroviária.

1.5.1.1. A ponte de D. Maria Pia

A ponte de D. Maria Pia, inaugurada a 4 de novembro de 1877, surge fruto da necessidade de ligação ferroviária entre o Porto e a estação das Devesas, localizada em Vila Nova de Gaia. O início da sua construção resultou do processo de avaliação das propostas apresentadas ao concurso internacional, concluído com a seleção do projeto delineado por Gustave Eiffel e Théophile Seyrig, no qual assumiram um papel de relevo dois engenheiros portugueses, Manuel Afonso de Espregueira e Pedro Inácio Lopes. Esta ponte apresenta um arco com um vão de cento e sessenta metros, correspondente, na altura da sua inauguração, ao maior arco em ferro do mundo. O arco desta ponte suporta, em conjunto com os seus quatro pilares em treliça, o tabuleiro ferroviário de trezentos e cinquenta e quatro metros de comprimento situado sessenta e um metros acima do nível médio das águas (Direção-Geral do Património Cultural). Em 1990, a ponte de D. Maria Pia é classificada pela American Society of Engineering (ASCE) como “International Historic Civil Engineering Landmark”, sendo no ano seguinte decretado o fim da circulação ferroviária na ponte motivado por esta apenas apresentar uma via de circulação e, também, devido a restrições de velocidade de tráfego que, por questões de segurança, impediam que fosse ultrapassada a velocidade de vinte quilómetros hora (Direção-Geral do Património Cultural).

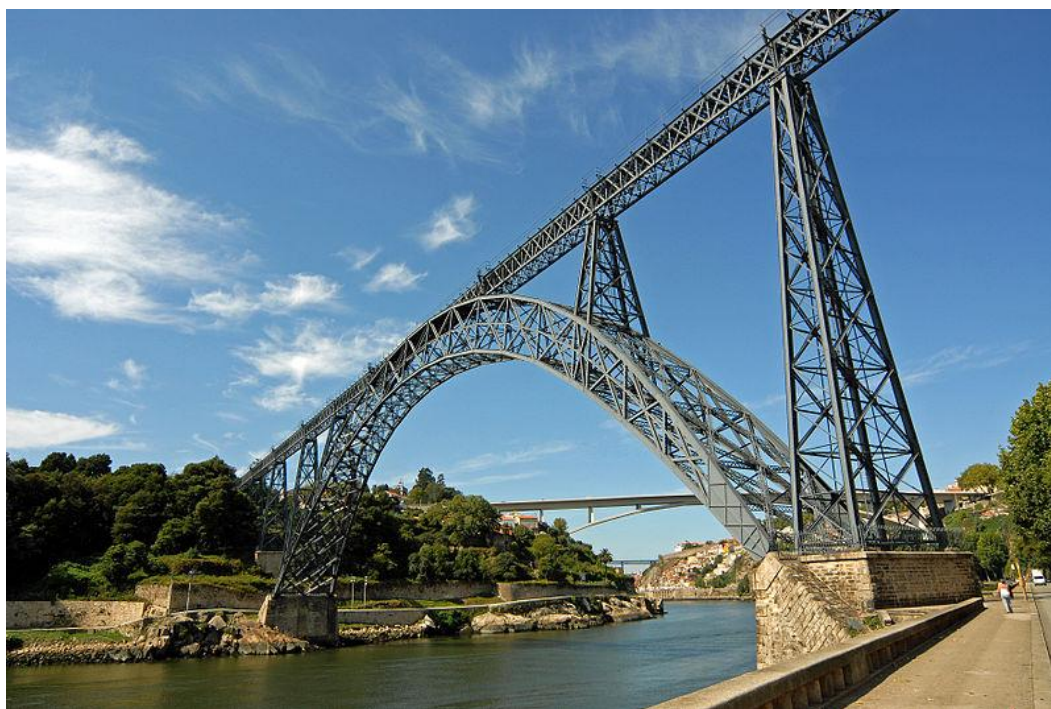


Figura 1.5 - Ponte de D. Maria Pia (António Ámen)

1.5.1.2. A ponte Luiz I

A ponte Luiz I foi apresentada a concurso em 1880, com o objetivo de substituir a antiga ponte Pênsil. Aberto o concurso, a "Sociedade Anónima de Construção e Oficinas de Willebroeck" (Bélgica), apresentou um projeto da responsabilidade do engenheiro francês Théophile Seyrig (1844-1923), que fora sócio de Gustave Eiffel na construção da "ponte de D. Maria Pia", tal como referido anteriormente. Supervisionada pelo engenheiro belga Artur Maury, em representação da casa Willebroeck, e fiscalizada pelo engenheiro português José Macedo Araújo Júnior, da respetiva construção resultou uma ponte de consideráveis dimensões formada por um arco central, biarticulado, com um vão de 180 metros. O tabuleiro superior apresenta uma extensão de 391 metros e o inferior tem um comprimento total de 174 metros, ambos com cinco metros de largura. Uma ponte de importância capital na rede de circulação urbana, que é inaugurada em Maio de 1886 (Direção-Geral do Património Cultural). Esta ponte, sem dúvida uma das mais icónicas pontes do Porto, tem aquele que é ainda considerado o maior arco em ferro forjado do mundo.



Figura 1.6 - Ponte Luiz I

1.5.1.3. A ponte de São João

Para substituir a ponte de D. Maria Pia que, tal como referido anteriormente, tinha sido descontinuada em 1991 devido às limitações aí existentes, é inaugurada nesse mesmo ano a ponte de São João, projetada pelo engenheiro Edgar Cardoso, que antes havia projetado a emblemática ponte da Arrábida também ela sobre o rio Douro. Construída em pórtico múltiplo contínuo de betão armado pré-esforçado, com três vãos (dois laterais de 125 metros e um vão central de 250 metros, na época um recorde mundial

para pontes deste tipo), a ponte tem um comprimento total de 1 140 metros (Departamento Municipal de Comunicação e Promoção da Câmara Municipal do Porto, 2016).



Figura 1.7 - Ponte de São João

1.5.2. OUTRAS PONTES DE RELEVÓ

No contexto desta dissertação as pontes de São Francisco (Oakland Bay Bridge), de Valença, a ponte 25 de Abril, e a ponte Luiz I em Santarém, assumem especial relevância nesta dissertação seja pelo formato do tabuleiro ou pelo funcionamento estrutural das mesmas. Assim, é feita uma pequena descrição destas pontes neste subcapítulo.

1.5.2.1. San Francisco - Oakland Bay Bridge

O troço da S. Francisco - Oakland Bay Bridge, entre a cidade de S. Francisco e a ilha de Yerba Buena, é uma ponte constituída por um tabuleiro com dois níveis inicialmente destinados a tráfego rodo e ferroviário sendo atualmente apenas para uso rodoviário. A construção desta ponte inicia-se em 1933 sendo concluída 3 anos depois em 1936.

É uma ponte suspensa metálica com um vão principal de 704 metros e um comprimento total de 3 141 metros. Em 1936, ano da sua inauguração, era a ponte mais extensa do mundo e apresentava o segundo maior vão suspenso. Foi originalmente projetada por Ralph Modjeski, Charles Purcell et al., e construída pela American Bridge Company.

O desenho original desta ponte apresenta seis vias de trânsito automóvel no tabuleiro superior e outras três no inferior para circulação de veículos pesados. O tabuleiro inferior contava também com 2 vias dedicadas ao comboio interurbano. (Middlebrook, 2014)

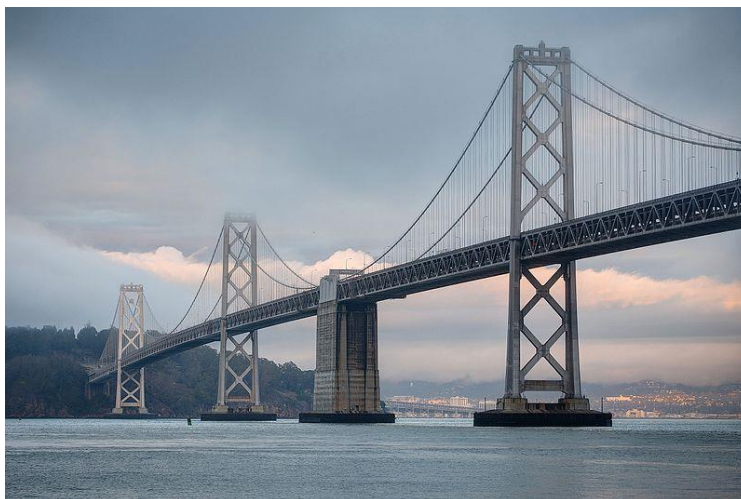


Figura 1.8 - Bay Bridge, São Francisco

1.5.2.2. A ponte de Valença

A ponte de Valença, situada perto da localidade do mesmo nome, é uma estrutura metálica com tabuleiro duplo, sendo o inferior dedicado à circulação rodoviária, com uma largura de 6.5 metros, e o superior à circulação ferroviária. O projeto desta ponte foi realizado pelo engenheiro espanhol Pelayo Mancebo e Ágreda, sob a supervisão de Eusébio Page. O início da construção deu-se em 1881 com conclusão e inauguração da ponte no ano de 1886 (Direção-Geral do Património Cultural).



Figura 1.9 - Ponte rodoferroviária de Valença

1.5.2.3. A ponte 25 de Abril

A ponte 25 de Abril, que foi anteriormente designada ponte Salazar ou ponte sobre o Tejo, uma das emblemáticas pontes portuguesas, começa a ser construída em 1962. Com projeto da autoria do gabinete de engenharia de Nova Iorque, “Steinman, Boynton, Gronquist & London”, e participação do Gabinete da ponte sobre o Tejo e do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, a ponte 25 de Abril é inaugurada em 1966, na altura com apenas um tabuleiro rodoviário. O tabuleiro ferroviário é apenas inaugurado posteriormente em 1999.

Com um comprimento total de 2 280 metros e um vão central de 1 013 metros, a ponte 25 de Abril é ainda uma das maiores pontes suspensas do mundo, possuindo à data da sua inauguração o quinto maior vão suspenso do mundo, o maior fora dos Estados Unidos (Lusoponte).

Os cabos principais da ponte têm um diâmetro de 58.60 cm, sendo compostos por 11 248 fios de pré-esforço perfazendo um comprimento total de 54 196 km, suficiente para dar uma volta ao mundo. Os cabos secundários possuem um diâmetro de 35.44 cm, são compostos por 4 104 fios de pré-esforço totalizando 20 000 km de comprimento.

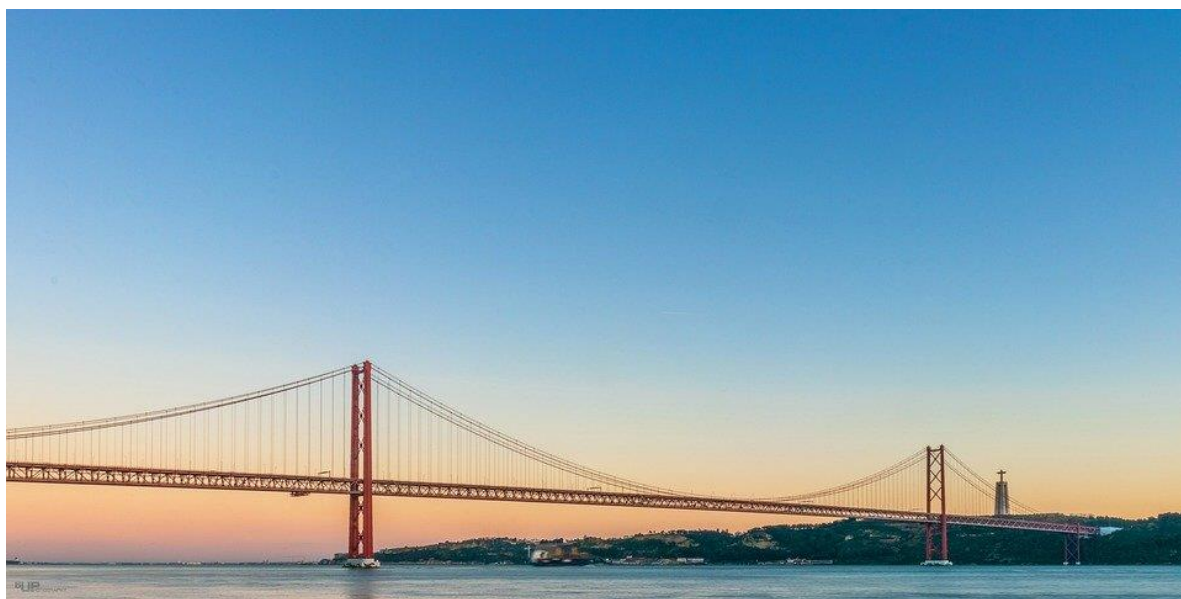


Figura 1.10 - Ponte 25 de Abril, Lisboa

1.5.2.4. A ponte Luiz I - Santarém

A ponte Luiz I, localizada em Santarém, foi inaugurada em 1881, sendo, na altura, considerada a maior ponte da Península Ibérica, a terceira maior da Europa e sexta maior do mundo, com um comprimento total de 1 214 metros.

Esta ponte, ao contrário das referidas até ao momento, é uma ponte rodoviária com o tabuleiro ladeado por passeios para transeuntes, projetada pelos engenheiros F. Moreaux, Caseaux, Hypolitte Labille, J. Marié e João Fagundo da Silva. Entre 1950 e 1959 a ponte é remodelada, sob a direção do engenheiro

Edgar Cardoso, ocorrendo a substituição do tabuleiro em madeira e o reforço da estrutura através da aplicação de cabos de pré-esforço exterior (Direção-Geral do Património Cultural).



Figura 1.11 - Ponte Luiz I, Santarém

2 DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO DA PONTE

2.1. LOCAL

Esta nova ponte ferroviária e pedonal tem, como já foi referenciado anteriormente, o objetivo de permitir a ligação entre as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia através de uma nova linha de metro. Trata-se de uma ponte à cota alta entre a zona da Faculdade de Letras e da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto e o Arrábida Shopping.



Figura 2.1 – Local de implantação da nova ponte

2.2. CONDICIONANTES DO LOCAL

Para uma melhor caracterização do local de implantação torna-se imprescindível um correto estudo das características e condicionantes aí existentes. Destas, destacam-se as condicionantes topográficas, rodoviárias e ainda as urbanas e paisagísticas.

2.2.1. CONDICIONANTES TOPOGRÁFICAS

As condicionantes topográficas apresentam uma importância significativa em todas as obras de arte uma vez que impõem restrições que influenciam diretamente as soluções estruturais possíveis de adotar. No caso de projetos de pontes torna-se significativo saber a cota a que o tabuleiro tem de se localizar em relação ao nível do rio. De acordo com o concurso apresentado pela empresa Metro do Porto em março de 2021 (Metro do Porto, 2021a), a nova ponte tem uma cota de 71.5 metros, sendo assim a uma cota ligeiramente superior à da ponte da Arrábida (70 metros).

2.2.2. CONDICIONANTES RODOVIÁRIAS

No local de implantação desta ponte o rio encontra-se ladeado, na margem de Vila Nova de Gaia, pelo cais do Lugan e, na margem portuense, pela rua do Ouro. Estas duas estradas servem tráfego rodoviário e por isso a reentrância dos dois pilares em direção ao leito do rio permite um menor impacto sobre o trânsito nesta zona, para além de permitir um vão de menores dimensões.

2.2.3. CONDICIONANTES URBANAS E PAISAGÍSTICAS

A circulação ferroviária, neste caso referente ao metropolitano, está limitada a um máximo de quatro composições, duas em cada sentido de circulação, independentemente da lotação do metro. No entanto, em épocas festivas ou de maior afluência à zona da ponte pode ocorrer uma superlotação do passeio dedicado aos peões e por isso durante o dimensionamento da estrutura será necessário ter este aspeto em consideração.

2.3. ESCOLHA E DEFINIÇÃO DE GEOMETRIA

A escolha do tipo de obra de arte tem de atender às condicionantes já descritas anteriormente, assim como ao processo construtivo escolhido para execução de toda a ponte uma vez que, devido ao elevado caudal do rio, não é viável optar por uma solução de cimbria ao solo.

As configurações possíveis de adotar para a configuração estrutural da ponte são inúmeras, tendo um maior relevo as pontes de vigas, em arco, as atirantadas e as suspensas. No caso das pontes de vigas a plataforma é suportada por uma ou mais vigas onde são aplicados os esforços de flexão que são assim distribuídos para os pilares. Nas pontes em arco este apresenta-se como elemento fundamental servindo de suporte para o tabuleiro. As pontes atirantadas e suspensas fazem uso de sistemas de tirantes e cabos

suspensos para suportar o tabuleiro. Para o projeto em estudo, uma vez que o tabuleiro se encontra à cota alta, é considerado que as soluções de pontes atirantadas ou suspensas não são as mais adequadas uma vez que implicam a construção da estrutura de suporte do tabuleiro a cota mais alta que o mesmo. É também considerado que, de forma a não retirar protagonismo à emblemática ponte da Arrábida, uma ponte em arco não é o indicado para este projeto tendo a escolha recaído, desta forma, sobre uma estrutura de ponte de vigas.

Segundo o traçado da nova linha de metro, retratado na Figura 2.1, a ponte fica localizada sobre o rio Douro numa zona onde a distância entre margens corresponde a aproximadamente 340 metros. Devido ao grande vão que a ponte tem de vencer e em virtude de não ser pretendida a colocação de pilares no leito do rio Douro, opta-se por uma solução de pilares inclinados sobre o leito do rio de forma a reduzir o vão que o tabuleiro tem de suportar.

Devido às condicionantes já referidas no subcapítulo 2.2 opta-se também por apoiar os pilares numa zona do rio próxima da margem em vez de os apoiar diretamente na margem de modo que não seja necessário intervir na rua do Ouro nem no cais do Lugan. Estas duas ruas servem tráfego rodoviário e situam-se próximas da margem do rio Douro pelo que é considerado que face a este enquadramento a opção de colocar os pilares no rio Douro junto às margens é a mais adequada.

Assim, os pilares encontram-se localizados no rio Douro distanciados de 325 metros entre eles, com uma inclinação de tal forma que a uma cota de 71.5 metros exista uma distância de 270 metros a separá-los.

Face ao grande vão entre as duas margens e tendo em conta a não existência de pilares no leito do rio ou de um arco para suporte do tabuleiro opta-se por uma solução de tabuleiro com 3 níveis, servindo dois deles para passagem do metro e o terceiro localizado na parte superior para utilização de peões e ciclistas. Esta solução implica um tabuleiro com altura significativamente superior que se traduz em valores de inércia da secção maiores permitindo assim vencer o vão de 270 metros entre pilares.

Com o objetivo de diminuir os deslocamentos verticais a meio vão e facilitar o processo construtivo desta ponte é colocado um cabo de pré-esforço de forma definida por uma função quadrática entre os dois pilares tal como representado na Figura 2.2, onde é apresentada uma representação simplificada do alçado da ponte.



Figura 2.2 - Alçado da ponte

2.3.1. TABULEIRO E SECÇÃO TRANSVERSAL

Tendo em conta que esta ponte serve para passagem do metro assim como de peões e ciclistas é necessário o cumprimento das dimensões requeridas para as duas situações.

Relativamente à via dedicada ao metro ligeiro, existem diversas imposições que têm de ser cumpridas. A bitola utilizada pelos veículos do metro do Porto é de 1 435 milímetros, correspondente à bitola internacional. É ainda necessário respeitar o gabarito estático (G.E.), gabarito dinâmico (G.D.) e o gabarito limite de obstáculo (G.L.O.) representados na Figura 2.3.

O G.E. corresponde a uma linha geométrica teórica que envolve o material circulante num plano transversal quando este se encontra vazio. O G.E. do material circulante em reta é de 2.65 metros.

O G.D. do material circulante em alinhamento reto é de 3.00 metros e representa o contorno fictício do material circulante em movimento em consequência de diversos fatores como esforços laterais em curva, folgas, desgastes dos constituintes do metro, etc. (Metro do Porto, 2018).

O G.L.O. é o limite segundo o qual nenhum objeto fixo deve ser colocado com exceção do cais e da catenária. Para uma via única, como é o caso, este corresponde a 3.30 metros (Metro do Porto, 2017a).

O caminho de evacuação tem de possuir no mínimo uma largura de 0.80 metros, deve existir nos dois lados da via do metro e desenvolver-se em piso regular e contínuo.

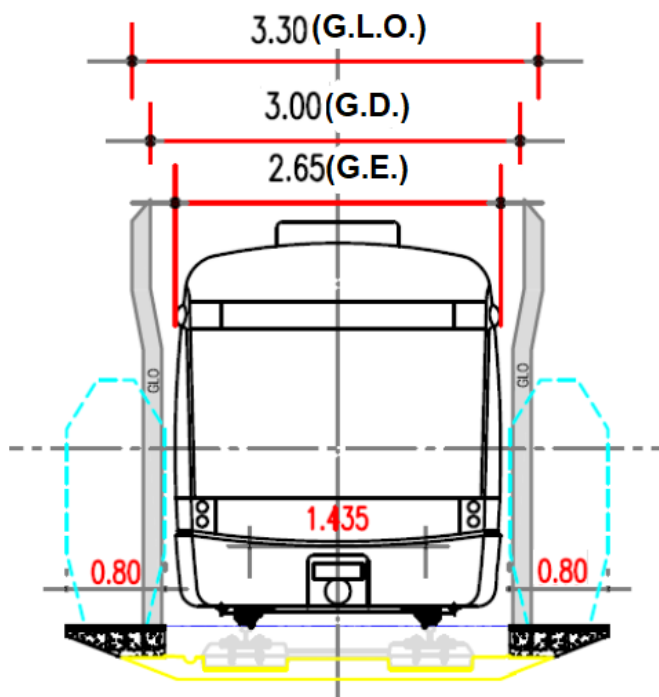


Figura 2.3 - Representação dos diferentes gabaritos (Pinto, 2011)

Desta forma deve existir uma largura útil de pelo menos 4.9 metros, correspondente à soma do G.L.O. com os dois caminhos de evacuação. Para o projeto foi, no entanto, considerada uma largura útil de 5.2 metros perfazendo assim dois caminhos de evacuação com 0.95 metros de largura.

Em relação à catenária é escolhida uma solução de tipo rígido face às vantagens que apresenta quer em termos de espaço necessário como de manutenção e segurança. Para uma catenária deste tipo a transmissão da energia elétrica é feita através de um carril rígido, implicando a colocação de apoios distanciados entre 10 e 12 metros entre eles. A catenária de tipo rígido (Figura 2.4) é composta por um fio de contacto em cobre de secção 150 mm^2 envolvido por um perfil condutor em alumínio com secção transversal de área $2\,220 \text{ mm}^2$ (Pinto, 2011). A altura mínima do fio de contacto acima do plano de rolamento corresponde a 3.80 metros em túnel. Tendo em conta os já explicados benefícios de uma maior altura do tabuleiro foi considerada uma altura de 4.319 metros. Para evitar a propagação da corrente elétrica à restante estrutura está prevista a utilização de um isolador do tipo campânula para as duas vias, colocado sobre o perfil condutor.



Figura 2.4 - Sistema de catenária rígida e detalhe do dispositivo de suporte

O nível superior do tabuleiro destina-se ao uso por parte dos peões e ciclistas e tem uma largura total (incluindo zona de guarda-corpos) de 6.114 metros. Esta largura é suficiente para garantir a colocação dos guarda-corpos, uma ciclovia bidirecional em pista partilhada com peões (largura de 2.20 metros de acordo com o IMT) e uma zona dedicada para peões.

Na Figura 2.5 encontra-se representado um corte transversal do tabuleiro da ponte, não estando, no entanto, representados os carris (estes têm uma caracterização mais pormenorizada no subcapítulo 3.1), os caminhos de evacuação ou as catenárias.

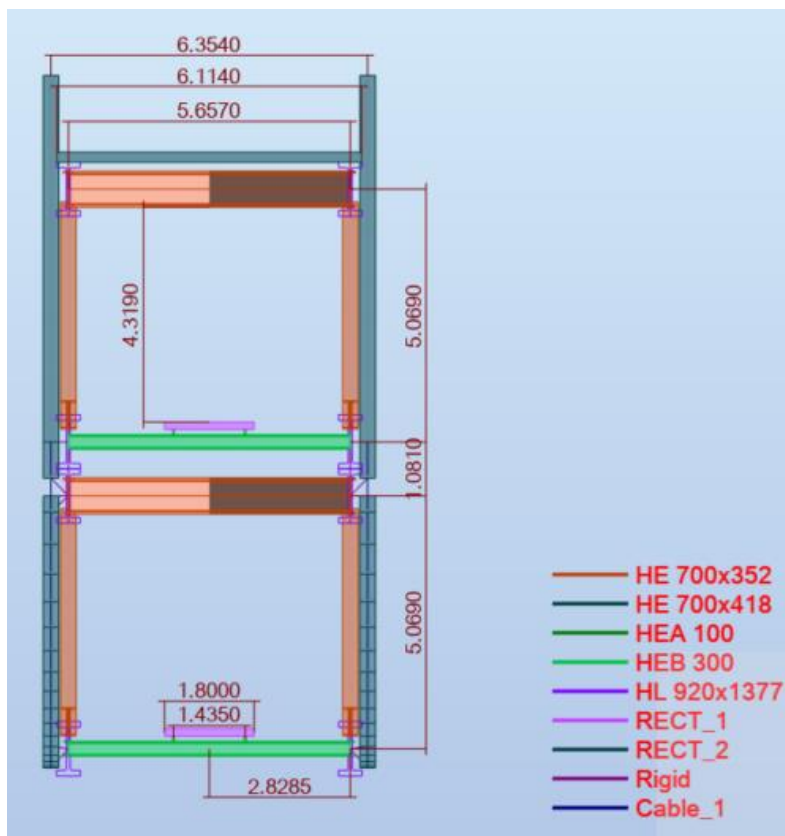


Figura 2.5 - Secção transversal do tabuleiro

2.3.2. TRAVAMENTO VERTICAL / TRELIÇA

A ponte apresenta um vão entre pilares de 270 metros e de 325 metros entre as bases dos pilares. De forma a obter uma geometria do tabuleiro otimizada são testados vários tipos de treliça. Assim, são avaliados alguns tipos de treliça mais correntes, nomeadamente:

- Treliça Warren.
- Treliça Howe.
- Treliça Pratt.
- Treliça K.
- Treliça com diagonais cruzadas.

2.3.2.1. Treliça Warren

A treliça Warren foi patenteada em 1848 pelos engenheiros James Warren e Willoughby Theobald Monzani e faz uso de triângulos equiláteros para distribuir as forças aplicadas na ponte tal como representado na Figura 2.6.



Figura 2.6 - Treliza Warren

As diagonais apresentam-se carregadas alternadamente apenas com forças de compressão ou de tração. No entanto, para cargas móveis, as forças de um dos membros diagonais podem alternar entre compressão ou tração à medida que a carga se move ao longo da ponte.

Uma vez que, tal como referido anteriormente, a ponte em estudo é caracterizada por três níveis distintos (dois para passagem do metro e um para circulação de peões e ciclistas), para adoção de um modelo de treliza Warren opta-se por replicar este modelo de forma semelhante nos elementos inferiores e superiores tal como demonstrado na Figura 2.7 e na Figura 2.8.

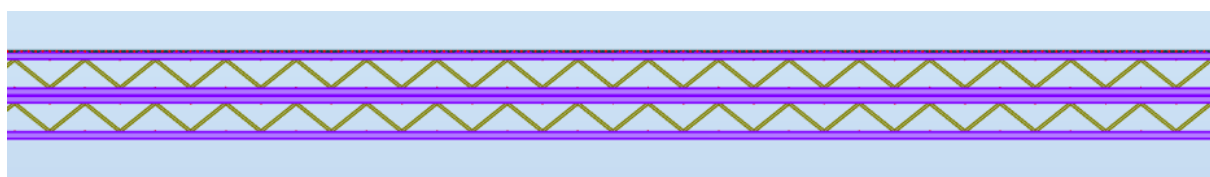


Figura 2.7 - Modelo da ponte com treliza Warren (vista em alçado)

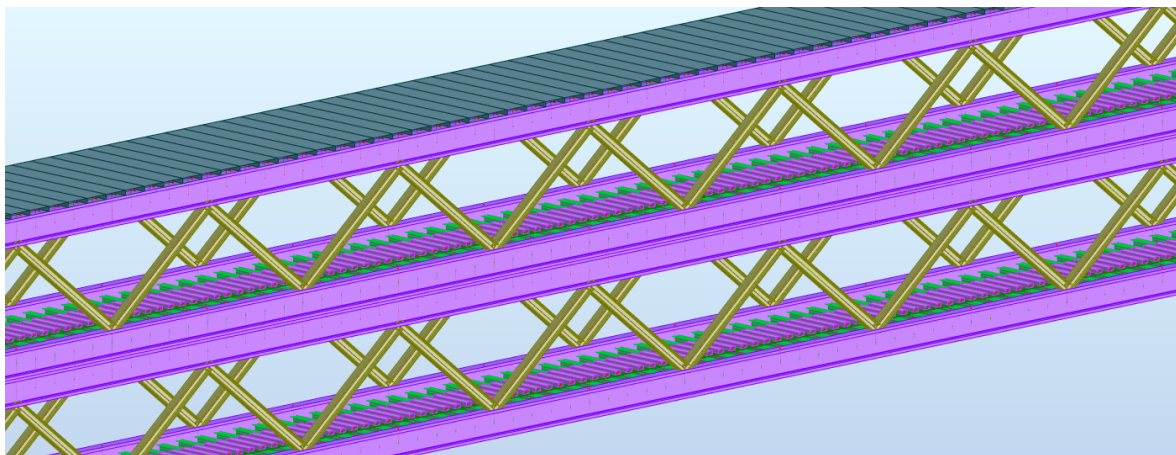


Figura 2.8 - Modelo da ponte com treliça Warren (vista em perspectiva)

2.3.2.2. Treliça Howe

A treliça Howe foi desenhada por William Howe em 1840 e é composta por elementos verticais que se encontram à tração e por elementos diagonais que se encontram à compressão, tal como representado na Figura 2.9.



Figura 2.9 - Treliça de Howe

Tal como para a treliça Warren, é desenhado um modelo de tabuleiro usando uma treliça baseada neste formato. Desta forma, é adotado um modelo de treliça igual ao representado na Figura 2.10 e na Figura 2.11.

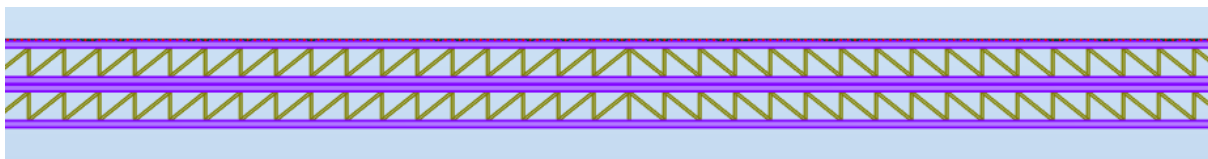


Figura 2.10 - Modelo da ponte com treliça Howe (vista em alçado)

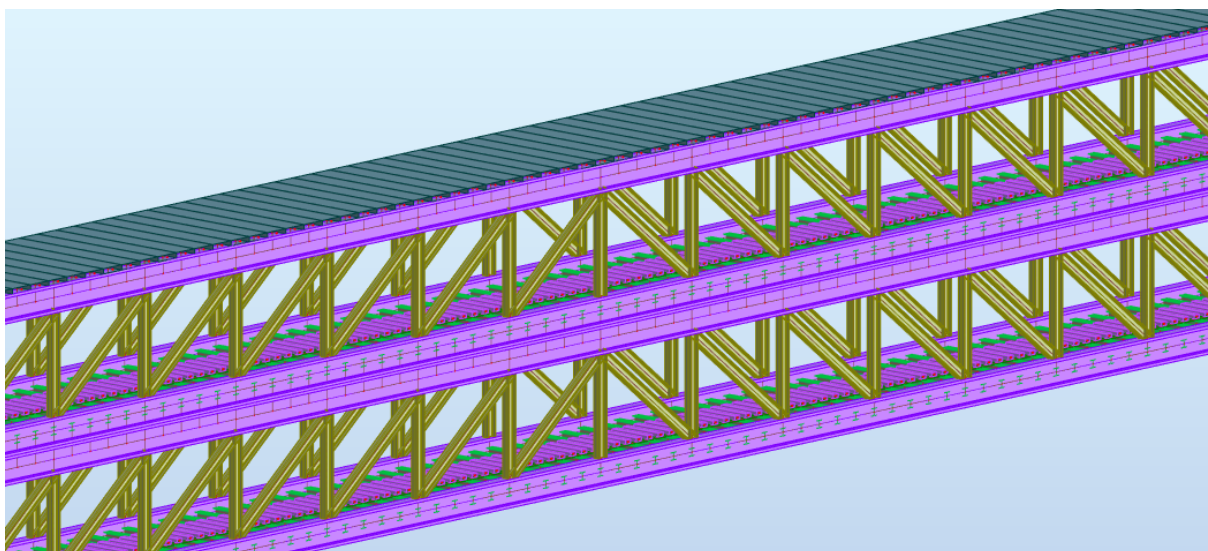


Figura 2.11 - Modelo da ponte com treliça Howe (vista em perspectiva)

2.3.2.3. Treliça Pratt

A treliça Pratt foi criada em 1844 por Thomas e Caleb Pratt e recorre a uma estrutura semelhante à já mencionada anteriormente, treliça Howe. No entanto, esta treliça difere da de Howe uma vez que as suas diagonais se encontram inclinadas em direção ao meio vão, como é possível notar na Figura 2.12.



Figura 2.12 - Treliça Pratt

Nesta treliça as diagonais interiores encontram-se tracionadas e os elementos verticais sob compressão.

Seguindo esta disposição de treliça, cria-se um modelo de tabuleiro para a ponte em estudo com disposição representada na Figura 2.13 e Figura 2.14.

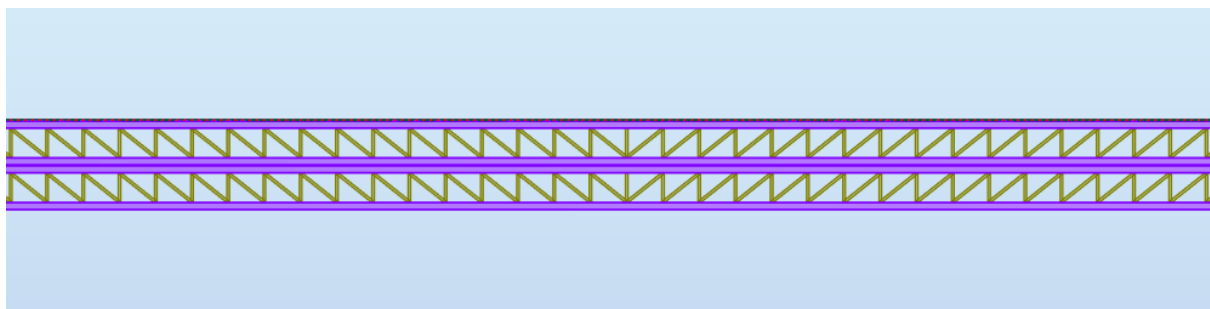


Figura 2.13 - Modelo da ponte com treliça Pratt (vista em alçado)

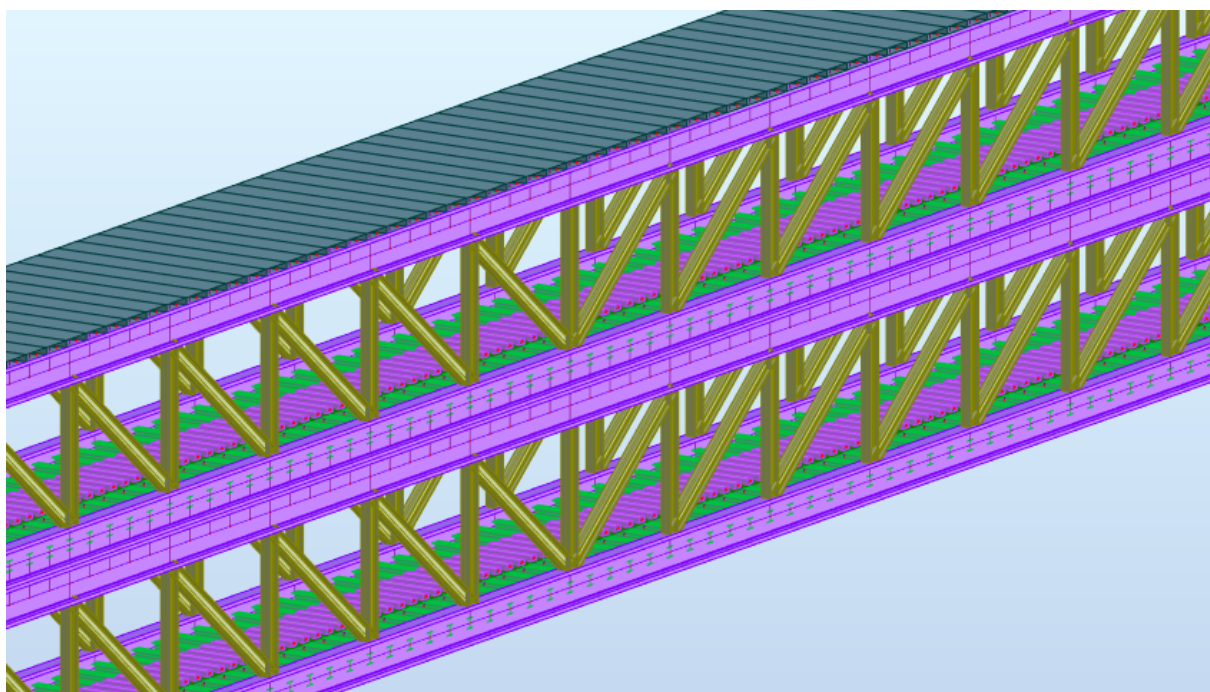


Figura 2.14 - Modelo da ponte com treliça Pratt (vista em perspectiva)

2.3.2.4. Treliça K

O desenho da treliça K tem como principal objetivo a divisão dos elementos verticais em comprimentos menores, uma vez que estes se encontram comprimidos e por isso sujeitos a encurvadura. Desta forma, com elementos verticais de comprimento menor a estrutura torna-se mais resistente em relação à encurvadura das barras comprimidas.



Figura 2.15 - Treliza K

Apesar disso, para modelagem do tabuleiro da ponte em estudo esta treliza foi considerada de tal forma que não apresenta as vantagens em relação aos comprimentos de barras verticais menores uma vez que estas mantêm o mesmo comprimento presente nas outras trelizas já consideradas. Foi, no entanto, considerado este formato de treliza com a configuração representada na Figura 2.16 e na Figura 2.17.

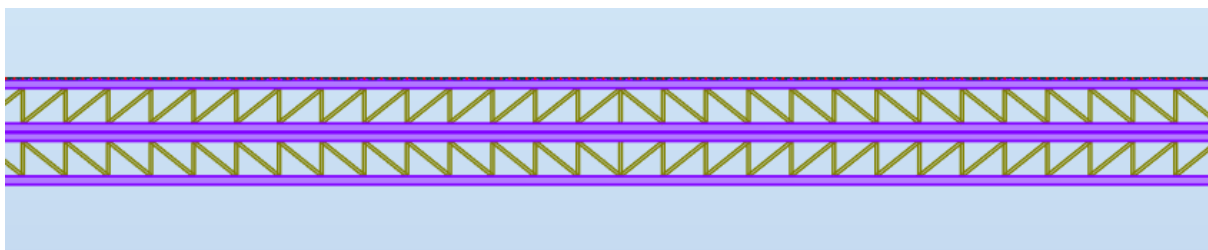


Figura 2.16 - Modelo da ponte com treliza K (vista em alçado)

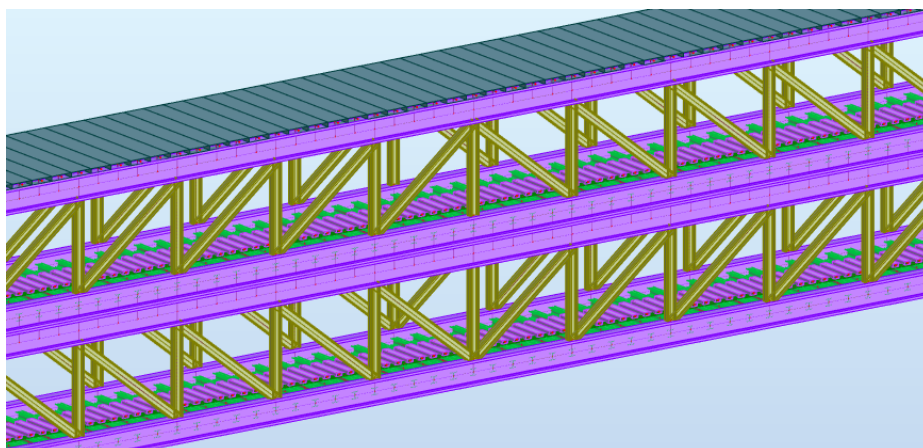


Figura 2.17 - Modelo da ponte com treliza K (vista em perspectiva)

2.3.2.5. Treliça com diagonais cruzadas

É ainda considerado um quinto modelo de treliça constituído por elementos verticais e barras inclinadas nas duas direções. Na Figura 2.18 e na Figura 2.19 estão representadas uma vista em perspectiva e um alçado do tabuleiro.

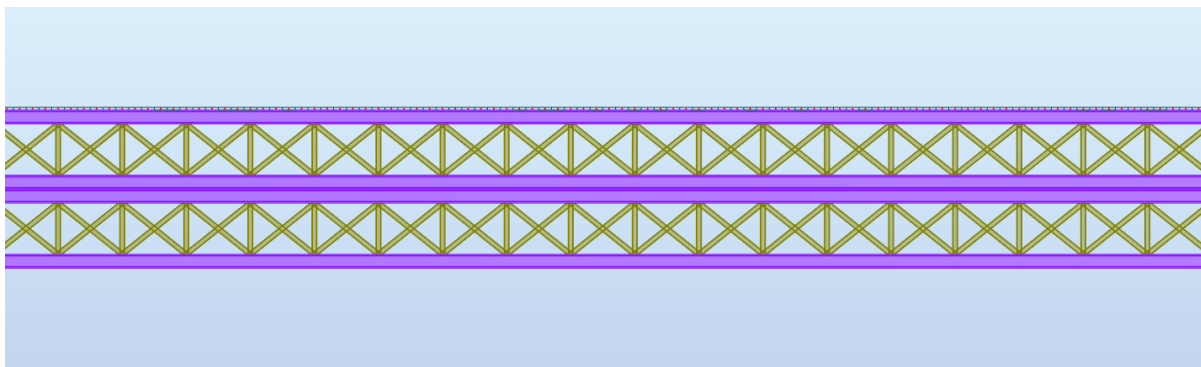


Figura 2.18 - Modelo da ponte com treliça com diagonais cruzadas (vista em alçado)

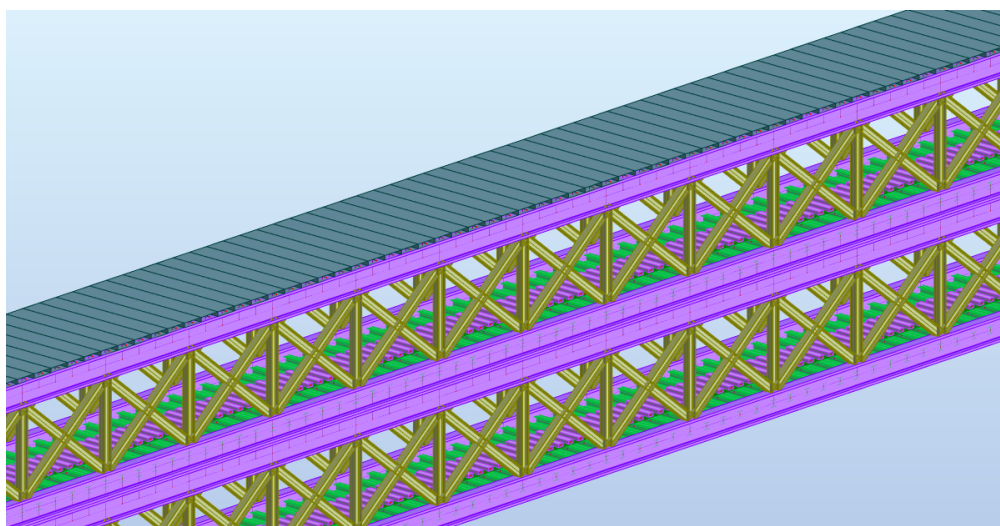


Figura 2.19 - Modelo da ponte com treliça com diagonais cruzadas (vista em perspectiva)

2.3.2.6. Análise comparativa dos diferentes modelos de treliças

De forma a comparar as vantagens e desvantagens dos diferentes tipos de treliça já apresentados, são colocados em consideração diversos fatores. É assim levado em consideração o peso próprio da treliça, que se encontra também relacionado com o custo da solução, e o deslocamento vertical máximo provocado na estrutura sem ter em consideração as cargas variáveis, de pré-esforço ou o peso dos carris e catenárias. Para uma comparação inicial foram consideradas treliças constituídas por perfis HE 400 B. Os resultados obtidos encontram-se apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Comparação entre os tipos de treliça ensaiados

	Peso Próprio da Treliza (kN/m)	$\delta_{v,max}$ (mm)
Treliza Warren	7.78	511.166
Treliza Howe	12.63	537.864
Treliza Pratt	12.63	537.105
Treliza K	12.63	548.974
Treliza com diagonais cruzadas	20.41	491.571

Através da Tabela 2.1 verifica-se que as treliças de Howe, Pratt e K têm pesos próprios iguais com um menor deslocamento vertical para a treliça de Pratt. Assim, é possível concluir que a treliça de Pratt apresenta melhores resultados para esta ponte do que as de Howe ou K.

Não obstante, verifica-se que a treliça Warren apresenta um menor deslocamento vertical que a de Pratt e também um menor peso próprio. Assim, conclui-se que a treliça Warren apresenta neste caso, para além de melhores resultados, também custos inferiores (considera-se uma relação de custo proporcional ao peso próprio da treliça) em relação à treliça Pratt.

A comparação entre a treliça Warren e de diagonais cruzadas torna-se mais complicada de analisar uma vez que a segunda apresenta menores deslocamentos verticais, mas também um maior custo/peso próprio. Assim, de forma a conseguir uma melhor comparação entre as duas soluções opta-se por aumentar as secções da treliça Warren até se obterem valores de deslocamento verticais semelhantes. Com esse objetivo foram assumidos perfis HE 700 B em substituição dos HE 400 B calculados anteriormente. Consequentemente obtêm-se os resultados apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Comparação entre a Treliza Warren e com diagonais cruzadas

	Peso Próprio da Treliza (kN/m)	$\delta_{v,max}$ (mm)
Treliza Warren	12.10	491.574
Treliza com diagonais cruzadas	20.41	491.571

Atendendo aos resultados presentes na Tabela 2.2 verifica-se que a treliça Warren apresenta para um valor de deslocamento vertical muito semelhante (diferença de 0.003 mm, correspondente a menos de 0.001 %) contando, no entanto, com um peso próprio significativamente inferior, cerca de 59 % da solução com diagonais cruzadas. Desta forma, chega-se à conclusão de que, das soluções de treliças estudadas, a treliça Warren apresenta a melhor relação peso versus deslocamento. Assim, é adotada esta solução para o projeto da ponte com os perfis HE 700*352.

2.3.3. TRAVAMENTO HORIZONTAL

Tendo em conta a altura do tabuleiro desta ponte, as forças horizontais provocadas pelo vento têm um impacto muito significativo. Para contrariar estas forças é necessário proceder a um travamento horizontal da estrutura. Nesse sentido, são equacionados alguns modelos de travamento.

Para o travamento horizontal são levados em consideração um modelo com diagonais cruzadas e outro do tipo Warren. Tal como anteriormente, de forma a comparar os diversos modelos estes foram simulados através do Robot obtendo assim os deslocamentos correspondentes e fazendo uma análise deslocamento horizontal versus peso próprio. Os resultados desta análise são apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Comparação entre travamentos horizontais

Tipo de travamento	Modelo	Nível ⁽¹⁾	Perfil	Peso Próprio (kN/m)	$\delta_{h,max}$ (mm)
Diagonais Cruzadas	1	1			
		2	HE 300 B	10.40	620.579
		3			
	2	1	HE 700 B		
		2	HE 700 B	17.74	579.900
		3	HE 300 B		
	3	1	HE 300 B		
		2	HE 700 B	14.07	604.421
		3	HE 300 B		

Warren	1				
	1	2	HE 300 B	5.20	694.347
	3				
	1				
	2	2	HE 700 B	10.71	621.331
	3				

- (1) A estrutura é composta por 3 travamentos em 3 níveis distintos, tal como representado na Figura 2.20. O nível 1 corresponde ao travamento situado na parte superior do tabuleiro e o 3 encontra-se na parte com menor cota.

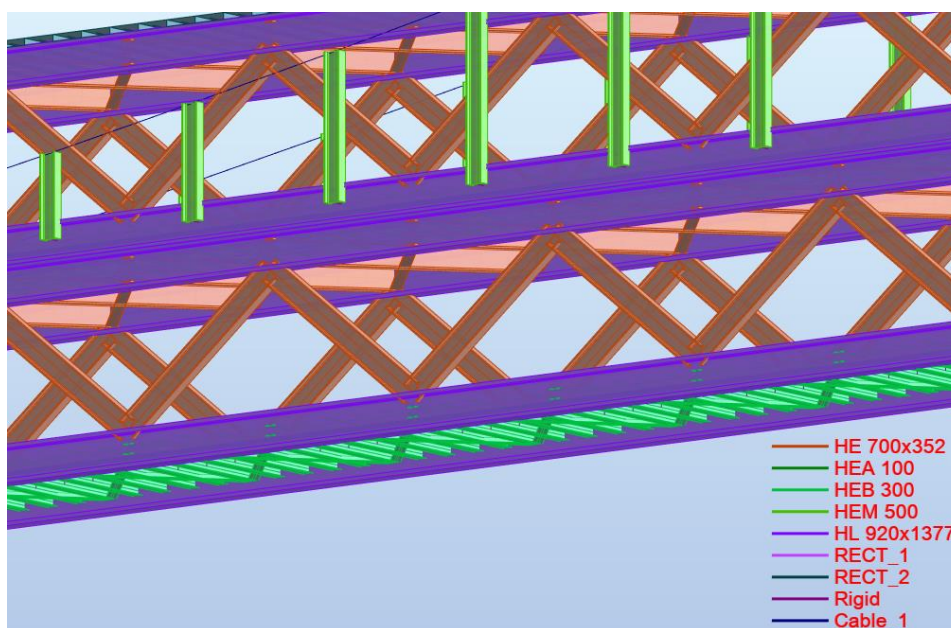


Figura 2.20 - Vista em perspectiva dos travamentos horizontais

Uma vez que os deslocamentos verticais são mais fáceis de controlar devido ao uso do cabo de pré-esforço do que os deslocamentos horizontais, nesta comparação é atribuída uma maior importância ao deslocamento em comparação com o peso próprio do travamento em estudo.

Desta forma, tendo em conta que o travamento constituído por diagonais cruzadas apresenta deslocamentos significativamente inferiores (diferenças superiores a 10 %) em relação ao tipo Warren, opta-se por uma solução que utilizasse esse tipo de travamento. De entre os 3 modelos estudados para

travamento horizontal com diagonais cruzadas foi assim escolhido o modelo 2 uma vez que apresentava os melhores valores de deslocamento, apenas com a alteração do perfil HE 700 B para um perfil HE 700*352 que garante valores de deslocamento inferiores.

2.3.4. CABO DE PRÉ-ESFORÇO

Os dois cabos de pré-esforço são colocados um em cada lado da estrutura. Estes encontram-se encostados à estrutura de forma a facilitar a ligação à mesma e a diminuir os esforços provocados pela força vertical dos cabos.

A ligação dos cabos à estrutura é feita com recurso a perfis HE 700*418 e a selas de desvio que são concebidas de forma a desviar o cabo de pré-esforço sem ferir as bainhas dos cordões. De forma a cumprir este propósito as superfícies de contacto das selas com o cabo de pré-esforço são revestidas com PTFE (Politetrafluoretileno) (Guerra et al., 2005).

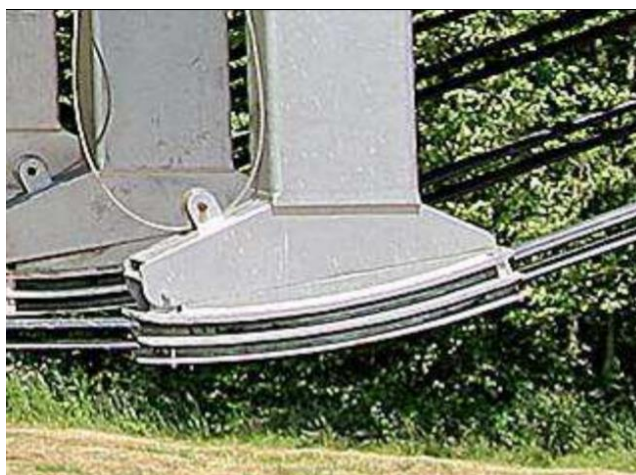


Figura 2.21 - Selas de desvio do cabo de pré-esforço (Guerra et al., 2005)

2.3.5. PILARES

Devido à inclinação dos pilares e às forças de pré-esforço aplicadas no topo dos mesmos é necessária a colocação de dois cabos de pré-esforço que possam contrariar estas forças. Assim, é necessário avaliar os possíveis locais onde colocar as fundações para estes cabos. Na Figura 2.22 encontram-se representadas as localizações das duas fundações consideradas para o efeito. Durante a definição da localização das fundações para os cabos de pré-esforço é dada preferência a terrenos sem construções por forma a evitar a demolição de casas presentes na zona.



Figura 2.22 - Fundações dos cabos de pré-esforço a branco e traçado da ponte a preto

Desta forma, as duas fundações dos cabos de pré-esforço encontram-se afastadas 58 metros da base dos pilares, medidos horizontalmente. Devido à inclinação do terreno perto das duas margens do rio Douro são também consideradas a uma cota de 15 metros (para referência é considerada a base dos pilares como cota 0).

Em cada margem do rio Douro o tabuleiro apoia-se em 2 colunas ligeiramente inclinadas e ligadas entre si por uma treliça e vigas horizontais tal como representado na Figura 2.23. As colunas encontram-se inclinadas em direção ao tabuleiro de forma a contrariar melhor os efeitos adversos do vento. A treliça é constituída por perfis HL 920*1377, tal como as vigas horizontais, com exceção das duas mais próximas do tabuleiro, na Figura 2.23 designadas por “Viga horizontal”. Estas vigas têm uma secção transversal quadrada tubular com um metro de largura e uma espessura de vinte centímetros. A “Coluna” indicada na Figura 2.23 corresponde a uma secção tubular retangular com dois metros e meio de base (perpendicular ao tabuleiro) e três metros e vinte centímetros de altura (paralela ao tabuleiro). Esta secção apresenta uma espessura de cinquenta centímetros.

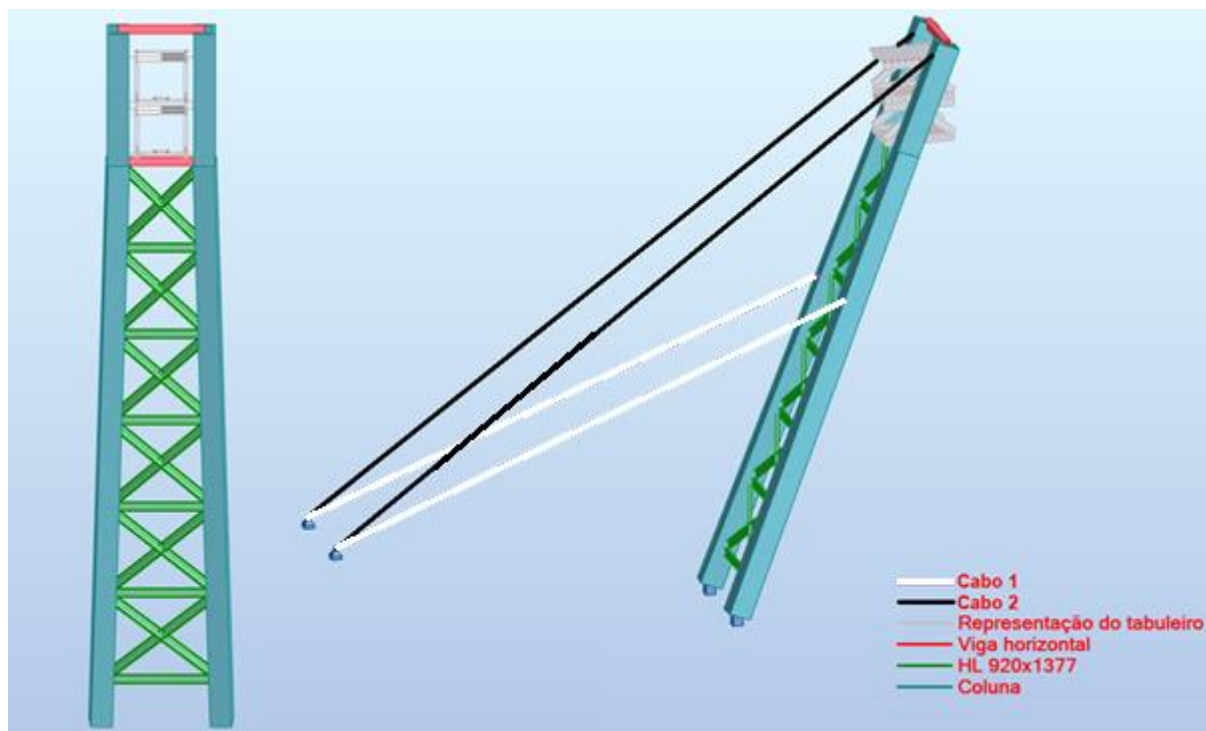


Figura 2.23 - Representação dos pilares da ponte

Os cabos de pré-esforço, também eles representados na Figura 2.23, são constituídos por cordões de pré-esforço Y 1860 S7 15.3, estando descritas as suas características na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Características dos cabos de pré-esforço dos pilares

Cabo	Comprimento (m)	Extensão (m/m)	Nº cordões	Área (cm ²)
1	81.08	-0.004	25	35.00
2	110.31	-0.006	1268	1 775.20

3

MATERIAIS

3.1. VIA DE CIRCULAÇÃO DO METRO

A via adotada para a circulação do metro é uma via sem utilização de balastro. Esta opção apresenta algumas vantagens em relação às vias balastradas uma vez que permite, normalmente, uma melhor drenagem, não estando sujeita à contaminação de balastro nem ao aumento de finos. Apresenta um maior ciclo de vida útil e não tem problemas de assentamento provocados devido ao comportamento plástico do balastro. As vias balastradas apresentam custos de execução por norma menores, no entanto requerem maior manutenção. Desta forma, para o tempo de vida útil quer da ponte, quer da via não balastrada, esta apresenta custos inferiores em comparação com a balastrada. (Oliveira, 2013)

A via não balastrada é suportada por uma estrutura metálica de longarinas e carlingas, onde apoiam os berços que recebem as travessas e as fixam com recurso a tirafundos. O amortecimento é assegurado com recurso ao sistema DELKOR Alt 1 (Figura 3.1). Assim, a via a implementar é constituída pelos seguintes elementos (Metro do Porto, 2017a):

- Travessas de madeira Azobé;
- Placa intercalar canelada em borracha, com 138*180*9 mm³;
- Carril 35GP 13;
- Sistema DELKOR Alt 1, da VOSSLOH;
- Conjunto de fixação VOSSLOH.

As travessas de madeira possuem uma secção 0.15*0.28*1.8 m³ e assentam nos dois perfis HE 100 A dispostos longitudinalmente ao longo do tabuleiro.

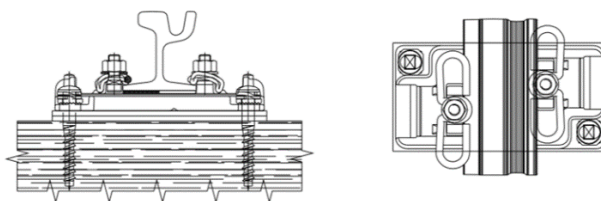


Figura 3.1 - Fixação sistema DELKOR Alt 1 (corte transversal e vista em planta) (Farelo, 2010)

3.2. Aço

As condições técnicas de fornecimento dos diversos tipos de aço são descritas pelas normas europeias “EN 10025: Produtos laminados a quente de aços de construção”. Esta norma encontra-se dividida em 6 partes distintas:

- NP EN 10025-1 2014: Condições técnicas gerais de fornecimento.
- NP EN 10025-2 2007: Condições técnicas de fornecimento para aços de construção não ligados.
- NP EN 10025-3 2009: Condições técnicas de fornecimento para aços de construção soldáveis de grão fino no estado normalizado / laminado normalizado.
- NP EN 10025-4 2009: Condições técnicas de fornecimento para aços de construção soldáveis de grão fino obtidos por laminação termomecânica.
- NP EN 10025-5 2009: Condições técnicas de fornecimento para aços de construção com superior resistência à corrosão atmosférica.
- NP EN 10025-6 2004 + A1 2009: Condições técnicas de fornecimento para produtos planos de aço de construção de alto limite elástico no estado temperado e revenido.

Para as diferentes secções foram utilizados os aços S 235 J0W e S 355 J0WP (NP EN 10025-5, 2009), o aço S 420 M/ML (NP EN 10025-4, 2009) e o aço S 460 Q/QL/QL1 (NP EN 10025-6 + A1, 2004/2009). Na Tabela 3.5 encontram-se definidas as características mecânicas dos aços utilizados na estrutura.

Para esta estrutura são utilizados 5 perfis metálicos (HE 100 A, HE 300 B, HE 700*352, HE 700*418 e HL 920*1377) do catálogo da empresa *ArcelorMittal* (ArcelorMittal, 2021). As características destes perfis metálicos encontram-se descritas na Tabela 3.1 e na Tabela 3.2.

Tabela 3.1 - Características dos perfis metálicos (parte 1)

Perfil	I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	i_y (cm)	I_z (cm ⁴)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	i_z (cm)	I_t (cm ⁴)	I_w (cm ⁶) (*10 ³)
HE 100 A	349.2	83.01	4.0	133.8	41.14	2.5	5.283	2.581
HE 300 B	25 160	1 868	12.9	8 562	870.1	7.5	189.1	1 687
HE 700*352	389 680	12 380	29.4	22 500	2 292	7.0	2 453	26 040
HE 700*418	472 500	14 840	29.8	27 760	2 796	7.2	3 961	32 840
HL 920*1377	3 035 400	67 740	41.5	206 350	14 160	10.8	60 450	485 320

Tabela 3.2 - Características dos perfis metálicos (parte 2)

Perfil	G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	h_i (mm)	A (cm ²)
HE 100 A	16.7	96.0	100.0	5.0	8.0	12	80.0	21.2
HE 300 B	117	300.0	300.0	11.0	19.0	27	262.0	149.1
HE 700*352	352	728.0	308.0	25.0	46.0	27	636.0	448.6
HE 700*418	418	744.0	313.0	29.5	54.0	27	636.0	531.9
HL 920*1377	1377	1 093.0	473.0	76.7	115.1	25	862.8	1 753.7

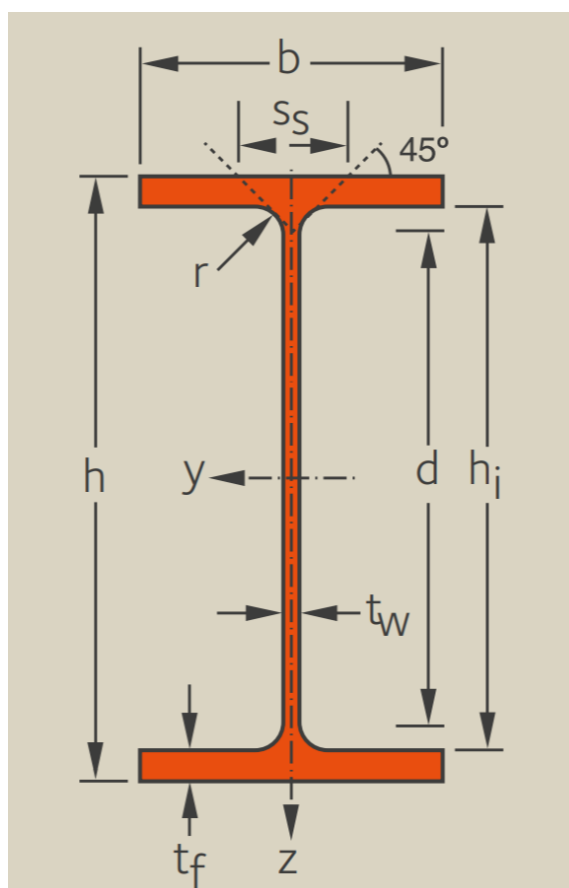


Figura 3.2 - Características das secções transversais dos perfis (adaptado de *ArcelorMittal*)

São também utilizadas duas secções tubulares retangulares distintas, designadas por “Coluna” e “Viga horizontal”, descritas com detalhe na Tabela 3.3 e na Tabela 3.4.

Tabela 3.3 - Características das secções tubulares retangulares metálicas (parte 1)

Secção	I_y (m ⁴)	$W_{pl,y}$ (m ³)	i_y (m)	I_z (m ⁴)	$W_{pl,z}$ (m ³)	i_z (m)
Coluna	5.864	3.665	1.094	4.348	3.221	0.942
Viga horizontal	0.073	0.145	0.337	0.073	0.145	0.337

Tabela 3.4- Características das secções tubulares retangulares metálicas (parte 2)

Secção	G (kg/m)	A (m ²)	h (m)	b (m)	e (m)
Coluna	36 908.32	4.90	3.20	2.70	0.50
Viga horizontal	5 025.81	0.64	1.00	1.00	0.20

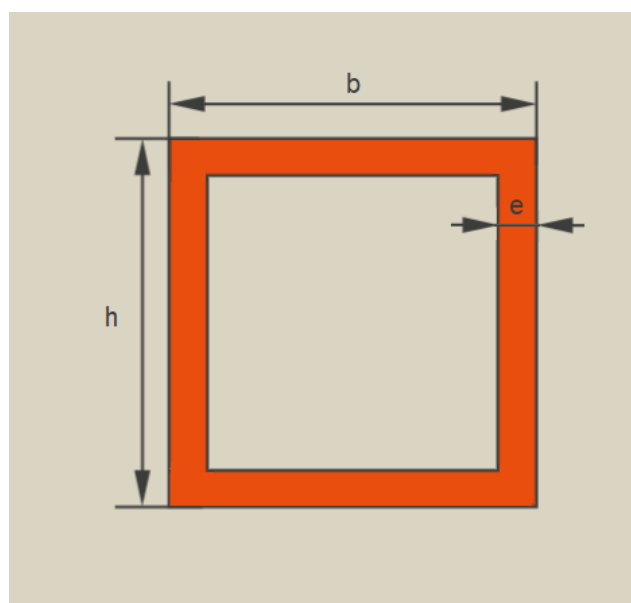


Figura 3.3 - Características das secções transversais tubulares retangulares

Tabela 3.5 - Características mecânicas dos aços

Designação	Tensão de cedência superior mínima (MPa)						Tensão de rotura (MPa)		
	Espessura nominal (mm)						Espessura nominal (mm)		
	≤ 16	> 16	> 40	> 50	> 63	> 100	< 3	≥ 3	> 100
		≤ 40	≤ 50	≤ 63	≤ 100	≤ 150		≤ 100	≤ 150
S 235 J0WP	235	225	215	215	-	-	360 a 510	360 a 510	360 a 510
S 355 J0WP	355	345	-	-	-	-	510 a 680	470 a 630	-
S 420 M/ML	420	400	390	390	-	-	(1)	(1)	(1)
S 460 Q/QL/QL1	460	460	460	440	440	400	550 a 720	550 a 720	500 a 670

(1) A tensão de rotura para o aço S 420 M/ML divide-se da seguinte forma:

- ≤ 40 mm - 520 a 680 MPa;
- > 40 mm e ≤ 63 mm - 500 a 660 MPa;
- > 63 mm e ≤ 80 mm - 480 a 640 MPa;
- > 80 mm e ≤ 100 mm - 470 a 630 MPa;
- > 100 mm e ≤ 120 mm - 460 a 620 MPa.

3.3. PRÉ-ESFORÇO

Os cabos de pré-esforço encontram-se definidos de acordo com as normas europeias “EN 10138: Pre-stressing steels”. Esta norma encontra-se dividida em 4 partes distintas, nomeadamente:

- EN 10138-1 2000: General requirements;
- EN 10138-2 2000: Wire;
- EN 10138-3 2005: Strand;
- EN 10138-4 2000: Bars.

Os cabos de pré-esforço são compostos por vários cordões que, por sua vez, são compostos por diversos fios. Os cordões de pré-esforço podem ser compostos por 2, 3 ou 7 fios com vários diâmetros diferentes. Assim, a designação dos diversos cordões consiste (EN 10138-3, 2005):

- No número da parte da norma EN 10138;
- No nome do aço incluindo:
 - A letra Y para aço de pré-esforço;
 - A tensão de rotura em MPa;
 - A letra S para cordões;
 - O número 2, 3 ou 7 para indicar o número de fios no cordão;
 - Quando adequado a letra G para indicar cordões compactados.
- No diâmetro nominal do cordão em mm;
- Quando necessário a letra I para indicar indentado;
- Na classe de fadiga (F1 ou F2);
- Na classe de corrosão por tensão (C1 ou C2).

Para esta estrutura os cordões considerados são do tipo EN 10138-3 Y 1860 S7 15.3, não estando designados na nomenclatura nem a classe de fadiga nem a classe de corrosão por tensão. Na Tabela 3.6 estão indicadas as dimensões e propriedades deste tipo de cordão.

Tabela 3.6 - Dimensões e propriedades do cabo de pré-esforço

Designação	Diâmetro (mm)	Área (mm ²)	Massa (kg/m)	f_{pk} (MPa)	$f_{p0.1k}$ (MPa)	E (GPa)
EN 10138-3 Y 1860 S7 15.3	15.3 ⁽¹⁾	140	1.093	1670	1860	195

- (1) Por vezes o valor do diâmetro aparece em polegadas em vez de milímetros na designação. Nesse caso o diâmetro será de 0.6" e a designação EN 10138-3 Y 1860 S7 0.6".

4

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA**4.1. REGULAMENTAÇÃO**

Todas as verificações e dimensionamentos são efetuados em concordância com as normas europeias (Eurocódigos) excetuando em casos esporádicos devidamente justificados em que tal não seja possível. São também tidas em consideração as normas portuguesas quando necessárias, nomeadamente o RSA.

As normativas europeias usadas durante a elaboração do projeto são as seguintes:

- NP EN 1990 2009: Bases para o projeto de estruturas.
- NP EN 1991-1-1 2009: Ações em estruturas. Ações gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.
- NP EN 1991-1-4 2010: Ações em estruturas. Ações gerais. Ações do vento.
- NP EN 1991-1-5 2009: Ações em estruturas. Ações gerais. Ações térmicas.
- NP EN 1991-2 2017: Ações em estruturas. Ações de tráfego em pontes.
- NP EN 1993-1-1 2010: Projeto de estruturas de aço. Regras gerais e regras para edifícios.
- NP EN 1998-1 2010: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
- EN 1990 2002 + A1 2005: Basis of structural design.
- EN 1993-1-5 2006: Design of steel structures. Plated structural elements.
- EN 1993-1-11 2006: Design of steel structures. Design of structures with tension components.
- EN 1993-2 2006: Design of steel structures. Steel Bridges.
- EN 1998-2 2005 + A2 2011: Design of structures for earthquake resistance. Bridges.

4.2. CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA

De acordo com o EC (NP EN 1990, 2009) as estruturas devem ser projetadas e construídas de modo que, durante o seu período de vida previsto, possam suportar todas as ações e influências suscetíveis de ocorrerem durante a sua execução e utilização e cumpram as condições de utilização especificadas para a estrutura. Nesse sentido, as estruturas devem ser projetadas para que tenham adequada resistência estrutural, de utilização e durabilidade.

A estrutura deve ser projetada de modo que a sua deterioração, ao longo da vida útil de projeto, não reduza o seu desempenho abaixo do prescrito, tendo em conta o ambiente e o nível de manutenção previsto.

O projeto desta ponte insere-se na categoria 5 de tempo de vida útil indicado no EC e na Tabela 4.1. Desta forma é assumido um valor de tempo de vida útil de 100 anos.

Tabela 4.1 - Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto (adaptado de NP EN 1990 2009)

<i>Categoria do tempo de vida útil de projecto</i>	<i>Valor indicativo do tempo de vida útil de projecto (anos)</i>	<i>Exemplos</i>
1	10	<i>Estruturas provisórias ¹⁾</i>
2	10 a 25	<i>Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios</i>
3	15 a 30	<i>Estruturas agrícolas e semelhantes</i>
4	50	<i>Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes</i>
5	100	<i>Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil</i>
<i>¹⁾ As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.</i>		

A estrutura deve satisfazer tanto os estados limites últimos como os estados limites de utilização. São classificados como estados limites últimos aqueles que se referem à segurança das pessoas e/ou à segurança da estrutura. Os estados limites de utilização referem-se ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspeto da construção. O dimensionamento em relação aos estados limites deve basear-se na utilização de modelos estruturais e de ações adequados aos estados limites a considerar. É necessário verificar-se que nenhum estado limite é excedido quando se utilizam nesses modelos os valores de cálculo relativos a ações, propriedades dos materiais e grandezas geométricas.

4.3. MODELOS DE ANÁLISE

Para análise da estrutura utilizou-se um modelo de barras tridimensional onde se simulou o comportamento da mesma e se estimaram os esforços dos vários elementos estruturais assim como o comportamento dinâmico da estrutura com base na análise modal.

4.3.1. PROGRAMA DE CÁLCULO

Para o cálculo de toda a estrutura é usado o programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021*, doravante designado apenas por *Robot*, onde são efetuadas todas as análises estáticas e dinâmicas assim como o dimensionamento das diversas secções.

Neste caso em estudo, são levados em consideração os efeitos de segunda ordem, designado no programa *Robot* por “P-Delta”. Para o cálculo da estrutura é também utilizada a análise “*large displacements*” presente no *Robot*, de tal forma que a carga é aplicada na estrutura por fases, levando assim em consideração as alterações provocadas na rigidez da estrutura por cada acréscimo de carga.

4.3.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

No modelo global considera-se o desenvolvimento do tabuleiro como representativo da direção do eixo “x”. Os eixos “y” e “z” representam a direção transversal e vertical do tabuleiro, respetivamente. Uma vez que se trata de uma estrutura apenas constituída por perfis metálicos para representação da mesma no *Robot*, não existe necessidade de aproximações, sendo deste modo utilizado um modelo muito semelhante à estrutura real.

Para o dimensionamento da estrutura são inicialmente elaborados dois modelos separados, um correspondente ao dimensionamento dos pilares e outro relativo ao tabuleiro. Este procedimento permite trabalhar com modelos mais simples facilitando assim o dimensionamento da estrutura. Após o dimensionamento da mesma são aglutinados os dois modelos num único modelo. É com base nesse modelo conjunto que todas as verificações são efetuadas.

Todos os perfis metálicos assim como os restantes componentes estruturais encontram-se representados por barras que se encontram alinhadas pelos centros de gravidade das secções transversais. Desta forma, para conseguir unir as diversas secções entre si é necessário recorrer a barras infinitamente rígidas sem massa que permitam a transmissão dos esforços entre as diversas secções. Na Figura 4.1 encontra-se representada a zona imediatamente inferior aos carris, um dos casos em que é necessário recorrer a este procedimento.

O modelo da estrutura é constituído por 7 068 barras e 11 272 nós.

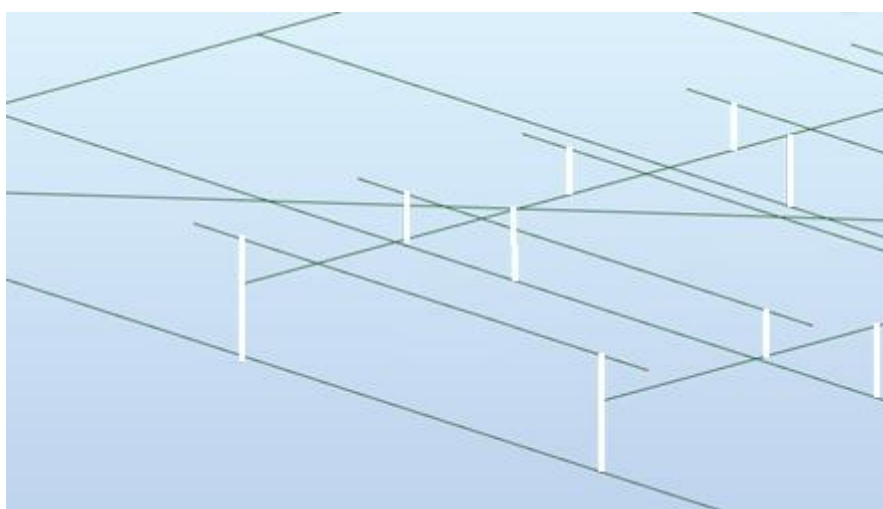


Figura 4.1 - Barras infinitamente rígidas (representadas a branco)

4.4. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

De acordo com os critérios estabelecidos no EC1 (NP EN 1991-1-1, 2009) consideram-se como ações de projeto as cargas permanentes e as diversas sobrecargas aplicáveis. As cargas permanentes incluem as ações do peso próprio, das restantes cargas permanentes bem como do pré-esforço aplicado. As sobrecargas, neste caso, incluem as provocadas pelo metro ligeiro e pela circulação de pessoas e ciclistas, e também as ações motivadas pelo vento, sismos, e pelas variações de temperatura. Não são consideradas as sobrecargas relativas à neve atendendo à localização da estrutura e são desprezadas também determinadas componentes transversais das sobrecargas do metro ligeiro como, por exemplo, a força de lacete.

4.4.1. AÇÕES PERMANENTES

4.4.1.1. Peso próprio

Os pesos próprios são calculados a partir das características geométricas das secções, tendo em conta os pesos das mesmas. As diversas características têm por base o catálogo de perfis disponibilizado pela *ArcelorMittal*. Assim, de acordo com a secção transversal representada na Figura 2.5, têm-se os seguintes pesos próprios por metro de desenvolvimento do tabuleiro.

Tabela 4.2 - Peso próprio da estrutura

	L_{trans} (m)	G (kN/m)	Nº de elementos	Carga (kN/m)
Perfil HE 300 B	5.66	1.15	2	12.99
Perfil HE 300 B	1.51 ⁽¹⁾	1.15	-	1.74
Perfil HE 700*352	11.16 ⁽²⁾	3.46	-	38.52
Perfil HL 920*1377	-	13.51	8.0	108.03
Total				161.28

- (1) Comprimento total de todos os elementos de perfil HE 300 B por metro de desenvolvimento do tabuleiro. Por esse motivo não é considerado o número de elementos.
- (2) Comprimento total de todos os elementos de perfil HE 700*352 por metro de desenvolvimento do tabuleiro. Por esse motivo não é considerado o número de elementos.

4.4.1.2. Restantes cargas permanentes

Para as restantes cargas permanentes são consideradas as ações descritas na Tabela 4.3. É considerada uma carga distribuída por metro de desenvolvimento do tabuleiro. De salientar que os valores descritos na Tabela 4.3 são calculados com mais casas decimais do que as aí mencionadas.

Para o pavimento relativo à circulação dos peões e dos ciclistas é considerada uma secção de madeira com vinte centímetros de altura apoiada nos perfis HL 920*1377.

Tabela 4.3 - Restantes cargas permanentes

	γ (kN/m ³)	A (m ²)	L_{trans} (m)	G (kN/m)	Nº de elementos por metro	Carga (kN/m)
Carris 35 GP	-	-	-	0.54	4.0	2.15
Catenária	-	-	-	0.30	2.0	0.60
Travessa madeira Azobé	10.50	0.05	1.80	0.80 ⁽¹⁾	1.7	1.33
Pavimento sup. madeira	3.43	0.20	6.12	4.20	1.0	4.20
Perfil HE 100 A	-	-	-	0.17	2.0	0.33
Caminhos evacuação Mad.	3.43	0.20	0.95	0.65	4.0	2.61
Guarda-corpos metálico	-	-	-	0.50	2.0	1.00
					Total	12.22

(1) Valor correspondente ao peso de uma travessa de madeira Azobé e não ao peso desta por metro.

Uma vez que neste trabalho não são nem dimensionadas nem consideradas as diversas ligações entre perfis, é assumido, de forma conservativa, um acréscimo ao peso total da estrutura de 5% de forma a simular o peso que estas implicam.

4.4.1.3. Pré-esforço

O pré-esforço é considerado como uma ação permanente aplicada à estrutura uma vez que, apesar de ser uma ação variável no tempo, este tende para um valor limite num prazo relativamente curto quando comparado com o período de vida da estrutura. A introdução de cabos de pré-esforço permite redistribuir as cargas produzindo efeitos favoráveis ou desfavoráveis consoante a secção em análise.

A ação do pré-esforço é considerada pela aplicação de cargas equivalentes. Estas cargas dependem da geometria dos cabos, da quantidade de cordões utilizados assim como da força de tensionamento aplicada. Neste caso é necessário que os cabos de pré-esforço tenham, pelo menos, a capacidade de suportar o peso do tabuleiro por motivos explicados no capítulo 5 referente ao processo construtivo. O peso do tabuleiro por metro de desenvolvimento corresponde a:

$$(161.28 + 12.22) * 1.05 = 182.175 \text{ kN/m} \quad (4.1)$$

A geometria do cabo de pré-esforço é descrita através da seguinte equação com origem de referencial no ponto mais baixo do cabo (correspondente ao ponto mais baixo da estrutura do tabuleiro a meio vão):

$$y = 8.1207133 * 10^{-4} * x^2 \quad (4.2)$$

No entanto, os pontos de contacto entre os cabos de pré-esforço e a estrutura encontram-se espaçados de 5 metros. Isto significa que é mais plausível considerar apenas os pontos de contacto entre os cabos de pré-esforço e a estrutura como pertencentes à equação (4.2) e uma disposição retilínea do cabo entre eles resultando na disposição ilustrada na Figura 4.2.

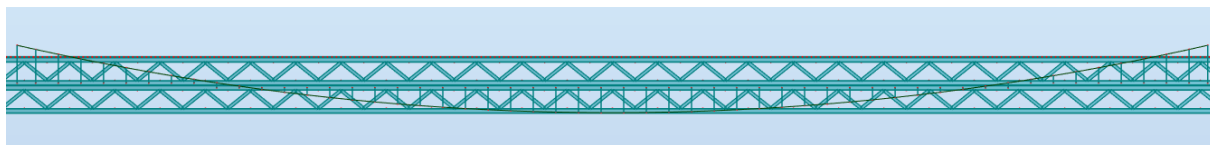


Figura 4.2 - Disposição do cabo de pré-esforço

Para o cálculo da força de pré-esforço aplicada nas selas de desvio admite-se a hipótese simplificada correspondente à introdução de pré-esforço exterior como força nodal equivalente à força de desvio, tal como ilustrado na Figura 4.4. O pré-esforço é considerado constante ao longo dos cabos e atuante com o seu valor útil (Melo e Reis, 2003). Assim, com base no somatório do conjunto de todas as forças verticais e com recurso ao *Excel*, é determinado um valor de força de pré-esforço total, P , a ser aplicada de 113 781.3 kN.

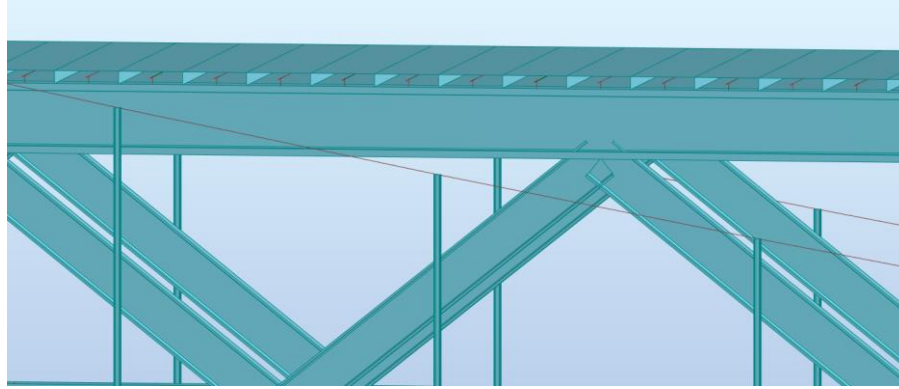


Figura 4.3 - Pormenor do cabo de pré-esforço

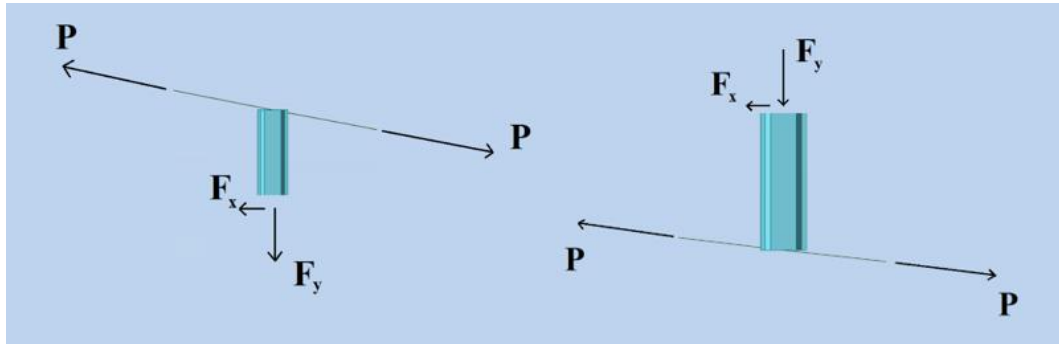


Figura 4.4 - Distribuição das forças nos pontos de contacto do cabo de pré-esforço

Uma vez que neste caso se trata de pré-esforço exterior aplicado numa estrutura metálica, não são consideradas perdas de tensão relevantes sendo estas, por isso, desprezadas.

Para o dimensionamento dos cabos de pré-esforço são considerados valores característicos de tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1 %, $f_{p0.1k}$, e de resistência à tração, f_{pk} , de 1670 MPa e de 1860 MPa, respetivamente. Assim, é considerada uma tensão máxima aplicada ao pré-esforço, $\sigma_{p,max}$, de 1488 MPa, tal como indicado na equação (4.3). A partir desse valor e de P é possível calcular a área transversal de pré-esforço necessária por cabo, A_p , com recurso à equação (4.4), sendo apenas necessário dividir a força P pelo número de cabos a ser dispostos, neste caso dois.

$$\sigma_{p,max} = \min\{0.8 * f_{pk}; 0.9 * f_{p0.1k}\} = 1\,488\,MPa \quad (4.3)$$

$$A_p = \frac{113\,781.3/2}{1\,488 * 10^3} = 0.03824\,m^2 \quad (4.4)$$

Levando em consideração cordões de pré-esforço com área de 1.4 cm², compostos por 7 fios cada, é assim necessário um total de 548 cordões de pré-esforço, distribuídos de forma igual por dois cabos de pré-esforço colocados nas partes laterais do tabuleiro com 274 cordões cada um (equação (4.5)).

$$n_p = \frac{A_p}{1.4 \cdot 10^{-4}} = 273.1 \approx 274 \quad (4.5)$$

Para a descrição desta força no programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021* é necessário o cálculo da extensão do cabo de pré-esforço. O alongamento do cabo em função da força aplicada obtém-se através da seguinte equação:

$$\Delta L = \frac{F \cdot L}{A \cdot E} \quad (4.6)$$

Para cabos de pré-esforço, tal como descrito no capítulo 3, o valor do módulo de elasticidade, E , corresponde a 195 GPa. O cabo de pré-esforço descarregado apresenta um comprimento, L , de 265.43 metros, obtendo-se desta forma:

$$\Delta L = \frac{\left(\frac{113\,781.3}{2}\right) \cdot 265.43}{195 \cdot 10^6 \cdot (274 \cdot 1.4 \cdot 10^{-4})} = 2.01873 \, m \quad (4.7)$$

O deslocamento de 2.01873 metros (valor correspondente a um encurtamento do cabo de forma a provocar forças de tração) corresponde a uma extensão, ε , de:

$$\varepsilon = \frac{2.01873}{265.43} = 0.00761 \quad (4.8)$$

A aplicação do pré-esforço origina forças equivalentes concentradas verticais e horizontais, F_v e F_h , aplicadas diretamente nos pilares. Estas forças são obtidas com recurso ao programa *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021*. Assim, quando apenas se encontra o peso próprio da estrutura e o pré-esforço total aplicado, em cada uma das zonas de amarração do cabo, tem-se: $F_v = 27\,034.98$ kN, com sentido descendente, e $F_h = 122\,115.86$ kN.

4.4.2. AÇÕES VARIÁVEIS

4.4.2.1. Sobrecargas

Sobrecargas em passeios

Sendo esta uma ponte ferroviária com tráfego pedonal e de ciclistas, a sobrecarga provocada por estes apresenta especial relevância. Assim, para projetos de pontes dotadas de pistas pedonais e/ou ciclovias, o EC1 (NP EN 1991-2, 2017) estabelece 3 modelos de carga verticais estáticas distintos no âmbito das verificações aos estados limites últimos e a determinados estados limites de utilização. O primeiro modelo de carga define uma carga uniformemente distribuída, q_{fk} , com valor entre 2.5 e 5 kN/m² dependendo do comprimento carregado e do tipo de utilização prevista. O segundo modelo considera uma carga concentrada, Q_{fwb} , de valor característico igual a 10 kN atuante numa superfície quadrada com 0.10 metros de lado. O terceiro modelo de carga leva em consideração a carga provocada pela circulação de veículos de serviço no passeio, Q_{serv} . Este modelo de carga é constituído por um grupo de dois eixos de 80 kN e 40 kN separados de 3 metros com uma largura de 1.3 metros e áreas de contacto quadradas com 0.2 metros de lado ao nível do revestimento (Figura 4.5). Deve ainda ser considerada uma força de frenagem correspondente a 60 % da carga vertical.

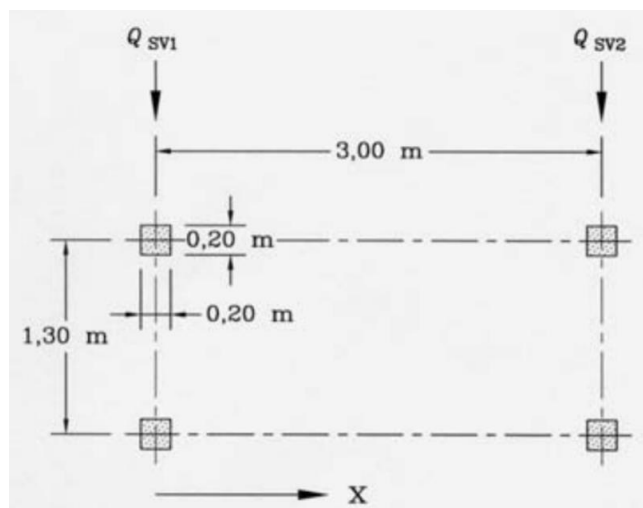


Figura 4.5 - Carga provocada por veículo de serviço (adaptado de NP EN 1991-2 2017)

Assim, a sobrecarga em passeios é tida em conta através da carga uniformemente distribuída e do terceiro modelo de carga. Segundo o EC1, uma vez que é considerada a circulação de veículos de serviço no passeio, não existe a necessidade de considerar o segundo modelo de carga. É ainda salientado no EC1 que não devem ser consideradas ações variáveis em simultâneo com a carga provocada pela circulação de veículos de serviço na ponte.

Devido à localização da ponte é considerado que esta pode ser utilizada por multidões, o que leva a que seja adotada uma carga uniformemente distribuída de 5 kN/m².

De acordo com o EC1 devem também ser considerados modelos de carga adequados para passadiços de inspeção em pontes e para as plataformas das pontes ferroviárias. Para estes modelos de carga é indicada a escolha entre uma carga uniformemente distribuída de 2 kN/m^2 ou concentrada de 3 kN aplicada numa superfície quadrada de $(0.20 \times 0.20) \text{ m}^2$. Tendo em conta as dimensões do vão nesta ponte, a carga uniformemente distribuída é mais desfavorável e por isso é a considerada nas combinações de ações aplicadas.

Sobrecarga do metro ligeiro

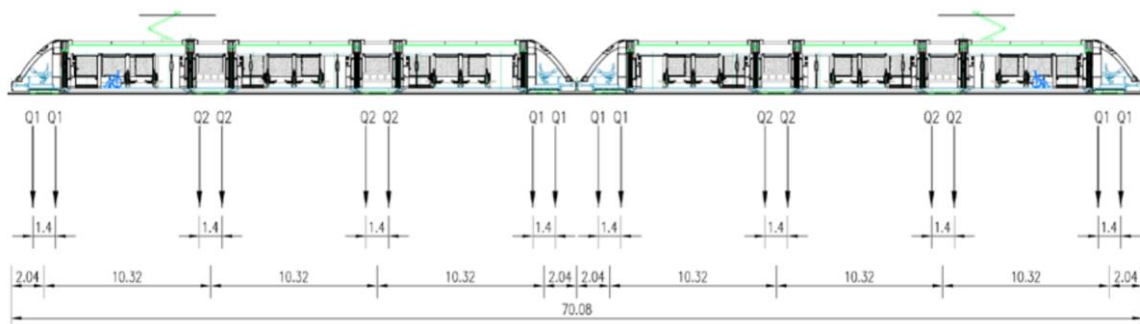
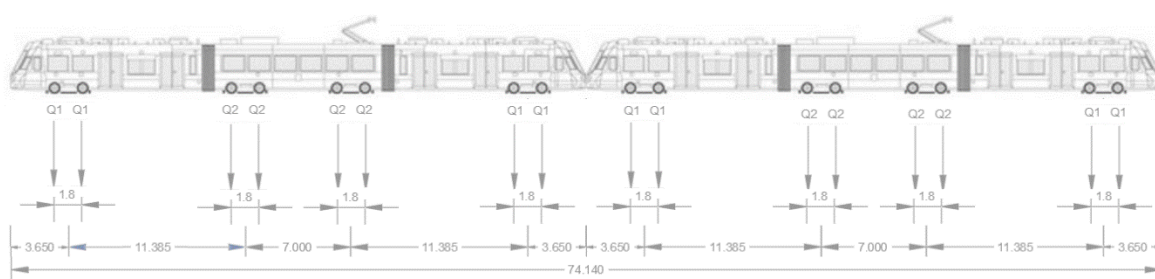
A sobrecarga resultante do uso da ponte pelo metro ligeiro não se encontra definida nem pelos Eurocódigos nem pelo RSA. Deste modo, para se obter as ações verticais provocadas pelo metro na estrutura opta-se por utilizar um modelo de carga correspondente aos veículos pertencentes à frota do metro do Porto completamente cheios (6 pessoas por metro quadrado). No cálculo é considerado um coeficiente de segurança relativo à sobrecarga em Estado Limite Último de 1.5, considerado suficiente para compreender possíveis alterações na gama de veículos utilizados pelo metro do Porto.

O metro do Porto é composto atualmente por 2 modelos de veículos diferentes, o *Eurotram* e o *Flexity Swift*, ambos fabricados pela *Bombardier*. A sobrecarga por eixo para o veículo *Eurotram* encontra-se representada na Figura 4.6, sendo $Q_1 = 60 \text{ kN}$ e $Q_2 = 110 \text{ kN}$. Desta forma, para a situação mais desfavorável, correspondente a dois veículos acoplados, obtém-se uma sobrecarga total de 1360 kN (Pinto, 2011). Para o veículo *Flexity Swift* a sobrecarga característica, obtida através da empresa Metro do Porto S.A., encontra-se representada na Figura 4.7 onde $Q_1 = 106.5 \text{ kN}$ e $Q_2 = 108.5 \text{ kN}$. Neste caso tem-se, para a situação mais desfavorável de dois veículos acoplados, uma sobrecarga total de 1720 kN .

De forma a considerar os efeitos dinâmicos devidos às vibrações provocadas pela circulação do metro é considerado o coeficiente dinâmico, φ , estabelecido no art.º 51 do RSA (RSA, 1983) para pontes ferroviárias, sendo admitida a validade deste modelo também para a circulação de metro ligeiro. O coeficiente dinâmico encontra-se então definido da seguinte forma:

$$\varphi = 1 + \left(\frac{2.16}{\sqrt{l} - 0.2} - 0.27 \right) \quad (4.9)$$

onde l é um comprimento de referência que, nesta ponte, corresponde ao vão do tabuleiro (270 metros). O coeficiente dinâmico encontra-se limitado pelo RSA a um valor máximo de 2 e mínimo de 1.1. Para um vão de 270 metros tem-se $\varphi = 0.863$, sendo assim considerado um coeficiente dinâmico de 1.1 tendo em conta as limitações já mencionadas. (**Nota:** todos os valores de Q_1 e Q_2 apresentados anteriormente encontram-se já multiplicados por este coeficiente).


 Figura 4.6 - Sobrecarga do veículo *Eurotram* (Pinto, 2011)

 Figura 4.7 - Sobrecarga do veículo *Flexity Swift*

Não foram considerados os efeitos provocados pelas excentricidades das cargas verticais uma vez que face ao reduzido peso do metro ligeiro estas não representam impacto relevante para a estrutura.

4.4.2.2. Variações de temperatura

Segundo o EC1 (EN 1991-1-5, 2009) a ação da temperatura no tabuleiro da ponte é avaliada a partir da componente da variação uniforme da temperatura e da variação diferencial de temperatura. A variação diferencial de temperatura compreende a componente linear vertical assim como a horizontal. No mesmo EC é também considerado o efeito das variações diferenciais de temperatura nos pilares da ponte. Desta forma, a distribuição da temperatura num determinado elemento estrutural poderá ser decomposta em 4 componentes essenciais, a variação uniforme de temperatura, ΔT_u , a variação linear diferencial de temperatura ao longo do eixo z e y, ΔT_{MY} e ΔT_{MZ} , respetivamente, e a variação não linear diferencial de temperatura, ΔT_E , tal como representado na Figura 4.8.

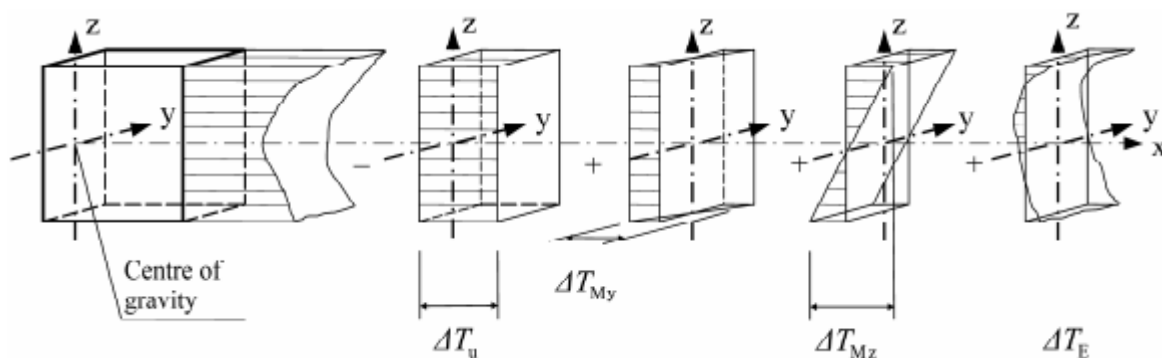


Figura 4.8 - Diagramas das componentes de um perfil de temperatura (adaptado de NP EN 1991-1-5 2009)

Variação uniforme de temperatura no tabuleiro

A componente da variação uniforme de temperatura depende das temperaturas mínima e máxima que a ponte pode atingir. Esta variação de temperatura induz em estruturas isostáticas uma variação de comprimento dos seus elementos.

Segundo as normas do EC1, a ponte em estudo apresenta um tabuleiro de tipo 1, correspondente a um tabuleiro de aço. Para este tipo de tabuleiros e para as condições climáticas de Portugal os valores das componentes das variações uniformes de temperatura mínima e máxima, $T_{e,min}$ e $T_{e,max}$ respetivamente, são obtidos através das seguintes equações:

$$T_{e,min} = T_{min} - 10 = 0 - 10 = -10 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4.10)$$

$$T_{e,max} = T_{max} + 15 = 40 + 15 = 55^{\circ}\text{C} \quad (4.11)$$

onde a temperatura mínima, T_{min} , e a máxima, T_{max} , do ar à sombra correspondem a $0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ e $40 \text{ }^{\circ}\text{C}$ para a zona onde se insere a ponte (Zona B). Desta forma, obtêm-se valores de $T_{e,min}$ e $T_{e,max}$ iguais a $-10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ e $55 \text{ }^{\circ}\text{C}$, respetivamente, que correspondem a uma amplitude total da componente da variação uniforme de temperatura da ponte, ΔT_N , de $65 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Para o cálculo da contração e dilatação máxima do tabuleiro é preciso considerar o valor da temperatura inicial da ponte, T_0 , no momento em que são introduzidos constrangimentos. Uma vez que nesta fase não é possível prever o valor de T_0 na fase relevante do seu travamento, em conformidade com o descrito no EC1, é assumido um valor de $T_0 = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ tal como indicado no Anexo Nacional. Assim, o valor característico da amplitude de contração máxima, $\Delta T_{N,con}$, e de dilatação máxima, $\Delta T_{N,exp}$, serão considerados da seguinte forma,

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 15 - (-10) = 25 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4.12)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 55 - 15 = 40 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4.13)$$

Variação diferencial de temperatura

Segundo o Anexo Nacional, presente no EC1, a quantificação das variações térmicas diferenciais, na direção vertical, deve ser feita com base na Abordagem 1 descrita no EC. Para esse efeito, são definidos os valores das variações diferenciais positivas ($\Delta T_{M,heat}$ – superfície superior mais quente) e negativas ($\Delta T_{M,cool}$ – superfície superior mais fria). Para um tabuleiro em aço tem-se,

$$\Delta T_{M,heat} = 18 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4.14)$$

$$\Delta T_{M,cool} = 12 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4.15)$$

Este valor de $\Delta T_{M,heat}$ e de $\Delta T_{M,cool}$ deve ainda ser multiplicado pelo fator k_{sur} para ter em consideração as diferentes espessuras da superfície do tabuleiro. Para o caso em estudo é considerada uma superfície sem revestimento levando assim a valores de k_{sur} de 0.7 e 0.9 de acordo com a Tabela 4.4. Desta forma tem-se:

$$\Delta T_{M,heat} = 18 * 0.7 = 12.6 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4.16)$$

$$\Delta T_{M,cool} = 12 * 0.9 = 10.8 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (4.17)$$

Tabela 4.4 - Valores recomendados de k_{sur} a considerar para espessuras do revestimento da superfície (adaptado de NP EN 1991-1-5 2009)

Pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias						
Espessura da superfície	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior	Face superior mais quente do que a face inferior	Face inferior mais quente do que a face superior
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
sem revestimento	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
impermeabilizada ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Balastro (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ Estes valores representam limites superiores para revestimentos de cor escura.

Apesar de, de uma forma geral, só ser necessário considerar a componente vertical da variação diferencial, neste caso em específico, uma vez que a orientação da ponte é propícia a que um dos lados fique mais exposto à luz solar do que o outro, deve considerar-se uma componente horizontal da variação

diferencial de temperatura. O EC1 recomenda nesta situação 5 °C para a variação diferencial linear da temperatura entre os bordos exteriores da ponte, independentemente da largura da ponte.

Devem ser consideradas no projeto as variações diferenciais de temperatura entre as faces exteriores opostas dos pilares. Devido à ausência de informações pormenorizadas assume-se o valor recomendado no EC de 15 °C.

4.4.2.3. Vento

A ação do vento apresenta grande complexidade e dificuldade na quantificação, especialmente nesta ponte, uma vez que, tendo um vão superior a 200 metros, a norma portuguesa do EC1 (NP EN 1991-1-4, 2010) não se aplica, obrigando assim à realização de ensaios em túnel de vento que permitam avaliar em rigor a ação do vento sobre a estrutura.

Com estes factos em consideração e devido à falta de meios que possibilitem o estudo exaustivo da ação do vento sobre esta ponte, é realizado apenas o estudo desta ação estaticamente. Desta forma, são consideradas a aplicação de forças equivalentes à ação do vento de modo a ter uma estimativa relativa às ações estáticas atuantes.

Apesar das normas referidas no EC1 não se aplicarem para a estrutura em estudo, devido à dificuldade em considerar a ação do vento de outra forma, esta ação é quantificada tanto no tabuleiro como nos pilares da ponte de acordo com o método simplificado aí descrito.

Assim, é necessário o cálculo do valor de referência da velocidade do vento, v_b , através da equação (4.18).

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (4.18)$$

em que:

v_b valor de referência da velocidade do vento, definido em função da direção do vento a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno da categoria II;

$v_{b,0}$ valor básico da velocidade de referência do vento;

c_{dir} coeficiente de direção;

c_{season} coeficiente de sazão.

O Anexo Nacional presente no EC1 divide o país em duas zonas distintas, a zona A que cobre a generalidade do território excetuando as regiões pertencentes à zona B onde se encontram os arquipélagos dos Açores e da Madeira assim como as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m. Uma vez que a ponte em estudo se encontra a menos de 5 km da costa considera-se pertencente à zona B onde, de acordo com a Tabela 4.5, $v_{b,0}$ é igual a 30 m/s.

Tendo em conta que não existem dados estatísticos do regime de vento da zona em estudo nem ensaios em túnel de vento que justifiquem a consideração de velocidades claramente inferiores às máximas no local de implantação da ponte é considerado c_{dir} igual a 1.0. O coeficiente de sazão, c_{season} , é considerado também igual a 1.0 dado que apenas seria razoável a redução deste coeficiente para estruturas provisórias apenas existentes entre Maio e Agosto do mesmo ano.

Tabela 4.5 - Valor básico da velocidade de referência do vento (adaptado de NP EN 1991-1-4 2010)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Como resultado tem-se assim:

$$v_b = 1.0 * 1.0 * 30 = 30 \text{ m/s} \quad (4.19)$$

A partir de v_b é possível calcular a velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$, dependente também da rugosidade do terreno e da orografia, por meio da seguinte expressão:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b \quad (4.20)$$

em que:

$c_r(z)$ coeficiente de rugosidade;

$c_o(z)$ coeficiente de orografia.

O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção em resultado da altura acima do nível do solo e da rugosidade do terreno a barlavento da construção na direção do vento considerada. Assim,

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (4.21)$$

em que:

z_0 comprimento de rugosidade

k_r coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através de:

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (4.22)$$

em que:

$z_{0,II} = 0.05$ m;

z_{min} altura mínima de acordo com Tabela 4.6;

z_{max} a ser considerada igual a 200 m.

De acordo com as categorias de terreno definidas na Tabela 4.6, admite-se que o terreno se enquadra como sendo de tipo I devido á proximidade com a zona costeira. Seria também possível considerá-lo de tipo II, no entanto, por questões conservativas, considera-se de tipo I. Assim, para esta categoria de terreno, segundo a Tabela 4.6 tem-se z_0 igual a 0.005 metros e z_{min} igual a 1.0 metro. Para o cálculo de $c_r(z)$ foi considerado um valor de z correspondente à cota do ponto mais alto do tabuleiro, 77.8 metros.

Tabela 4.6 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros (adaptado de NP EN 1991-1-4 2010)

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

Desta forma:

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{0.005}{0.05}\right)^{0.07} = 0.162 \quad (4.23)$$

$$c_r(z) = 0.162 * \ln\left(\frac{77.8}{0.005}\right) = 1.564 \quad (4.24)$$

O coeficiente de orografia, $c_o(z)$, é considerado 1.0 uma vez que os efeitos da orografia são desprezáveis. Assim, através da equação (4.20) tem-se:

$$v_m(z) = 1.564 * 1.0 * 30 = 46.92 \text{ m/s} \quad (4.25)$$

Definida a velocidade média do vento é necessária a definição da intensidade de turbulência à altura z , $I_v(z)$, como o quociente entre o desvio padrão da turbulência, σ_v , e a velocidade média do vento, $v_m(z)$.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad (4.26)$$

onde:

$$\sigma_v = k_r * v_b * k_I \quad (4.27)$$

em que:

k_I coeficiente de turbulência, com valor igual a 1.0.

Com todos os valores já calculados anteriormente obtém-se:

$$\sigma_v = 0.162 * 30 * 1.0 = 4.86 \text{ m/s} \quad (4.28)$$

$$I_v(z) = \frac{4.86}{46.92} = 0.104 \quad (4.29)$$

É, também, necessário o cálculo da pressão dinâmica de pico à altura z , $q_p(z)$, a qual resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento. O valor de $q_p(z)$ é calculado da seguinte forma:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \quad (4.30)$$

onde:

ρ massa volúmica do ar, correspondente a 1.25 kg/m^3

Assim, tem-se:

$$q_p(z) = [1 + 7 * 0.104] * \frac{1}{2} * 1.25 * 46.92^2 = 2377.61 \text{ N/mm}^2 \quad (4.31)$$

As forças exercidas pelo vento, F_w , sobre a ponte numa determinada direção são determinadas diretamente através da expressão (4.32):

$$F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z) * A_{ref} \quad (4.32)$$

em que:

$c_s c_d$ coeficiente estrutural;

c_f coeficiente de força relativo à construção ou ao elemento de construção;

A_{ref} área de referência da construção ou do elemento de construção.

Como não foi efetuada nenhuma análise dinâmica o coeficiente estrutural, $c_s c_d$, é considerado igual a 1.0.

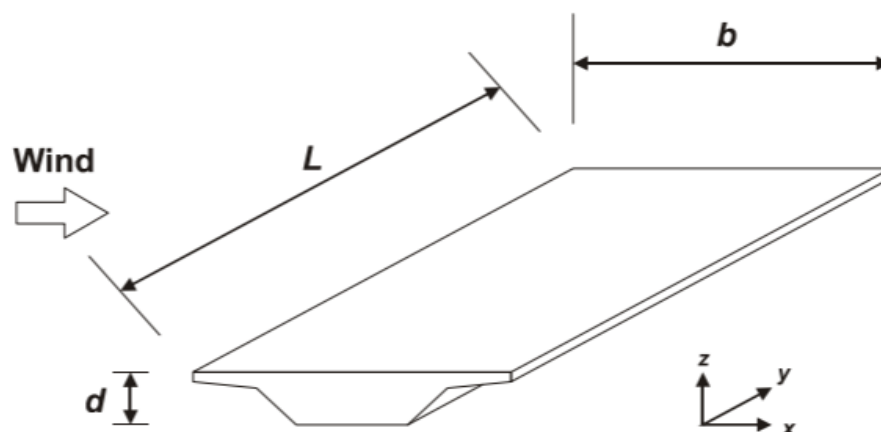


Figura 4.9 - Direções das ações do vento em pontes (adaptado de NP EN 1991-1-4 2010)

Atendendo ao referencial ilustrado na Figura 4.9, para o cálculo da força exercida pelo vento na direção x , $F_{w,x}$, é usado o coeficiente de força para as ações do vento em tabuleiros de pontes, $c_{fx,0}$. O valor de $c_{fx,0}$ é obtido em função de b e de d_{tot} . O valor de b corresponde à largura do tabuleiro da ponte, 6.114 metros neste caso, e o de d_{tot} é calculado tendo em conta a altura do tabuleiro e do guarda-corpos tal como indicado na Figura 4.10 e na Tabela 4.7.

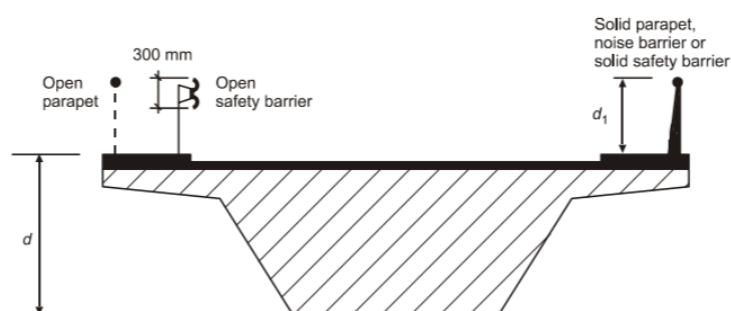

 Figura 4.10 - Altura a considerar para A_{ref} (adaptado de EN 1991-1-4 2010)

 Tabela 4.7 - Altura d_{tot} a considerar para A_{ref} (adaptado de NP EN 1991-1-4 2010)

Barreiras de segurança	num lado	nos dois lados
Guarda-corpo vazado ou guarda de segurança vazada	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Guarda-corpo não vazado ou guarda de segurança não vazada	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Guarda-corpo vazado e guarda de segurança vazada	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Assim, d_{tot} , considerando um guarda-corpo não vazado com d_l igual a 1.1 metros, tem o valor de:

$$d_{tot} = 12.3 + 2 * 1.1 = 14.6 \text{ m} \quad (4.33)$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{6.114}{14.6} = 0.42 \quad (4.34)$$

Como nesta ponte a circulação do metro é feita no interior do tabuleiro, esta não influencia o valor de d_{tot} e por isso não existe a necessidade de considerar um valor diferente para combinações de ações com ou sem carga de tráfego. Deste modo, o valor de $c_{fx,0}$ é obtido através do gráfico presente na Figura 4.11, sendo igual a 2.4.

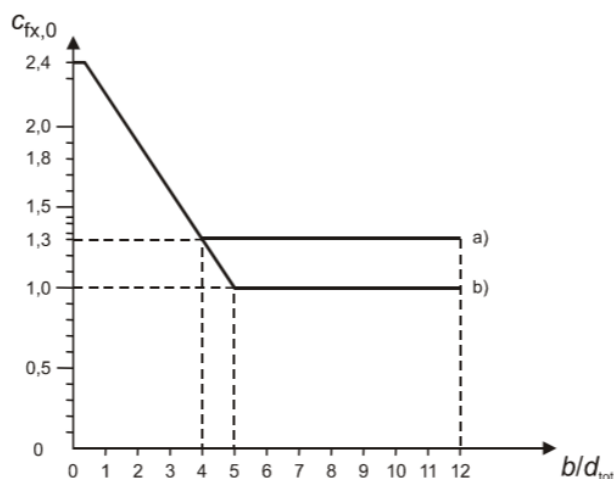


Figura 4.11 - Coeficiente de força $c_{fx,0}$ para tabuleiros de pontes (adaptado de NP EN 1991-1-4 2010)

De forma a obter um valor de força exercida pelo vento por metro de comprimento do tabuleiro, em vez de A_{ref} , na equação (4.32) será usado d_{tot} , não multiplicando assim pelo comprimento do tabuleiro. Desta forma:

$$F_{w,x} = 1.0 * 2.4 * 2377.61 * 14.6 = 83.31 \text{ kN/m} \quad (4.35)$$

Na direção y o EC1 estipula que se considerem forças equivalentes a 25 % das forças na direção x , o que corresponde a $F_{w,y}$ igual a 20.83 kN/m.

$$F_{w,y} = 0.25 * F_{w,x} = 20.83 \text{ kN/m} \quad (4.36)$$

A força do vento da direção z , $F_{w,z}$, é definida tendo em consideração um coeficiente de força, $c_{f,z}$, de 0.9. Neste caso a A_{ref} corresponde à largura do tabuleiro multiplicada pelo comprimento do mesmo. Tal como anteriormente, também aqui será usado o valor de b , 6.114 metros, em substituição de A_{ref} , de forma a obter uma força por metro de desenvolvimento do tabuleiro. Assim, tem-se:

$$F_{w,z} = 1.0 * 0.9 * 2377.61 * 6.114 = 13.09 \text{ kN/m} \quad (4.37)$$

Nota 1: Para o cálculo das forças provocadas pelo vento foram desconsiderados os efeitos aerodinâmicos provocados pela passagem do metro no tabuleiro tendo em conta a velocidade reduzida a que este circula.

Nota 2: De acordo com o EC1, parte 4, as forças produzidas nas direções x e y devem-se a vento soprando em direções diferentes e não são consideradas em simultâneo. Já as forças produzidas na direção z podem resultar de vento soprando numa larga gama de direções e devem ser consideradas simultaneamente com as forças produzidas em qualquer outra direção.

4.4.2.4. Sismo

A ação sísmica para pontes é descrita no EC8 (EN 1998-2 + A2, 2005/2011). O EC8 prevê a consideração de dois tipos de sismos num dimensionamento estrutural: sismo intraplacas e sismo interplacas. Ao primeiro tipo estão associados sismos de magnitudes elevadas, de longa duração e com predominância de frequências baixas. Já aos sismos interplacas estão associadas magnitudes moderadas, uma duração inferior e uma predominância de frequências mais elevadas. Estes tipos de sismos são designados de Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente.

De acordo com este Eurocódigo, em geral apenas três componentes de translação da ação sísmica precisam de ser tomadas em consideração para projetos de pontes. A ponte pode ser analisada de forma separada para cada uma das três componentes de translação longitudinal, transversal e vertical. É definido que os efeitos do sismo devem ser considerados através dos espetros de resposta definidos na primeira parte do EC8 (NP EN 1998-1, 2010).

Tendo em conta estudos já realizados em locais perto da localização desta ponte, de acordo com a Tabela 4.8, é possível classificar-se o terreno de implantação da ponte como sendo do tipo B.

Tabela 4.8 - Tipos de terreno (adaptado de NP EN 1998-1 2010)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

No âmbito do EC8, o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno (espectro de resposta elástica). De forma a evitar uma análise estrutural não elástica, a capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos, é tida em conta, efetuando-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica (espectro de cálculo). Esta redução é efetuada introduzindo o coeficiente de comportamento q .

O coeficiente de comportamento, q , é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5 % de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que possam ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura.

Segundo o EC8, o modo de cálculo dos espectros de resposta está definido em função dos seguintes parâmetros:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.38)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} \quad (4.39)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta * a_g \end{cases} \quad (4.40)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta * a_g \end{cases} \quad (4.41)$$

em que:

a_g valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I * a_{gR}$);

S coeficiente do solo;

T período de vibração;

T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S_d(T)$ espectro de cálculo;

q coeficiente de comportamento;

β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

A ponte em estudo pode considerar-se uma estrutura de grande importância, concebida para um período de vida útil maior que o habitual. Como tal, considera-se uma estrutura de classe de importância III, sendo por isso adotado um coeficiente de importância, γ_I , de 1.45 para ações sísmicas do tipo I e de 1.25 para o tipo II. A ponte é de ductilidade limitada dado o desconhecimento da ductilidade estrutural, considerando-se assim um coeficiente de comportamento, q , de 1.5.

Para determinar o valor de a_g é necessário obter o valor de a_{gR} , sendo este dependente da zona sísmica onde a estrutura se insere. De acordo com o anexo nacional presente no EC8, o concelho do Porto localiza-se na zona sísmica 1.6 e 2.5 para ações do tipo 1 e 2, respetivamente. Para a zona sísmica 1.6 tem-se, então, $a_{gR} = 0.35$ e para a zona 2.5, $a_{gR} = 0.8$. O valor de a_g obtém-se da multiplicação de a_{gR} pelo coeficiente de importância, γ_I .

$$a_{g,1} = 0.35 * 1.45 = 0.51 \text{ m/s}^2 \quad (4.42)$$

$$a_{g,2} = 0.80 * 1.25 = 1.00 \text{ m/s}^2 \quad (4.43)$$

O coeficiente do solo, S , depende do tipo de terreno e de a_g , sendo determinado da seguinte forma:

$$\text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2: \quad S = S_{max} \quad (4.44)$$

$$\text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2: S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} * (a_g - 1) \quad (4.45)$$

$$\text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2: \quad S = 1.0 \quad (4.46)$$

Para um terreno do tipo B o valor de S_{max} definido no Anexo Nacional do EC tanto para ações sísmicas de tipo 1 como 2 é de 1.35. Uma vez que o valor de a_g para os dois tipos de ação sísmica é inferior a 1 m/s^2 tem-se $S = S_{max}$, de acordo com a equação (4.44).

O limite inferior e superior do período no patamar de aceleração espectral constante, T_B e T_C , assim como o valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante, T_D , são definidos em função do tipo de terreno e ação sísmica. Na Tabela 4.9 estão definidos estes parâmetros assim como os restantes calculados anteriormente.

Tabela 4.9 - Parâmetros definidores do espectro de cálculo para a ação sísmica

	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	γ_I	a_{gr} (m/s ²)	a_g (m/s ²)
Ação tipo 1	1.35	0.10	0.60	2.00	1.45	0.35	0.51
Ação tipo 2	1.35	0.10	0.25	2.00	1.25	0.80	1.00

A partir dos parâmetros já definidos é possível obter os espectros de cálculo para o projeto. Na Figura 4.12 estão representados esses espectros de cálculo.

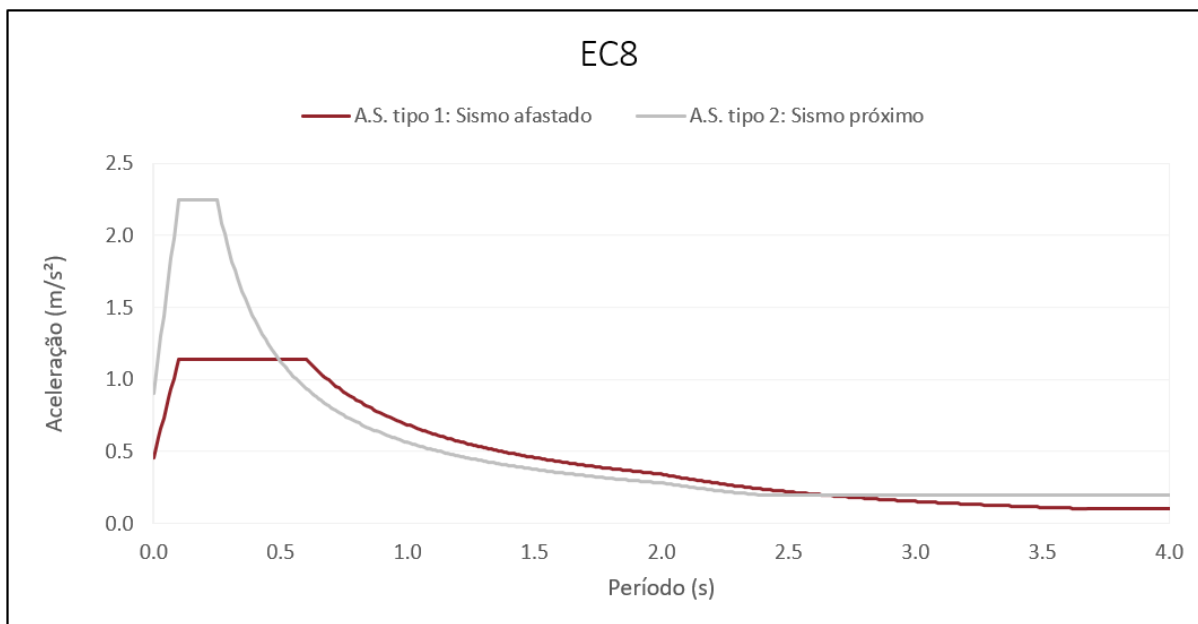


Figura 4.12 - Espectros de cálculo da ação sísmica

4.5. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Neste capítulo não são abordadas as combinações de ações relativas ao processo de construção da ponte. Essas combinações são abordadas no capítulo 5 onde é desenvolvido e detalhado todo o processo construtivo.

De acordo com o Anexo 2 presente no EC (EN 1990 + A1, 2002/2005) os efeitos de ações que não possam ocorrer simultaneamente devido a razões práticas ou funcionais não precisam de ser considerados na mesma combinação de ações. Neste sentido é considerado que apenas podem coexistir no tabuleiro da ponte duas composições de metro, estando estas a circular em sentidos opostos.

Para efeitos de verificação da segurança e conforto da ponte devem ser verificados os diferentes estados limites últimos e de utilização. Assim, devem ser tidos em consideração os seguintes estados limites últimos:

- EQU: corresponde à perda de equilíbrio estático do conjunto ou de parte da estrutura considerada como corpo rígido. Em geral, não são condicionantes as resistências dos materiais da estrutura ou do terreno.
- STR: corresponde à rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais onde a resistência dos materiais da estrutura é condicionante.
- GEO: corresponde à rotura ou deformação excessiva do terreno. Neste caso as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a resistência da estrutura.
- FAT: corresponde à rotura por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

Para efeitos de elaboração desta tese não são considerados os estados limites últimos GEO e FAT.

Os estados limites de utilização referem-se ao conforto dos utilizadores da estrutura, à durabilidade da estrutura, aparência e de um modo geral à correta capacidade de funcionamento da mesma. As deformações e vibrações assumem considerável relevo nestes casos.

O EC define que, para pontes ferroviárias, as cargas provocadas por neve não precisam de ser tidas em conta exceto para determinadas áreas geográficas, como tal estas não são verificadas neste projeto. É ainda referido que para combinações de ações onde seja considerado o tráfego (carga vertical e horizontal) e vento deve ser considerado como ação variável principal cada uma delas uma de cada vez, sendo a carga vertical provocada pelo tráfego multiplicada pelo fator dinâmico. Para a verificação de estabilidade não existe necessidade do uso do fator dinâmico.

Para devida caracterização das combinações de ações a ter em conta no dimensionamento da estrutura têm de ser determinados os diversos coeficientes das ações variáveis, ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 , onde:

- ψ_0 : corresponde ao coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável.
- ψ_1 : corresponde ao coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável.
- ψ_2 : corresponde ao coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

Assim, o EC define os diversos coeficientes para ações a ter em conta nas diferentes combinações. Os valores dos vários coeficientes recomendados para ações de tráfego pedonal, ferroviário, vento e temperatura encontram-se na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Valores recomendados dos fatores ψ

Ações		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Tráfego pedonal	Q_{fk}	0.40	0.40	0.00
Tráfego ferroviário	Comboio real, M_{fk}	1.00	1.00	0.00
Outras ações	Carga de manutenção para camiões sem acesso ao público, $Q_{fk,m}$	0.80	0.50	0.00
Vento	F_{wk}	0.75	0.50	0.00
Temperatura	T_k	0.60	0.60	0.50

4.5.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

EQU

Para verificação do estado limite último em relação ao EQU, o EC define as combinações de ações de acordo com o descrito na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Valores de cálculo das ações (EQU)

Ações permanentes		Pré-esforço	Ação variável de base	Ações variáveis acompanhantes
Desfavoráveis	Favoráveis			
$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Para esta combinação os valores de γ_F que devem ser adotados são os seguintes:

- $\gamma_{G,sup} = 1.05$
- $\gamma_{G,inf} = 0.95$
- $\gamma_Q = 1.35$ para ações de tráfego pedonal e rodoviário nos casos desfavoráveis (0.00 nos casos favoráveis)
- $\gamma_Q = 1.45$ para ações de tráfego ferroviário nos casos desfavoráveis (0.00 nos casos favoráveis)
- $\gamma_Q = 1.50$ para as restantes ações variáveis nos casos desfavoráveis (0.00 nos casos favoráveis)
- $\gamma_P = 1.30$ nos casos desfavoráveis (1.00 nos casos favoráveis)

Consequentemente, tem-se, para a estrutura em estudo, as seguintes combinações de ações:

Tabela 4.12 - Combinações para EQU

Combinação	Ação variável de base	Expressão ⁽¹⁾
1	Tráfego pedonal	$1.05 * G_{k,j,sup} "+" 1.00 * P "+" 1.35 * (Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m}) "+" 1.45 * 1.00 * M_{fk} "+" 1.50 * (0.75 * F_{wk} "+" 0.60 * T_k)$
2	Tráfego ferroviário	$1.05 * G_{k,j,sup} "+" 1.00 * P "+" 1.35 * (0.40 * Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m}) "+" 1.45 * M_{fk} "+" 1.50 * (0.75 * F_{wk} "+" 0.60 * T_k)$

3	Vento	$1.05 * G_{k,j,sup} "+" 1.00 * P "+" 1.35 * (0.40 * Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m})$ $ "+" 1.45 * 1.00 * M_{fk} "+" 1.50 * (F_{wk} "+" 0.60 * T_k)$
4	Temperatura	$1.05 * G_{k,j,sup} "+" 1.00 * P "+" 1.35 * (0.40 * Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m})$ $ "+" 1.45 * 1.00 * M_{fk} "+" 1.50 * (0.75 * F_{wk} "+" T_k)$
5	-	$0.95 * G_{k,j,inf}$

(1) "+" significa "a combinar com"

STR

Para verificação do estado limite último em relação ao STR, o EC define as combinações de ações da seguinte forma:

Tabela 4.13 - Valores de cálculo das ações (STR)

Ações permanentes		Pré-esforço	Ação variável de base	Ações variáveis acompanhantes
Desfavoráveis	Favoráveis			
$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Para esta combinação os valores de γ_F que devem ser adotados são os seguintes:

- $\gamma_{G,sup} = 1.35$
- $\gamma_{G,inf} = 1.00$
- $\gamma_Q = 1.35$ para ações de tráfego pedonal e rodoviário nos casos desfavoráveis (0.00 nos casos favoráveis)
- $\gamma_Q = 1.45$ para ações de tráfego ferroviário nos casos desfavoráveis (0.00 nos casos favoráveis)
- $\gamma_Q = 1.50$ para as restantes ações variáveis nos casos desfavoráveis (0.00 nos casos favoráveis)
- $\gamma_P = 1.00$

Consequentemente, tem-se, para a estrutura em estudo, as combinações de ações descritas na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Combinações para STR

Combinação	Ação variável de base	Expressão ⁽¹⁾
1	Tráfego pedonal	$1.35 * G_{k,j,sup} "+" 1.00 * P "+" 1.35 * (Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m}) "+"$ $1.45 * 1.00 * M_{fk} "+" 1.50 * (0.75 * F_{wk} "+" 0.60 * T_k)$
2	Tráfego ferroviário	$1.35 * G_{k,j,sup} "+" 1.00 * P "+" 1.35 * (0.40 * Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m})$ $ "+" 1.45 * M_{fk} "+" 1.50 * (0.75 * F_{wk} "+" 0.60 * T_k)$
3	Vento	$1.35 * G_{k,j,sup} "+" 1.00 * P "+" 1.35 * (0.40 * Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m})$ $ "+" 1.45 * 1.00 * M_{fk} "+" 1.50 * (F_{wk} "+" 0.60 * T_k)$
4	Temperatura	$1.35 * G_{k,j,sup} "+" 1.00 * P "+" 1.35 * (0.40 * Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m})$ $ "+" 1.45 * 1.00 * M_{fk} "+" 1.50 * (0.75 * F_{wk} "+" T_k)$

(1) "+" significa "a combinar com"

Sismo

Em relação aos estados limites últimos deve ainda ser considerada a combinação relativa à ação sísmica. Neste caso o EC define a combinação de ações a ter em conta da seguinte forma:

Tabela 4.15 - Valores de cálculo das ações (Sismo)

Ações permanentes		Pré-esforço	Ação Sísmica	Ações variáveis acompanhantes
Desfavoráveis	Favoráveis	P	A_{Ed}	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$
$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$			

Assim, tem-se, para a estrutura em estudo, a seguinte combinação de ações:

Tabela 4.16 - Combinação para ação sísmica

Combinação	Ação variável de base	Expressão ⁽¹⁾
1	Ação sísmica	$G_{k,j,sup} \text{ "+" } P \text{ "+" } A_{Ed} \text{ "+" } 0.50 * T_k$ ⁽²⁾

(1) "+" significa "a combinar com"

(2) Os valores de Ψ_2 para as ações de tráfego pedonal e ferroviário, vento e "outras ações" correspondem a 0.00 e por isso não se encontram representados.

4.5.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Para o estado limite de utilização, no decurso das verificações necessárias, devem ser consideradas as combinações de ações consoante o descrito na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 - Valores de cálculo das ações (ELS)

Combinação	Ações Permanentes		Pré-es-forço	Ações Variáveis	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Base	Acompanhante
Característica	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequente	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quase-Permanente	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Desta forma, para o estado limite de serviço têm-se em consideração as combinações presentes na Tabela 4.18.

Tabela 4.18 - Combinações para ELS

Combinação	Ação var. de base	Expressão ⁽¹⁾ ⁽²⁾
Característica	1 Tráfego pedonal	$G_{k,j,sup} "+" P "+" Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m} "+" 1.00 * M_{fk} "+" 0.75 * F_{wk} "+" 0.60 * T_k$
	2 Tráfego ferroviário	$G_{k,j,sup} "+" P "+" 0.40 * Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m} "+" M_{fk} "+" 0.75 * F_{wk} "+" 0.60 * T_k$
	3 Vento	$G_{k,j,sup} "+" P "+" 0.40 * Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m} "+" 1.00 * M_{fk} "+" F_{wk} "+" 0.60 * T_k$
	4 Temperatura	$G_{k,j,sup} "+" P "+" 0.40 * Q_{fk} "+" 0.80 * Q_{fk,m} "+" 1.00 * M_{fk} "+" 0.75 * F_{wk} "+" T_k$
Frequente	1 Tráfego pedonal	$G_{k,j,sup} "+" P "+" 0.40 * Q_{fk} "+" 0.50 * T_k$
	2 Tráfego ferroviário	$G_{k,j,sup} "+" P "+" 1.00 * M_{fk} "+" 0.50 * T_k$
	3 Vento	$G_{k,j,sup} "+" P "+" 0.75 * F_{wk} "+" 0.50 * T_k$
	4 Temperatura	$G_{k,j,sup} "+" P "+" 0.60 * T_k$
Quase-Permanente	-	$G_{k,j,sup} "+" P "+" 0.50 * T_k$

(1) "+" significa "a combinar com"

(2) Os valores de Ψ_2 para as ações de tráfego pedonal e ferroviário, vento e "outras ações" correspondem a 0.00 e por isso não se encontram representados.

4.6. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DO TABULEIRO

Para a verificação do estado limite das diversas secções do tabuleiro é necessário avaliar a classe de cada uma delas de acordo com EC3 (NP EN 1993-1-1, 2010). A classificação das secções transversais tem como objetivo identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local. Existem quatro classes de secções definidas no EC3 da seguinte forma:

- As secções transversais de Classe 1 são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- As secções transversais de Classe 2 são aquelas em que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- As secções transversais de Classe 3 são aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- As secções transversais de Classe 4 são aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

A classe das diversas secções depende também da classe de aço utilizado. Assim, encontra-se na Tabela 4.19 um resumo das diversas classes de aço e de secção.

Tabela 4.19 - Classes do aço e secções utilizadas no tabuleiro

Secção	Classe de aço	Classe da secção
HE 100 A	S 355 J0WP	1
HE 300 B	S 235 J0W	1
HE 700*352	S 235 J0W	1
HE 700*418	S 420 M/ML	1
HL 920*1377	S 460 Q/QL/QL1	1

4.6.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

De acordo com o EC3 (EN 1993-2, 2006), para uma ponte onde todas as secções sejam de classe 1 os efeitos da variação de temperatura, retração e assentamento no ELU podem ser ignorados. Neste euro-código estão também definidos os fatores parciais, γ_M , que devem ser aplicados aos vários fatores de resistência. Para o caso em estudo apresentam relevância os apresentados na Tabela 4.20.

Tabela 4.20 - Coeficientes parciais de segurança

Resistência de secções transversais de qualquer classe	γ_{M0}	1.00
Resistência dos elementos a instabilidade através de verificações individuais	γ_{M1}	1.10
Resistência à rotura de secções transversais tracionadas	γ_{M2}	1.25

De acordo com o EC3 , o valor de cálculo do efeito de uma ação em cada secção transversal não deve ser superior ao valor de cálculo da resistência correspondente e, no caso de vários efeitos de ações atuarem simultaneamente, o seu efeito combinado não deve exceder a resistência correspondente a essa combinação.

Doravante são explicados os métodos usados para a verificação à segurança das diversas secções, que são, por vezes, apenas aplicáveis para secções transversais de classe 1 e 2, uma vez que, no caso em estudo, não se recorre a outras classes.

Tração

Assim, para elementos onde apenas existam forças de tração aplicadas, a verificação dos mesmos tem de ser efetuada de modo que seja verificada a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.47)$$

onde:

N_{Ed} esforço axial atuante

$N_{t,Rd}$ esforço normal resistente de tração

O valor de $N_{t,Rd}$ deve ser calculado da seguinte forma:

$$N_{t,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.48)$$

em que,

A área da secção transversal

f_y valor nominal da tensão de cedência do aço

Compressão

As secções sujeitas apenas a esforços de compressão, são avaliadas de forma semelhante às tracionadas, tendo de respeitar a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.49)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.50)$$

onde:

$N_{c,Rd}$ esforço normal resistente de compressão

Momento fletor

Nos casos em que a única força atuante seja o momento fletor deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.51)$$

em que:

M_{Ed} valor de cálculo do momento fletor atuante

$M_{c,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal, calculado segundo a seguinte equação:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.52)$$

onde:

W_{pl} módulo de flexão plástica da secção transversal

Esforço transversal

É ainda necessário fazer as verificações para barras em que o único esforço atuante seja o transversal. Nestas situações a verificação é efetuada se for garantido o seguinte:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.53)$$

onde:

$V_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço transversal resistente, que para este projeto pode ser calculado da seguinte forma:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v * (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{M0}} \quad (4.54)$$

$$A_{v,z} = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f \geq \eta * h_w * t_w \quad (4.55)$$

$$A_{v,y} = A - (h_w * t_w) \quad (4.56)$$

em que:

$A_{v,z}$ área resistente ao esforço transversal vertical

$A_{v,y}$ área resistente ao esforço transversal horizontal

A área da secção transversal

b largura total

h altura total

h_w altura da alma

r raio de concordância

t_f espessura dos banzos

t_w espessura da alma

η considerado igual a 1.0 de forma conservativa

Para o esforço transversal, em almas sem reforços intermédios, é ainda necessária a verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal se:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 * \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (4.57)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.58)$$

Torção

Resta ainda, para barras sujeitas apenas a um tipo de esforço, efetuar a verificação para aquelas submetidas unicamente a torção. Nesta situação tem de se verificar o seguinte:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1.0 \quad (4.59)$$

Uma vez que no tabuleiro em estudo, com exceção dos perfis HL 920*1377, o momento torsor máximo apresentado corresponde a 0.964 kN·m este foi considerado desprezável face aos perfis utilizados. No caso das vigas constituídas por perfis HL 920*1377 o momento torsor máximo corresponde a 62.795 kN·m. De forma a perceber se este momento torsor poderia ter relevância face ao perfil de grandes dimensões são efetuados os cálculos descritos a seguir.

Considerando um momento torsor de 62.795 kN·m e desprezando a contribuição da alma na resistência a este momento pode-se assumir que, tendo em conta a altura de um perfil HL 920*1377 ($h = 1\,093.0$ mm), a força transversal, F_t , aplicada em cada um dos banzos corresponde a 57.45 kN, tal como indicado na expressão (4.60). Já a força resistente de cada banzo a uma força transversal, $F_{t,Rd}$, corresponde a 14 458.8 kN, tal como demonstrado na expressão (4.61), onde é considerada a largura e altura do banzo, respetivamente 473 mm e 115.1 mm, para além da resistência da classe de aço utilizada, S 460 Q/QL/QL1.

$$F_t = \frac{62.795}{1.093} = 57.45 \text{ kN} \quad (4.60)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.473 * 0.1151 * 460\,000}{\sqrt{3}} = 14\,458.8 \text{ kN} \quad (4.61)$$

Assim, percebe-se que a diferença entre a força devida ao momento torsor e a resistência do perfil a esse momento é muito significativa, sendo a resistência do mesmo cerca de 250 vezes superior. Desta forma é considerado aceitável que se desprezem os efeitos dos momentos torsores na estrutura.

Flexão com esforço transversal

É, no entanto, necessário considerar os efeitos combinados das ações referidas anteriormente quando as barras se encontram sujeitas a mais do que um tipo de esforço. Assim, devem ser efetuadas verificações para as combinações de flexão com esforço transversal, flexão com esforço axial (flexão composta), flexão desviada e ainda nos casos em que se encontram presentes esforços axiais, transversos e fletores.

A presença de esforço transversal em conjugação com momentos fletores deve ser considerada no cálculo do momento fletor resistente. Este efeito pode, contudo, ser desprezado, exceto se a resistência da secção for reduzida pela encurvadura por esforço transversal, se:

$$V_{Ed} < 0.5 * V_{pl,Rd} \quad (4.62)$$

Nas situações em que a influência do esforço transversal sobre o momento fletor não puder ser desconsiderada, esta pode ser considerada utilizando uma tensão de cedência reduzida, calculada em (4.63) ou, para barras fletidas em relação ao eixo principal de maior inércia, com recurso à expressão (4.65).

$$(1 - \rho) * f_y \quad (4.63)$$

$$\rho = \left(\frac{2 * V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.64)$$

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho * A_w^2}{4 * t_w} \right] * f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd} \quad (4.65)$$

$$A_w = h_w * t_w \quad (4.66)$$

Flexão composta

Outra combinação de efeitos a ter em conta é a flexão composta. Neste caso a barra encontra-se submetida a esforços axiais e a momentos fletores. Para secções de classe 1 e 2 deve, então, ser satisfeito o seguinte critério:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (4.67)$$

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} * \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (4.68)$$

O efeito do esforço axial sobre o momento fletor em relação ao eixo y - y é desprezável se as seguintes considerações forem satisfeitas:

$$N_{Ed} \leq 0.25 * N_{pl,Rd} \quad (4.69)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.70)$$

Em relação ao eixo z - z não é necessário considerar o efeito do esforço axial sobre o momento fletor quando é respeitada a condição apresentada a seguir:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.71)$$

Flexão desviada

Existe ainda a possibilidade de a barra apresentar momentos segundo os eixos z - z e y - y ao mesmo tempo. Nesse caso ocorre uma flexão desviada que, segundo o EC3, deve ser verificada segundo o seguinte critério:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (4.72)$$

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd} * (1-n)}{(1-0.5*a)} \quad (4.73)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} * \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (4.74)$$

$$a = \frac{A-2*b*t_f}{A} \leq 0.5 \quad (4.75)$$

onde,

α igual a 2

β igual a $5*n$ e maior ou igual a 1

$M_{N,y,Rd}$ menor ou igual $M_{pl,y,Rd}$

$M_{N,z,Rd}$ se $n \leq a$ então $M_{N,y,Rd} = M_{pl,z,Rd}$

$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

Flexão composta com esforço transversal

Para as barras onde se encontrem simultaneamente esforços axiais, transversos e momentos fletores o EC3 estabelece que os seus efeitos devem ser considerados no cálculo do momento fletor resistente.

O efeito do esforço transversal pode, contudo, ser desprezado, exceto se a resistência da secção for reduzida pela encurvadura por esforço transversal, se for respeitada a condição imposta na equação (4.62). Caso essa condição não seja cumprida então os valores de cálculo da resistência da secção transversal à flexão composta devem ser calculados adotando uma tensão de cedência reduzida conforme as equações (4.63) e (4.64).

Encurvadura

Os elementos da estrutura comprimidos devem ser verificados em relação à encurvadura através de:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.76)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.77)$$

onde:

$N_{b,Rd}$ valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido

χ coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante

O valor do coeficiente de redução para o modo de encurvadura por flexão da barra, correspondente à adequada esbelteza normalizada, deve ser determinado para a flexão segundo o eixo y , χ_y , e z , χ_z , através de:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (4.78)$$

$$\Phi = 0.5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (4.79)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i * \lambda_I} \quad (4.80)$$

$$\lambda_I = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 * \varepsilon \quad (4.81)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2} \quad (4.82)$$

onde,

$\bar{\lambda}$ esbelteza normalizada do elemento

α fator de imperfeição

N_{cr} valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica

L_{cr} comprimento de encurvadura no plano de encurvadura associado

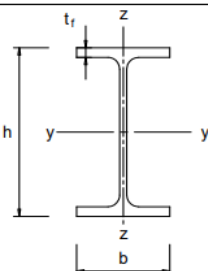
i raio de giração em relação ao eixo apropriado

O fator de imperfeição α corresponde à curva de encurvadura da secção em análise, sendo esta obtida através da Tabela 4.21. A curva de encurvadura é determinada com base nas características da secção em análise conforme apresentado na Tabela 4.22.

Tabela 4.21 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (adaptado de NP EN 1993-1-1)

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela 4.22 - Escolha da curva de encurvadura (adaptado de NP EN 1993-1-1)

Secção transversal		Limites		Encurva- dura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	S 235 S 275 S 355 S 420	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d	c c

Os efeitos da encurvadura podem, no entanto, ser ignorados se a esbelteza do elemento for inferior ou igual a 0.2 ou se N_{cr} for 250 vezes ou mais superior a N_{Ed} , sendo nesses casos apenas necessário efetuar as verificações de segurança das secções transversais.

É também necessário considerar a encurvadura do elemento em análise por torção ou por flexão-torção. Neste caso deve ser adotada uma esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}_T$, determinada da seguinte forma:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,TF}}} = \frac{L_{cr,TF}}{i * \lambda_I} \quad (4.83)$$

onde,

$N_{cr,TF}$ valor crítico do esforço axial associado ao modo de encurvadura por flexão-torção

Para a encurvadura por flexão-torção a curva de encurvadura deve ser determinada a partir da Tabela 4.22 considerando as curvas relativas ao eixo z .

Os elementos sem travamento lateral e solicitados à flexão em relação ao eixo principal de inércia devem ser verificados em relação à encurvadura lateral através de:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.84)$$

onde,

$M_{b,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura

Nas vigas onde o banzo comprimido tenha um travamento lateral suficiente não é necessário considerar a encurvadura lateral. Quando isso não se verifica o valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura deve ser calculado como indicado a seguir:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.85)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1.0 \quad (4.86)$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (4.87)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} \quad (4.88)$$

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{L^2} * \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2}{\pi^2} * \frac{G * I_t}{E * I_z}} \quad (4.89)$$

em que,

W_y módulo de flexão (para secções transversais de classe 1 e 2 igual a $W_{pl,y}$)

χ_{LT} coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral

α_{LT} fator de imperfeição

$\bar{\lambda}_{LT}$ esbelteza normalizada do elemento

M_{cr} momento crítico elástico para a encurvadura lateral

C_1 coeficiente relativo ao carregamento e condições de apoio

L comprimento de encurvadura lateral

O fator de imperfeição, α_{LT} , depende da curva de encurvadura correspondente ao perfil em análise. A curva de encurvadura deve ser determinada de acordo com a Tabela 4.23 e o fator de imperfeição de acordo com a Tabela 4.24.

Tabela 4.23 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas (adaptado de NP EN 1993-1-1 2010)

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b

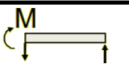
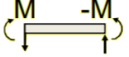
Tabela 4.24 - Valores recomendados do fator de imperfeição (adaptado de NP EN 1993-1-1 2010)

<i>Curva de encurvadura</i>	a	b	c	d
<i>Factor de imperfeição α_{LT}</i>	0,21	0,34	0,49	0,76

Para esbeltezas, $\bar{\lambda}_{LT}$, menores que 0.2 ou para $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0.04$, os efeitos da encurvadura lateral podem ser ignorados.

O coeficiente C_1 deve ser adotado consoante as condições de carregamento do elemento, tal como indicado na Tabela 4.25.

Tabela 4.25 - Valores do coeficiente C_1

Cargas	Momento fletor	$M_{\max}$	C_1
		M	1.000
		M	1.879
		M	2.752
		FL/4	1.365
		FL/8	1.132
		FL/4	1.046

Estabilidade dos elementos

É ainda necessário verificar a estabilidade dos elementos em análise. Assim, os elementos solicitados à flexão composta com compressão devem satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (4.90)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (4.91)$$

onde,

χ_y, χ_z coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão

χ_{LT} coeficiente de redução devido à encurvadura lateral

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ fatores de interação

Os coeficientes de redução já foram previamente calculados e os fatores de interação do tipo de secção e da classe da mesma. O EC3 estabelece 2 métodos para o cálculo dos fatores de interação, o método alternativo 1 e 2. Para o caso em estudo faz-se uso do método alternativo 2. Assim, os fatores de interação são calculados conforme descrito na Tabela 4.26 e na Tabela 4.27.

Tabela 4.26 - Fatores k_{ij} para elementos não suscetíveis à deformação por torção (adaptado de NP EN1993-1-1)

Factores de interacção	Tipo de secções	Hipóteses de cálculo
		Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
k_{yy}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	0,6 k_{zz}
k_{zy}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	0,6 k_{yy}
k_{zz}	Secções em I	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

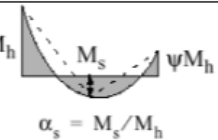
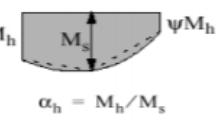
Tabela 4.27 - Fatores k_{ij} para elementos suscetíveis à deformação por torção (adaptado de NP EN1993-1-1)

Factores de interacção	Hipóteses de cálculo	
	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
k_{yy}	k_{yy} do Quadro B.1	k_{yy} do Quadro B.1
k_{yz}	k_{yz} do Quadro B.1	k_{yz} do Quadro B.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ para $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} do Quadro B.1	k_{zz} do Quadro B.1

*As referências ao Quadro B.1 são relativas à Tabela 4.26.

Os valores dos coeficientes de momento uniforme equivalente, C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} , dependem do diagrama de momentos fletores do elemento em análise e são calculados conforme a Tabela 4.28.

Tabela 4.28 - Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m (adaptado de EN NP1993-1-1)

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	C_{my} e C_{mz} e C_{mLT}		
		Carga uniforme	Carga concentrada	
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$, respectivamente.				
C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com:				
coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

Com base nestas verificações foi possível verificar o tabuleiro em relação ao estado limite último, para as combinações mais condicionantes. A combinação STR1 e EQU5, conforme apresentadas na Tabela 4.14 e Tabela 4.12 (com exceção da componente relativa à temperatura, que não foi considerada pelos motivos indicados no início deste subcapítulo), são aquelas que se mostram mais condicionantes. Na Tabela 4.29 e Tabela 4.30 são expostas as forças aplicadas nas barras condicionantes para a combinação STR1 e EQU5 respetivamente.

Tabela 4.29 - Forças aplicadas nas barras (combinação STR1)

Secção	Barra	$F_{x,Ed}$	$F_{y,Ed}$	$F_{z,Ed}$	$M_{x,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$
HE 100 A	13	44.25	1.75	73.97	0.00	24.92	0.15
HE 100 A	13	-98.95	21.84	-3.00	-0.02	0.87	2.15
HE 300 B	82	1 294.48	-1.98	-6.99	-0.01	-9.92	8.71
HE 300 B	1 787	37.55	0.30	138.24	-0.16	-173.47	2.83

HE 700*418	11 577	45.44	6.49	5 543.24	0.00	-4 266.86	5.00
HE 700*418	11 499	-1 575.78	10.93	-4 305.46	0.00	3 314.09	8.41
HL 920*1377	2	-32 925.67	217.18	-10.53	7.92	-116.66	410.86

Tabela 4.30 - Forças aplicadas nas barras (combinação EQU5)

Secção	Barra	$F_{x,Ed}$	$F_{y,Ed}$	$F_{z,Ed}$	$M_{x,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$
HE 700*352	11 372	-4 365.61	-1.03	-51.33	0.05	330.24	-2.15
HE 700*352	11 379	4 532.42	-0.29	105.46	-0.09	-375.14	0.79
HL 920*1377	1	28 773.67	-97.58	89.06	-15.43	1 093.05	175.30

Para a secção HE 100 A, a barra que apresenta maiores esforços é a 13, estando esta localizada no piso intermédio da estrutura tal como indicado na Figura 4.13. Os diagramas de momentos, esforços axiais e transversos desta barra são apresentados na Figura 4.14. Na Tabela 4.29 estão representadas as forças atuantes nesta barra nos pontos distanciados de 7.0 e 103.5 metros do início da mesma.

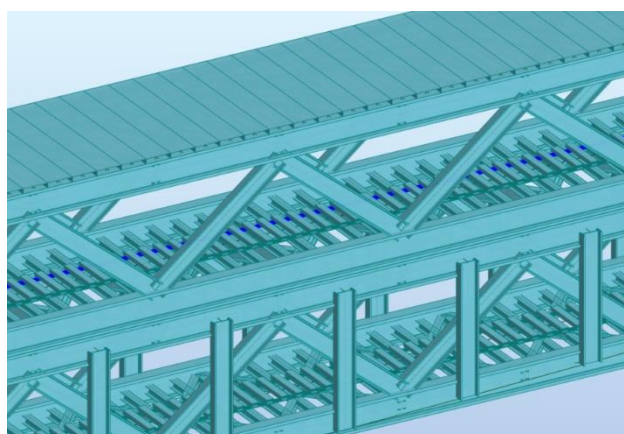


Figura 4.13 - Barra 13 (destacada a escuro)

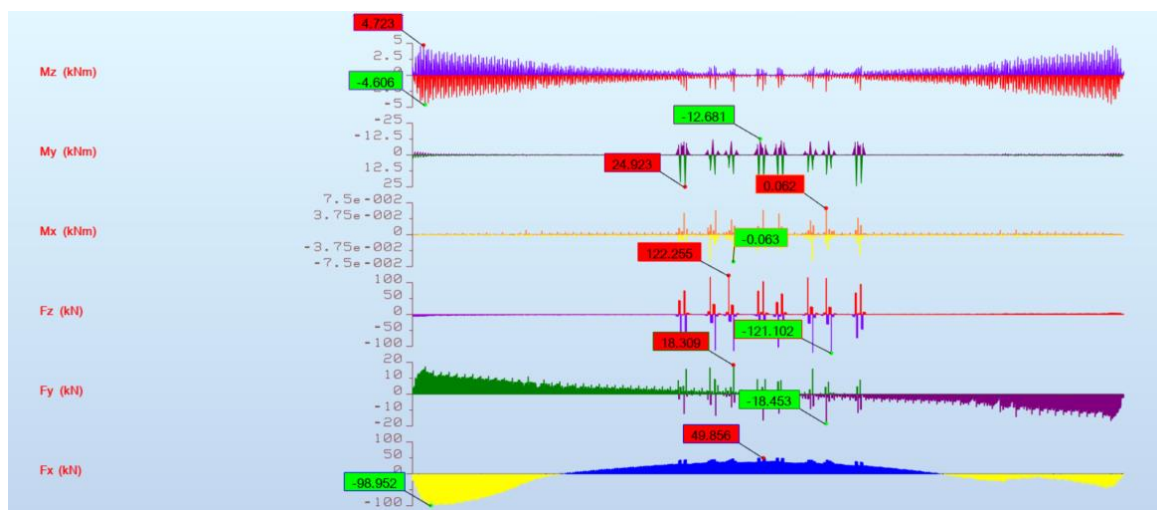


Figura 4.14 - Diagramas de forças e momentos da barra 13

Para a secção transversal HE 300 B as barras 82 e 1 787 são as mais condicionantes. A barra 82 pertence à treliça horizontal inferior (Figura 4.15) e a 1 787 às barras transversais que servem de suporte para o metro (Figura 4.16). Na Figura 4.17 e na Figura 4.18 estão representadas as forças atuantes na barra 82 e 1 787, respetivamente.

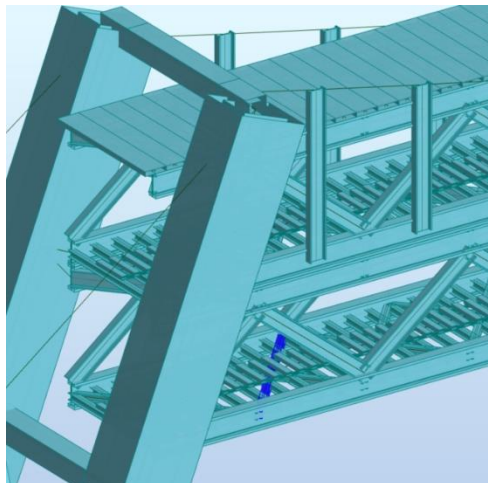


Figura 4.15 - Barra 82 (destacada a escuro)

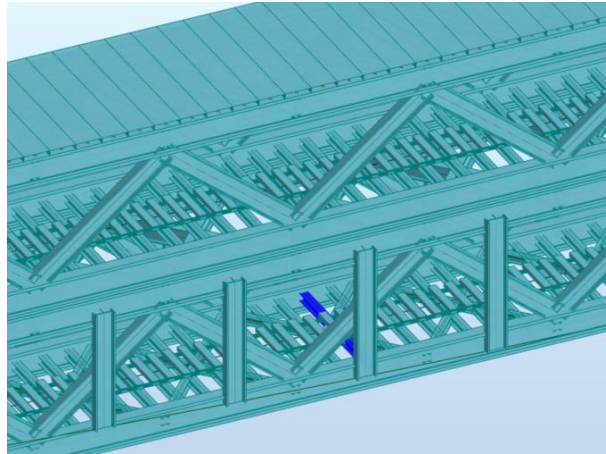


Figura 4.16 - Barra 1 787 (destacada a escuro)

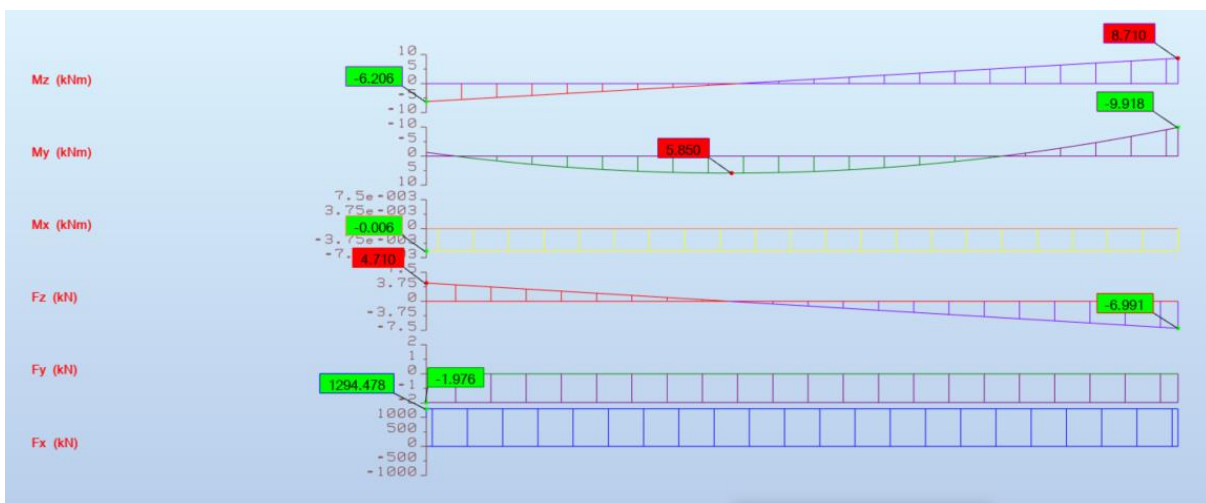


Figura 4.17 - Diagramas de forças e momentos da barra 82

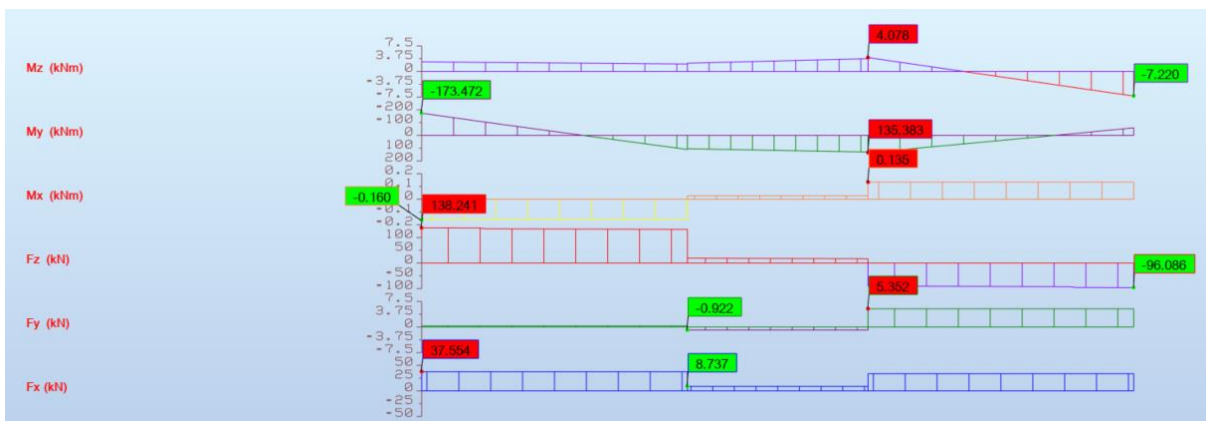


Figura 4.18 - Diagrama de forças e momentos da barra 1 787

Para a secção transversal HE 700*352 as barras 11 372 e 11 379 são as mais condicionantes. Tanto a barra 11 372 (Figura 4.19) como a 11 379 (Figura 4.20) pertencem à treliça vertical inferior. Na Figura

4.21 e na Figura 4.22 estão representadas as forças e momentos atuantes na barra 11 372 e 11 379, respetivamente.

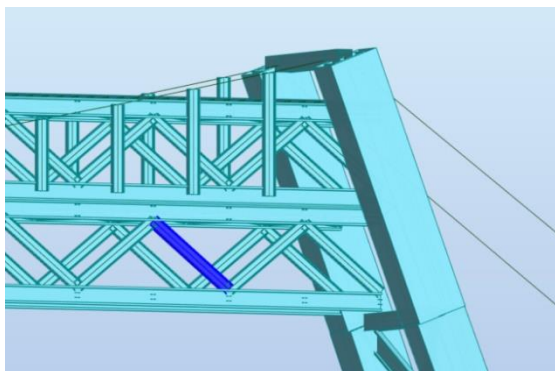


Figura 4.19 - Barra 11 372 (destacada a escuro)

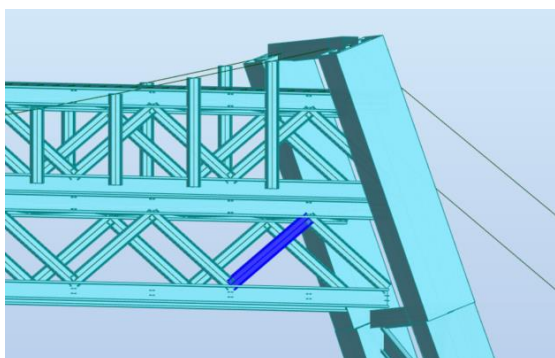


Figura 4.20 - Barra 11 379 (destacada a escuro)

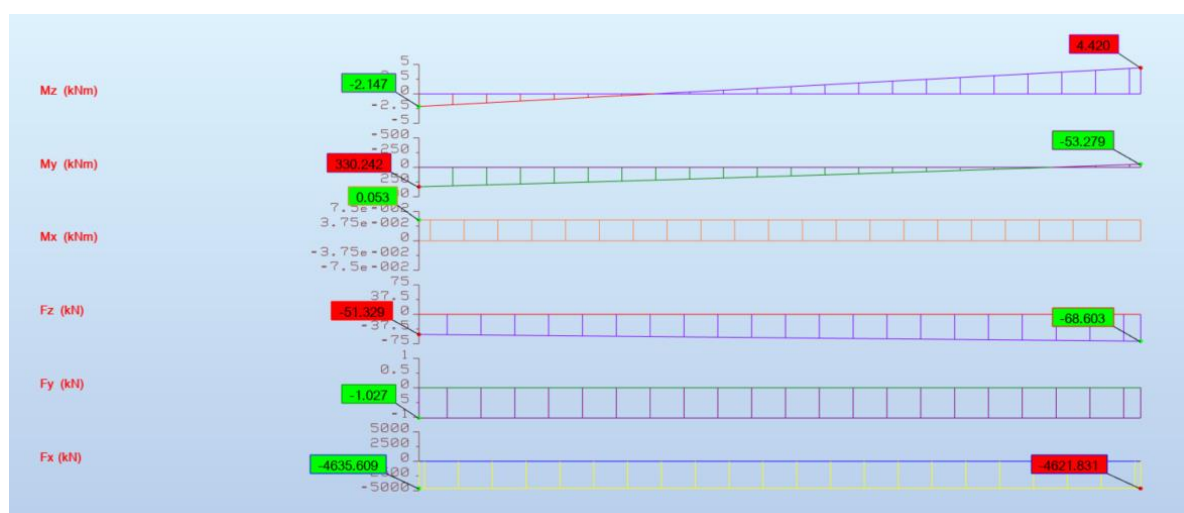


Figura 4.21 - Diagrama de forças e momentos da barra 11 372

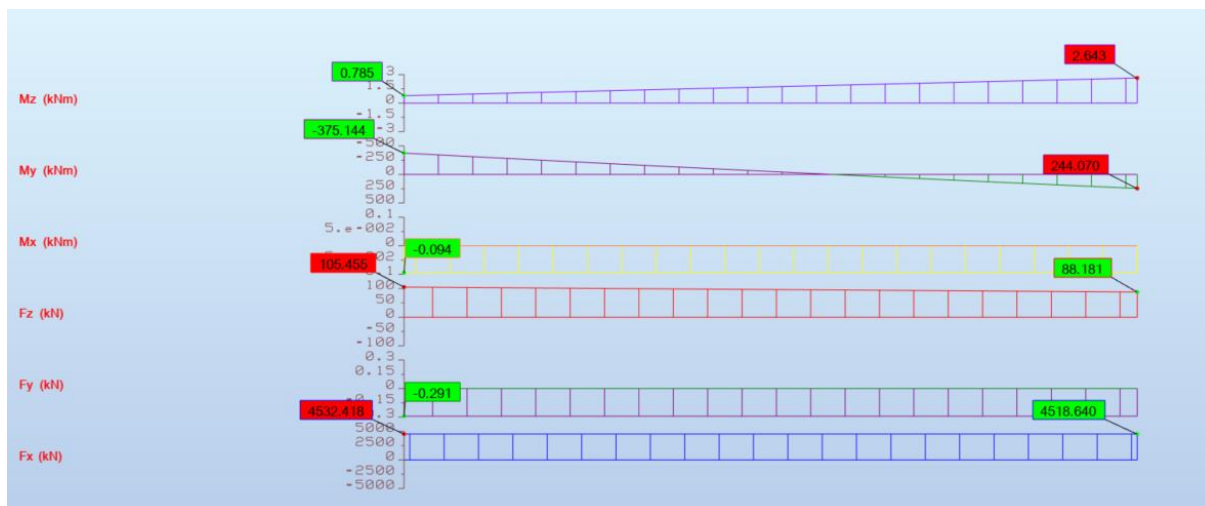


Figura 4.22 - Diagrama de forças e momentos da barra 11 379

Para a secção transversal HE 700*418 as barras 11 499 e 11 577 são as mais condicionantes. As duas barras fazem parte da ligação entre o cabo de pré-esforço e o tabuleiro como ilustrado na Figura 4.23 e na Figura 4.24. Os diagramas de momentos e forças da barra 11 499 e 11 577 encontram-se representados na Figura 4.25 e na Figura 4.26, respetivamente.

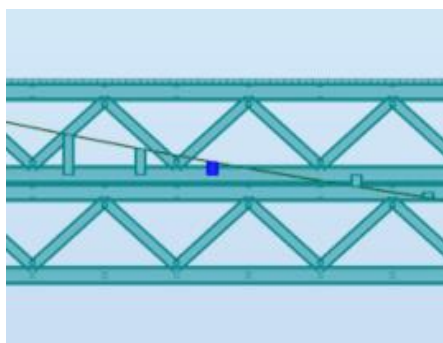


Figura 4.23 - Barra 11 499 (destacada a escuro)

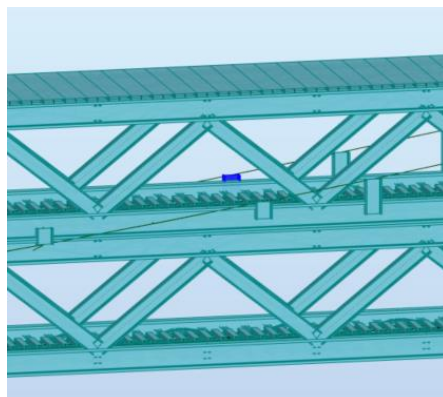


Figura 4.24 - Barra 11 577 (destacada a escuro)

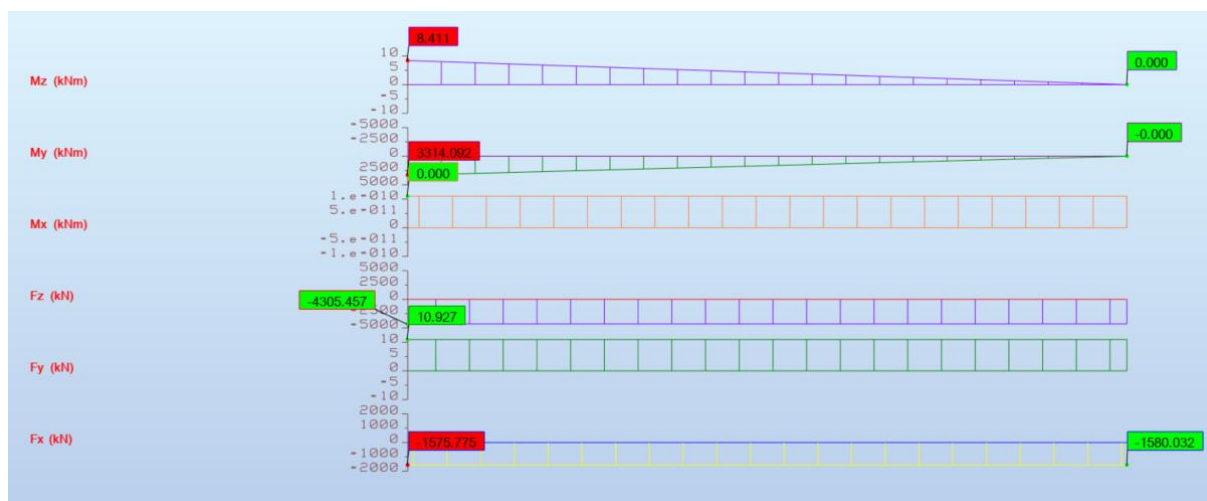


Figura 4.25 - Diagramas de forças e momentos da barra 11 499

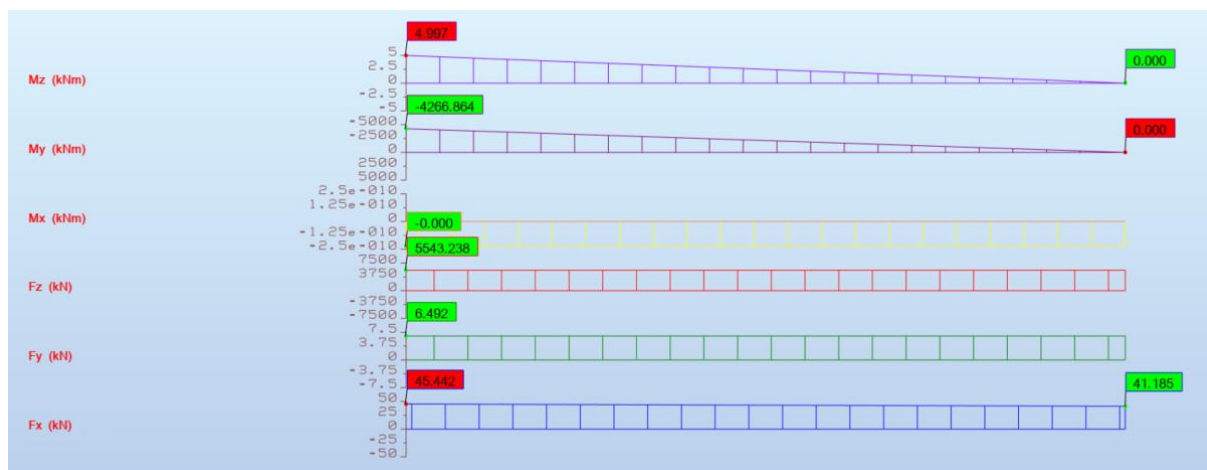


Figura 4.26 - Diagramas de forças e momentos da barra 11 577

Para a secção transversal HL 920*1377 a barra 2 é a mais condicionante quando considerada a combinação STR1. No entanto, para a combinação EQU5, a barra 1 revela-se condicionante. Estas barras correspondem a duas das oito vigas longitudinais de maior envergadura (Figura 4.27). Na Figura 4.28 e Figura 4.29 estão representadas as forças e momentos atuantes na barra 1 e 2, respetivamente.

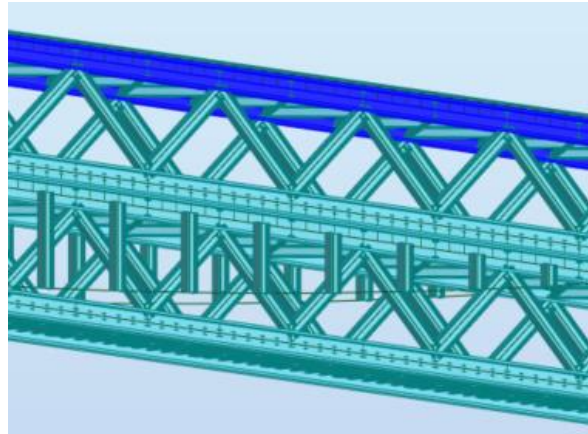


Figura 4.27 - Barras 1 e 2 (destacadas a escuro)

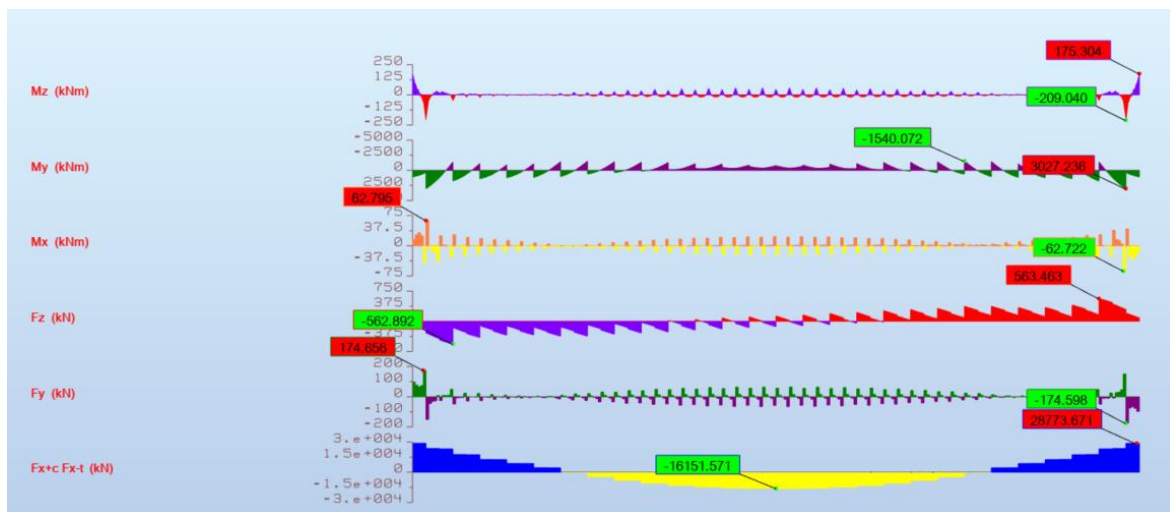


Figura 4.28 - Diagrama de forças e momentos da barra 1

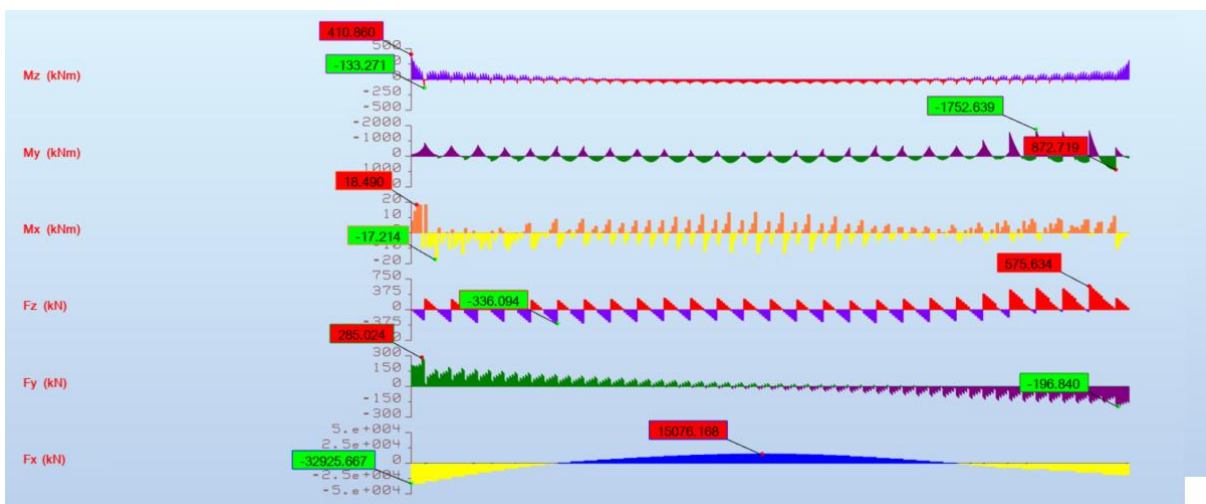


Figura 4.29 - Diagrama de forças e momentos da barra 2

Na Figura 4.30 e na Figura 4.31 apresenta-se a deformada calculada pelo *Robot Structural Analysis Professional 2021* para a combinação STR1 e na Figura 4.32 para a combinação EQU5.

Para a combinação STR1 a estrutura apresenta um deslocamento máximo vertical de 118.4 mm e horizontal de 487.47 mm. Este grande deslocamento horizontal quando comparado com o vertical deve-se à grande altura do tabuleiro que é assim muito afetado pelas cargas do vento.

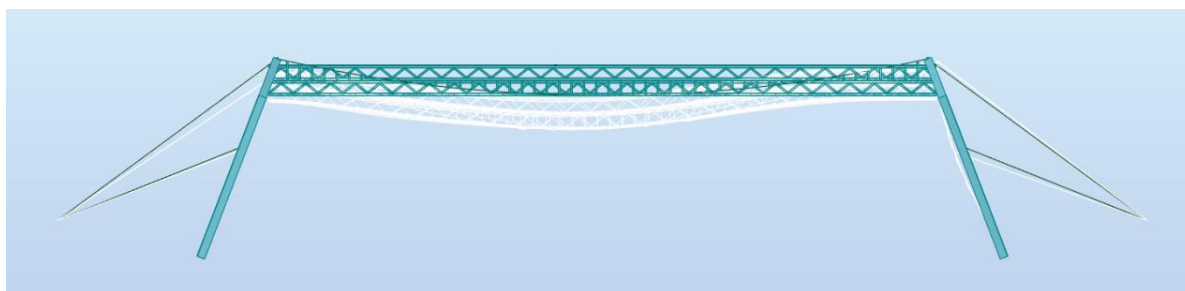


Figura 4.30 - Vista em perfil da ponte (deformada a branco, combinação STR1)

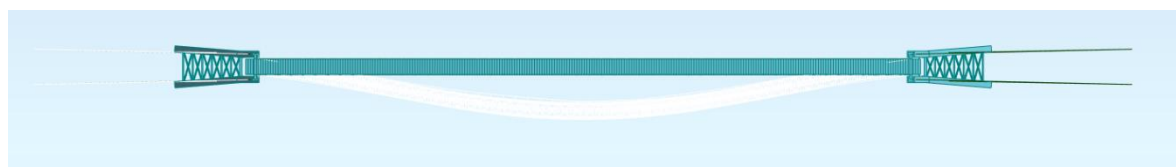


Figura 4.31 - Vista em planta da ponte (deformada a branco, combinação STR1)

Para a combinação EQU5 a estrutura apresenta um deslocamento máximo vertical de 406.36 mm e horizontal de 6.142 mm. Este grande deslocamento vertical justifica-se com a elevada força de pré-esforço aplicada, muito superior à necessária para esta combinação de ações.



Figura 4.32 - Vista em perfil da ponte (deformada a branco, combinação EQU5)

4.6.2. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Limitações de tensão

De acordo com o EC3, parte 2, os valores de tensão das diferentes barras para as combinações características têm de ser limitados de tal forma que:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (4.92)$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} \quad (4.93)$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser,z}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (4.94)$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser,y}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (4.95)$$

onde:

$$\gamma_{M,ser} = 1.0$$

Para o cálculo dos valores de tensões normais, $\sigma_{Ed,ser}$, e tangenciais, $\tau_{Ed,ser}$, são utilizadas as seguintes expressões:

$$\sigma_{Ed,ser} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed,y}}{W_{pl,y}} \quad (4.96)$$

$$\tau_{Ed,ser,z} = \frac{V_{Ed,z} \cdot S}{I_y \cdot t_w} = \frac{V_{Ed,z} \cdot W_{pl,y}}{2 \cdot I_y \cdot t_w} \quad (4.97)$$

$$\tau_{Ed,ser,y} = \frac{V_{Ed,y} \cdot S}{I_z \cdot t_f} = \frac{V_{Ed,y} \cdot W_{pl,z}}{2 \cdot I_z \cdot t_f} \quad (4.98)$$

A combinação característica condicionante é a CAR1 (descrita na Tabela 4.18). As diferentes barras condicionantes para cada secção estão descritas na Tabela 4.31, assim como as forças aplicadas nas mesmas.

Tabela 4.31 - Forças aplicadas nas barras (combinação CAR1)

Secção	Barra	$F_{x,Ed}$	$F_{y,Ed}$	$F_{z,Ed}$	$M_{x,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$
HE 100 A	13	106.55	-4.23	-78.83	0.03	2.17	0.55
HE 300 B	294	-1 517.61	1.57	-4.83	-0.01	-2.61	-5.07
HE 700*352	11 382	-1 297.38	-8.78	297.81	-0.45	1 010.16	30.17
HE 700*418	11 576	-281.01	13.93	2 843.58	0.00	-4 496.84	22.03
HL 920*1377	1	41 385.11	-240.02	83.25	0.66	830.32	403.63

Com base nas forças indicadas na Tabela 4.31 é possível verificar toda a estrutura em relação às limitações de tensão impostas.

Deslocamento da estrutura

O EC1, parte 2, impõe valores limites de deslocamento longitudinal da estrutura para ações verticais de tráfego. Assim, considerando um comportamento combinado da estrutura e da via, o deslocamento longitudinal da superfície superior do tabuleiro na extremidade deste devido à sua deformação deve ser inferior a 8 mm. Para a estrutura em estudo, na combinação CAR1, este valor fixa-se nos 2.512 mm, cumprindo desta forma o limite imposto.

É também imposto um deslocamento vertical máximo, $\delta_{v,max}$, que deve verificar a seguinte condição:

$$\delta_{v,max} \leq \frac{L}{600} \quad (4.99)$$

onde,

L comprimento do vão do tabuleiro

O que resulta num deslocamento vertical máximo, $\delta_{v,max}$, de 0.45 metros. Na estrutura em estudo, devido ao uso do cabo de pré-esforço, a combinação condicionante é a quase-permanente. Nesta combinação existe uma menor quantidade de cargas verticais em comparação com as outras, o que se revela condicionante uma vez que o deslocamento máximo ocorre no sentido positivo do eixo z (Figura 4.33). Assim, para a combinação quase-permanente tem-se um deslocamento vertical máximo, $\delta_{v,max}$, de 0.39 metros.

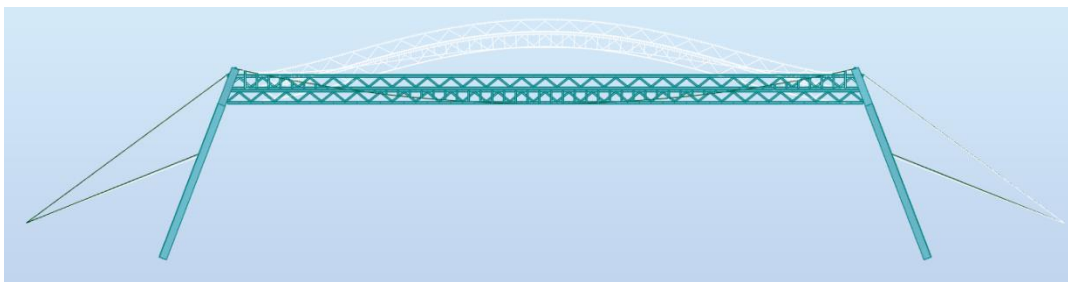


Figura 4.33 - Vista de perfil da estrutura (deslocamento para a combinação quase-permanente a branco)

O EC impõe também limitações relativas ao deslocamento transversal. Estas limitações têm por base uma mudança de raio de curvatura máxima, tendo este valor de cumprir os limites da Tabela 4.32.

Tabela 4.32 - Mudança de raio de curvatura máxima (adaptado de EN 1990:2002+A1)

Speed range V (km/h)	Maximum change of radius of curvature (m)	
	Single deck	Multi-deck bridge
$V \leq 120$	r_1	r_4
$120 < V \leq 200$	r_2	r_5
$V > 200$	r_3	r_6

onde,

$$r_1 = 1\,700$$

$$r_2 = 6\,000$$

$$r_3 = 14\,000$$

$$r_4 = 3\,500$$

$$r_5 = 9\,500$$

$$r_6 = 17\,500$$

O valor da mudança do raio de curvatura, r , é calculado em função do comprimento do vão, L , e do deslocamento transversal, δ_t , da seguinte forma:

$$r = \frac{L^2}{8 \cdot \delta_t} \quad (4.100)$$

O metro ligeiro do Porto circula em velocidades inferiores a 120 km/h e a estrutura em estudo pode considerar-se “multi-deck”. Desta forma, de acordo com a Tabela 4.32, tem de se cumprir um valor máximo de mudança do raio de curvatura $r_4 = 3\,500$. Convém salientar que, apesar da designação dada pelo eurocódigo, r_4 estabelece um limite mínimo de mudança de raio de curvatura.

Neste caso a combinação condicionante é a CAR1, que apresenta um deslocamento transversal, δ_b , de 354.608 mm. Para esta estrutura tem-se então uma mudança do raio de curvatura de 25 697.4, cumprindo com os requisitos do eurocódigo.

$$r = \frac{270^2}{8 \cdot (352.362 \cdot 10^{-3})} = 25\,697.4 > 3\,500 \quad (4.101)$$

Frequência natural

O eurocódigo estabelece que a primeira frequência natural de vibração lateral do vão não deve ser inferior a 1.2 Hz.

De forma a obter-se os valores da frequência de vibração natural da estrutura é efetuada uma análise modal com recurso ao programa *Robot Structural Analysis Professional 2021*. Assim é possível estabelecer a frequência natural de vibração lateral do vão como sendo igual a 2.54 Hz. Na Figura 4.34 encontra-se representada a configuração da deformada deste modo de vibração.

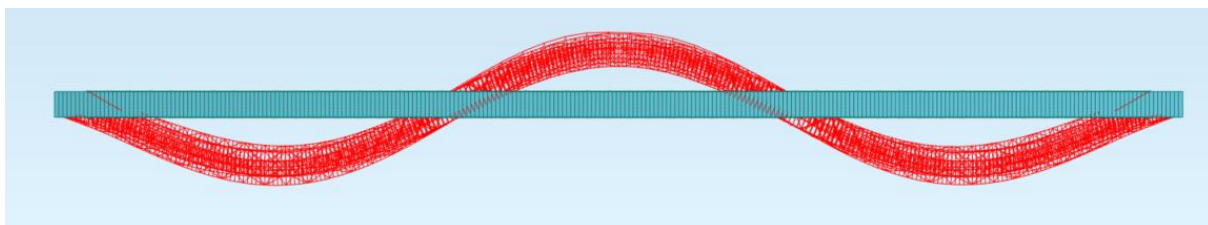


Figura 4.34 - Deformada da primeira frequência natural de vibração lateral

4.7. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DOS PILARES

4.7.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A verificação dos estados limites últimos dos pilares segue o mesmo procedimento relativo ao tabuleiro, descrito no subcapítulo 4.6.1. De acordo com o EC3, também nos pilares todas as secções utilizadas são de classe 1. Na Tabela 4.33 encontram-se descritas as secções utilizadas, bem como a classe de aço utilizada e da secção transversal.

Tabela 4.33 - Classes do aço e secções utilizadas nos pilares

Secção	Classe de aço	Classe da secção
HL 920*1377	S 420 M/ML	1
Coluna	S 420 M/ML	1
Viga horizontal	S 420 M/ML	1

Por motivo das secções “Coluna” e “Viga horizontal” não corresponderem a perfis de formato “I” ou “H” como as restantes já verificadas no subcapítulo 4.6.1, são necessárias algumas alterações nos procedimentos para verificação da segurança das mesmas aí referidos. Para a verificação de segurança relativamente à tração, compressão, momento fletor e flexão composta o procedimento mantém-se igual. As restantes situações em que o modo de cálculo das verificações é diferente são descritas em seguida.

Esforço transversal

Nos casos em que o único esforço atuante seja o transversal é necessário garantir que:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.102)$$

onde:

$V_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço transversal resistente, que para este projeto pode ser calculado da seguinte forma:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (4.103)$$

$$A_{v,z} = \frac{A * h}{b + h} \quad (4.104)$$

$$A_{v,y} = \frac{A * b}{b + h} \quad (4.105)$$

em que:

$A_{v,z}$ área resistente para uma carga paralela à altura

$A_{v,y}$ área resistente para uma carga paralela à largura

A área da secção transversal

b largura total

h altura total

Torção

Para verificação dos diversos elementos sujeitos a esforços de torção o EC3 determina que deve ser verificado:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1.0 \quad (4.106)$$

Para verificar a importância do momento torsor na verificação de segurança são efetuados cálculos simplistas de forma a perceber a relevância dos mesmos. Para o perfil HL 920*1377 o momento torsor máximo é de 7.636 kN.m. Desprezando a contribuição da alma na resistência ao momento torsor e tendo em conta a altura do perfil de 1 093.0 mm, considera-se uma força transversal, $F_{t,1}$, aplicada em cada um dos banzos de 6.99 kN. A força resistente de cada banzo a uma força transversal, $F_{t,Rd}$, é de 14 458.8 kN, tal como calculado em (4.61). Desta forma verifica-se uma resistência cerca de 2 000 vezes superior à força aplicada sendo, por isso, esta considerada desprezável.

$$F_{t,1} = \frac{7.636}{1.093} = 6.99 \text{ kN} \quad (4.107)$$

Para o perfil denominado de “Coluna” o momento torsor máximo aplicado é de 174 203.583 kN.m. Neste caso todas as paredes da secção tubular contribuem para a resistência ao momento torsor, sendo por isso considerada uma força transversal aplicada nas paredes, $F_{t,2}$ e $F_{t,3}$, de 39 591.72 kN e 32 259.92 kN. Para o cálculo destas forças são consideradas as distâncias entre os eixos das paredes opostas, nomeadamente 2.20 metros e 2.70 metros.

$$F_{t,2} = \frac{174\,203.583/2}{2.20} = 39\,591.72 \text{ kN} \quad (4.108)$$

$$F_{t,3} = \frac{174\,203.583/2}{2.70} = 32\,259.92 \text{ kN} \quad (4.109)$$

Cada parede da secção tem uma espessura de 0.50 metros, sendo a força resistente de cada uma das paredes, $F_{t,Rd,2}$ e $F_{t,Rd,3}$, estimada em 327 357.60 kN e 266 735.82 kN. Verifica-se então uma força resistente cerca de 8 vezes superior à força aplicada, sendo por isso a mesma considerada desprezável.

$$F_{t,Rd,2} = \frac{2.70 \cdot 0.50 \cdot 420\,000}{\sqrt{3}} = 327\,357.60 \text{ kN} \quad (4.110)$$

$$F_{t,Rd,3} = \frac{2.20 \cdot 0.50 \cdot 420\,000}{\sqrt{3}} = 266\,735.82 \text{ kN} \quad (4.111)$$

No caso da secção “Viga Horizontal” o momento torsor máximo é de 414.61 kN·m. Nesta secção contribuem para a resistência à torção todas as paredes. Como se trata de uma secção quadrangular todas as paredes têm igual contributo para a resistência resultando numa força transversal em cada parede, $F_{t,4}$, de 345.51 kN, levando em consideração uma distância de 0.60 metros entre os eixos das paredes. Tendo em conta os 0.40 metros de espessura, cada parede apresenta uma força resistente, $F_{t,Rd,4}$, de 49 190.24 kN, o que se traduz numa força resistente cerca de 150 vezes superior à aplicada, sendo por isso esta desconsiderada.

$$F_{t,4} = \frac{414.608/2}{0.6} = 345.51 \text{ kN} \quad (4.112)$$

$$F_{t,Rd,2} = \frac{0.6 \cdot 0.40 \cdot 355\,000}{\sqrt{3}} = 49\,190.24 \text{ kN} \quad (4.113)$$

Flexão com esforço transversal

De acordo com o EC3, quando o esforço transversal é inferior a metade do esforço transversal resistente plástico não existe necessidade de considerar o seu efeito sobre o momento fletor resistente. Como tal não ocorre nas secções em análise não existe necessidade de considerar então o efeito do esforço transversal sobre o momento fletor resistente.

Flexão desviada

Quando se verificam momentos aplicados numa mesma secção segundo os eixos z-z e y-y simultaneamente deve ser verificado o seguinte critério:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (4.114)$$

com:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} * (1 - n) * (1 - 0.5 * a_w) \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.115)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} * (1 - n) * (1 - 0.5 * a_f) \leq M_{pl,z,Rd} \quad (4.116)$$

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13 * n^2} \leq 6.0 \quad (4.117)$$

$$a_w = \frac{A - 2 * b * t}{A} \leq 0.5 \quad (4.118)$$

$$a_f = \frac{A - 2 * h * t}{A} \leq 0.5 \quad (4.119)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.120)$$

Flexão composta com esforço transversal

Como não se verifica em nenhuma situação um esforço transversal superior a metade do esforço transversal resistente plástico, de acordo com o EC3, não é necessário proceder a nenhuma redução dos esforços resistentes definidos para a flexão composta.

Encurvadura

A verificação dos diversos elementos em relação à encurvadura segue o mesmo raciocínio descrito em 4.6.1 com exceção da escolha da curva de encurvadura que deve ser efetuada de acordo com a Tabela 4.34. Uma vez que a secção “Coluna” e “Viga horizontal” não são elementos com secções abertas não é necessário considerar a encurvadura por torção ou por flexão-torção. Para secções tubulares também não é necessário considerar a encurvadura lateral uma vez que não são suscetíveis a esse fenómeno.

Tabela 4.34 - Curva de encurvadura para secções tubulares

Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Secções tubulares		acabadas a quente	qualquer	a	a ₀

Estabilidade dos elementos

A estabilidade dos elementos deve ser verificada tal como descrito no subcapítulo 4.6.1 tendo apenas em consideração que, uma vez que os elementos tubulares não são suscetíveis à deformação por torção, neste caso o valor de χ_{LT} deve ser considerado igual a 1.0.

Com base nestas verificações foi possível verificar os pilares em relação ao estado limite último, para as combinações mais condicionantes. A combinação STR1, conforme apresentada na Tabela 4.14 (com exceção da componente relativa à temperatura, que não foi considerada pelos motivos indicados no início do subcapítulo 4.6.1), é aquela que se mostra mais condicionante. Na Tabela 4.35 encontram-se as forças aplicadas nas barras condicionantes de cada secção.

Tabela 4.35 - Forças aplicadas nas secções dos pilares (combinação STR1)

Secção	Barra	$F_{x,Ed}$	$F_{y,Ed}$	$F_{z,Ed}$	$M_{x,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$
HL 920*1377	1	4 922.59	3.58	33.11	-8.21	997.87	103.96
Viga Horizontal	11 837	-27 523.85	-1 699.04	554.92	583.01	12 696.26	29 989.31
Coluna	11 759	227 334.12	1 469.87	5 212.3	5 841.39	-49 905.47	8 795.88

4.7.2. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Tal como para a verificação do estado limite de utilização do tabuleiro também nos pilares se têm de verificar as limitações de tensões descritas em 4.6.2. Todo o processo de verificação é igual ao descrito nesse subcapítulo.

Para os pilares a combinação de ações condicionante é a CAR1 (descrita na Tabela 4.18). As diferentes barras condicionantes para cada secção estão descritas na Tabela 4.36, assim como as forças aplicadas nas mesmas.

Tabela 4.36 - Forças aplicadas nas barras (combinação CAR1)

Secção	Barra	$F_{x,Ed}$	$F_{y,Ed}$	$F_{z,Ed}$	$M_{x,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$
HL 920*1377	11 812	4 521.38	3.05	14.22	-7.50	949.63	93.71
Viga	11 837	-25 518.28	-1 220.13	377.24	414.61	11 007.40	26 078.70

Horizontal

Coluna	11 802	196 618.83	-1 363.21	6 173.21	-17 018.38	-95 602.50	-10 213.32
--------	--------	------------	-----------	----------	------------	------------	------------

De acordo com as verificações descritas é possível verificar a estrutura relativamente aos estados limites de utilização.

4.8. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO

De acordo com o EC3 (EN 1993-1-11, 2006) os cabos de pré-esforço devem ser verificados para o estado limite último de tal forma que:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1.0 \quad (4.121)$$

onde:

F_{Ed} esforço axial atuante no cabo de pré-esforço

F_{Rd} esforço axial resistente do cabo de pré-esforço

O esforço resistente do cabo de pré-esforço, F_{Rd} , é calculado de tal forma que:

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{pk}}{1.5 \gamma_R}; \frac{F_{p0.1k}}{\gamma_R} \right\} \quad (4.122)$$

em que:

F_{pk} valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço

$F_{p0.1k}$ valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço

γ_R fator parcial, igual a 0.9 assumindo a utilização de medidas para minimizar as tensões de flexão nas ancoragens

Assim, para a estrutura em estudo e para os cordões utilizados, considera-se um esforço axial resistente do cabo de pré-esforço de:

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{1860}{1.5 \cdot 0.9}; \frac{1670}{0.9} \right\} = 1\,377.78 \text{ MPa} \quad (4.123)$$

Para a estrutura em estudo são definidas três secções diferentes para os cabos de pré-esforço, distribuídas conforme ilustrado na Figura 4.35.

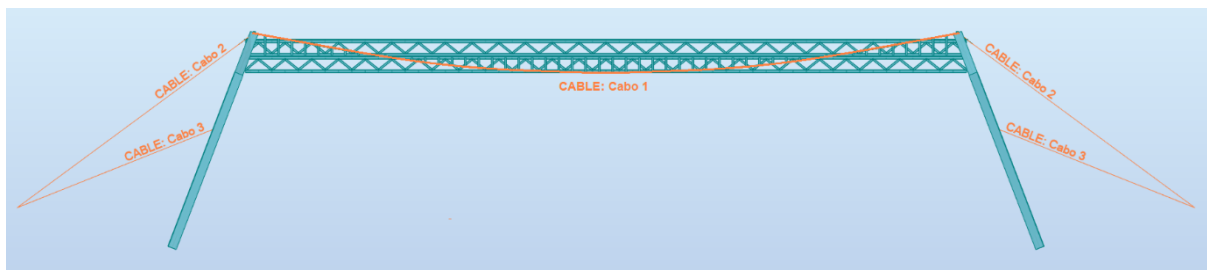


Figura 4.35 - Cabos de pré-esforço

Durante as verificações da estrutura em relação aos estados limite últimos de segurança verifica-se a necessidade de uma maior força de pré-esforço do que aquela indicada no capítulo 2. Assim, com recurso a um método iterativo verifica-se a necessidade de adicionar 393 cordões em cada um dos cabos do tabuleiro (cabo 1). Desta forma, cada cabo é constituído por 667 cordões cada, com uma extensão, ε , na fase de serviço da ponte de 0.006 em relação ao cabo descarregado com comprimento de 265.43 metros.

Na Tabela 4.37 encontram-se descritas as forças máximas e respetivas tensões aplicadas em cada uma das secções de cabo de pré-esforço. Em todos os cabos de pré-esforço a combinação de ações condicionante é a STR1 (ver Tabela 4.14). Verifica-se um valor de tensão máximo de 1 350.856 MPa, valor esse inferior ao limite máximo de 1 377.78 MPa. Desta forma conclui-se que todas as secções de cabo de pré-esforço verificam a segurança.

Tabela 4.37 - Forças aplicadas nos cabos de pré-esforço

Secção	Força (kN)	Tensão (MPa)
Cabo 1	-126 142.96	-1 350.856
Cabo 2	-211 559.067	-1 191.748
Cabo 3	-2 858.018	-816.577

5

PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo de uma estrutura corresponde a todo o procedimento necessário desenvolver de forma que se consiga alcançar de forma viável o desenho final da ponte. Neste capítulo pretende-se expor o processo construtivo considerado para a construção desta ponte de forma detalhada.

5.1. SEQUÊNCIA DO PROCESSO CONSTRUTIVO

Nesta dissertação não são dimensionadas as sapatas dos pilares. Desta forma, considera-se o início do processo construtivo posterior à construção das mesmas. São, assim, inicialmente construídos os pilares, cuja construção é detalhada no subcapítulo 5.1.1, seguidos da colocação dos cabos de pré-esforço, quer a ligar os pilares ao terreno quer entre os dois pilares (também esta fase do processo construtivo é descrita com mais detalhe no subcapítulo 5.1.2). Finda a construção dos pilares e a colocação do pré-esforço é dado início à construção do tabuleiro da ponte. O tabuleiro localizado sobre o rio Douro é o último a ser construído, sendo iniciada a construção deste apenas após a construção dos restantes tabuleiros adjacentes. O processo de construção deste tabuleiro é descrito pormenorizadamente no subcapítulo 5.1.3.

5.1.1. CONSTRUÇÃO DOS PILARES

Após o término das fundações dos pilares dá-se início à construção dos mesmos. Para esse efeito são considerados os pilares divididos em oito secções diferentes. Estas encontram-se ilustradas na Figura 5.1.

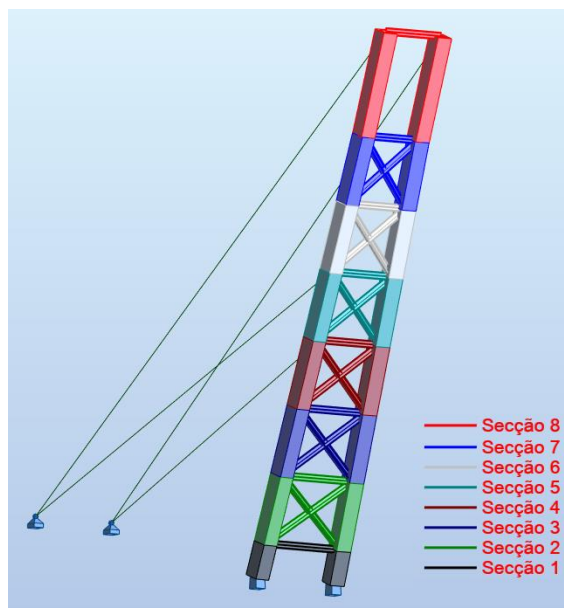


Figura 5.1 - Divisão das oito secções dos pilares

O processo de construção dos pilares é dividido em 7 momentos distintos (Figura 5.2):

- 1º Içar e efetuar a ligação das secções 1, 2, 3, 4 e 5;
- 2º Amarrar o primeiro cabo de pré-esforço ao topo da quinta secção;
- 3º Içar e efetuar a ligação das secções 6 e 7;
- 4º Amarrar o segundo cabo ao topo da sétima secção;
- 5º Içar e efetuar a ligação da secção 8;
- 6º Amarrar o cabo de pré-esforço ao topo da secção 8;
- 7º Retirar o segundo cabo.

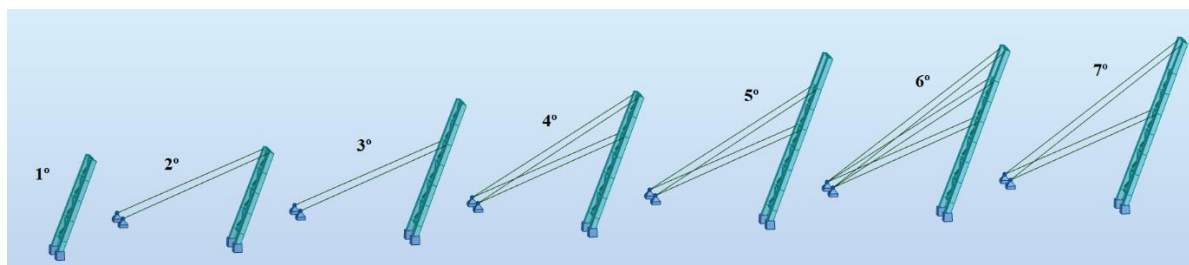


Figura 5.2 - Sequência do processo construtivo dos pilares

As diferentes secções supramencionadas encontram-se caracterizadas relativamente ao seu peso e massa na Tabela 5.1. A informação relativa à massa de cada secção é de grande importância de forma a estabelecer que tipo de gruas têm de ser usadas assim como a viabilidade do içamento das secções. Para o cálculo do peso das secções é considerado um acréscimo de 5 % correspondente às ligações entre as diversas barras.

Tabela 5.1 - Pesos/Massas das secções dos pilares

Secção	Massa (ton.)	Peso (kN)
1	452.95	4 441.95
2	934.85	9 167.74
3	932.58	9 145.49
4	930.34	9 123.50
5	928.13	9 101.81
6	925.94	9 080.42
7	976.91	9 580.25
8	1 377.73	13 510.91

A oitava secção é a que apresenta maior massa, com cerca de 1 378 ton., o que, tendo em conta as capacidades elevatórias atuais das gruas disponíveis no mercado, não se revela impeditivo para o processo construtivo considerado (Shelton, 2021).

Assim, torna-se necessário definir as extensões aplicadas nos cabos de pré-esforço ao longo do processo construtivo dos pilares. É também necessário verificar os deslocamentos obtidos ao longo do processo construtivo, assim como os esforços a que a estrutura está sujeita.

Na Tabela 5.2 é possível encontrar a extensão aplicada a cada um dos cabos de pré-esforço, assim como o seu comprimento, área e quantidade de cordões correspondentes. Neste caso, feitos os cálculos necessários, chega-se à conclusão que não existe necessidade de alteração da extensão aplicada no cabo ao longo do processo construtivo dos pilares. Assim, os valores indicados na Tabela 5.2 correspondem tanto aos valores iniciais de aplicação como aos considerados no final deste processo construtivo, com exceção do segundo cabo que é retirado após a instalação do terceiro cabo de pré-esforço.

Tabela 5.2 - Valores de extensão, deslocamento e força aplicados no pré-esforço dos pilares

Pré-esforço	ε (m/m)	L (m)	A (mm ²)	Nº de cordões
1º cabo de pré-esforço	-0.004	81.08	3 500	25
2º cabo de pré-esforço	-0.006	96.92	5 600	40
3º cabo de pré-esforço	0.000	110.31	177 520	1 268

Após a conclusão da primeira etapa da construção dos pilares estes apresentam uma deformada com um deslocamento horizontal máximo de 119.53 mm e vertical de -46.64 mm. Procede-se então à amarração dos primeiros cabos de pré-esforço reduzindo-se desta forma os deslocamentos horizontais e verticais máximos para 20.47 mm e -8.44 mm respetivamente. Dá-se então início à terceira etapa do processo com a elevação das secções 6 e 7, apresentando os pilares nesta fase um deslocamento máximo horizontal de 306.00 mm e vertical de -119.74 mm. De forma a reduzir estes deslocamentos e manter o equilíbrio da estrutura aquando do içamento da oitava secção realiza-se a instalação do segundo cabo de pré-esforço. Após a instalação deste cabo verificam-se deslocamentos máximos de -112.95 mm e 41.88 mm que aumentam para 120.96 mm e -48.632 mm respetivamente depois de içada e ligada a oitava secção. Por fim, procede-se à instalação do terceiro cabo de pré-esforço e retirada do segundo. Antes da retirada do segundo cabo de pré-esforço observam-se deslocamentos máximos horizontais de -317.92 mm e verticais de 118.96 mm que são depois reduzidos para -123.68 mm e 45.08 mm com a retirada do cabo e conclusão do processo construtivo dos pilares. Na Figura 5.3 encontram-se representados os deslocamentos aqui descritos ao longo do processo construtivo.

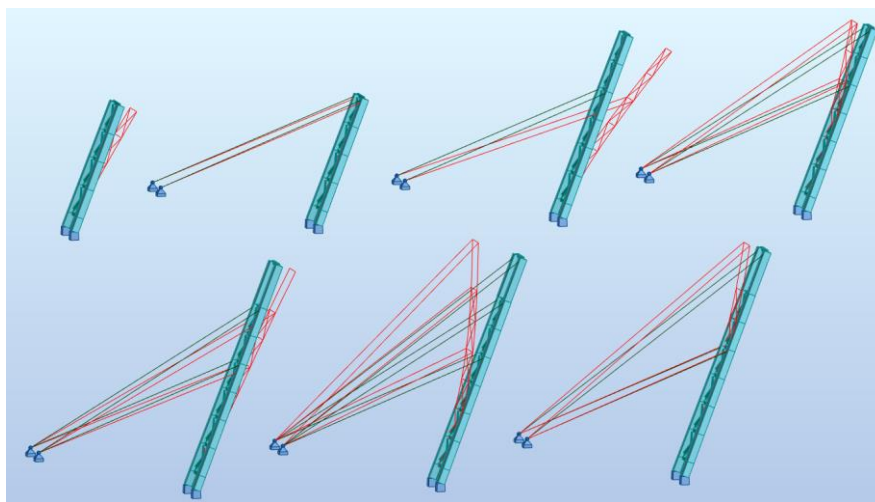


Figura 5.3 - Deslocamentos do pilar durante o processo construtivo (deslocamentos a vermelho)

5.1.2. COLOCAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO

A colocação dos cabos de pré-esforço é realizada com a ajuda de cabos-guia, um para cada cabo de pré-esforço. Procede-se inicialmente à passagem dos cabos-guia entre os dois pontos de ancoragem do cabo de pré-esforço. Nesse sentido torna-se necessária a utilização de equipamento que permita o seu transporte entre as duas ancoragens e o seu içamento para o ponto de apoio. Na Figura 5.4 encontra-se um exemplo do uso de cabos-guia para a passagem dos diversos cordões de pré-esforço que constituem o cabo.



Figura 5.4 - Utilização de cabos-guia para passagem dos cordões de pré-esforço (Spark, 2017)

Terminada a instalação dos cabos-guia, procede-se à passagem dos diversos cordões que constituem o cabo de pré-esforço a ser colocado. Esta passagem é, assim, apoiada no cabo-guia previamente instalado.

No total é necessária a colocação de 14 cabos de pré-esforço, com 4 secções distintas, dos quais 4 não fazem parte da estrutura final, sendo apenas necessários para o processo construtivo. Na Figura 5.5 encontram-se identificados os vários cabos de pré-esforço utilizados na estrutura com a descrição dos mesmos efetuada na Tabela 5.3.

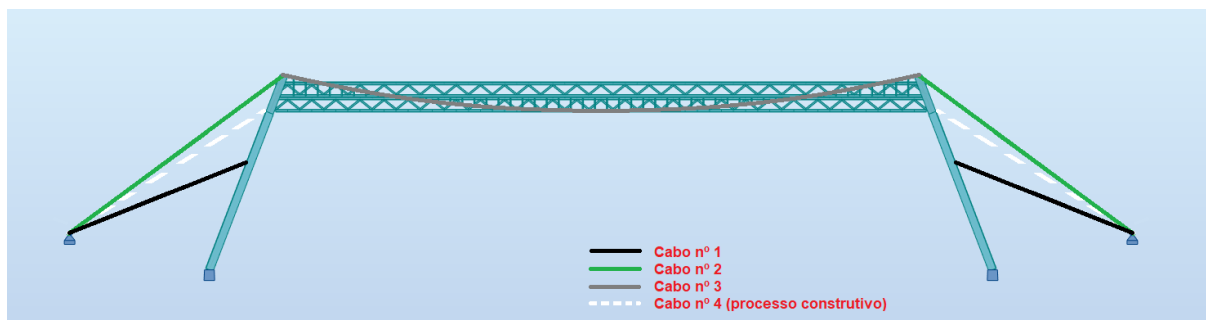


Figura 5.5 - Cabos de pré-esforço aplicados na estrutura

Tabela 5.3 - Caracterização dos cabos de pré-esforço de acordo com a Figura 5.5

Cabo de pré-esforço	Comprimento do cabo (m)	Área (mm ²)	Nº de cordões
1	81.08	3 500	25
2	110.31	177 520	1 268
3	265.43	93 380	667
4	96.92	5 600	40
Total	553.74	-	2 000

5.1.3. CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO

A construção do tabuleiro é feita com o auxílio de dois cabos de pré-esforço dispostos entre os pilares. São consideradas 27 secções com 10 metros de desenvolvimento, ilustradas na Figura 5.6 e na Figura 5.7, iguais entre si com exceção dos perfis HE 500 M de ligação ao cabo de pré-esforço. Devido à simetria vertical do tabuleiro a secção 1 é igual à secção 27, a 2 igual à 26, e assim sucessivamente.

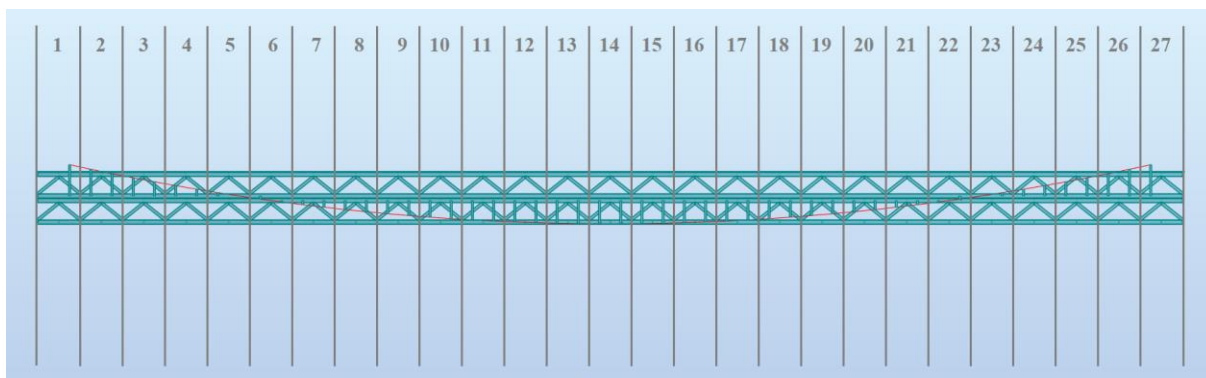


Figura 5.6 - Numeração das secções do tabuleiro

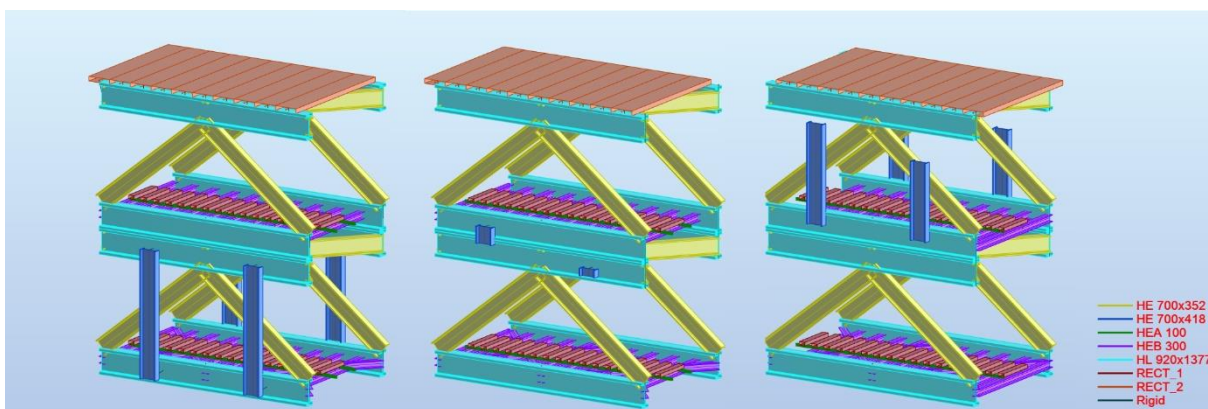


Figura 5.7 - Representação da secção 14, da 6 / 22 e da 4 / 24

O processo de construção do tabuleiro segue os seguintes passos:

- 1º Içar as secções 1 e 27 com gruas apoiadas nos pilares;
- 2º Efetuar a ligação das secções içadas ao pilar e tabuleiro adjacentes e ao cabo de pré-esforço;
- 3º Ajustar força aplicada nos cabos de pré-esforço;
- 4º Mover as gruas para as extremidades das secções 1 e 27;
- 5º Içar as secções 2 e 26 com as gruas apoiadas nas secções 1 e 27 respetivamente;
- 6º Efetuar a ligação das secções içadas às secções adjacentes e ao cabo de pré-esforço;
- 7º Ajustar força aplicada no cabo de pré-esforço;
- 8º Mover as gruas para as extremidades das secções 2 e 26;
- (...)
- 54º Mover uma das gruas para a extremidade da secção 13 ou da secção 15

- 55° Içar a secção 14 com a grua apoiada na secção 13 ou 15;
- 56° Efetuar a ligação da secção içada às secções adjacentes (secção 13 e 15) e ao cabo de pré-esforço;
- 57° Ajustar a força aplicada no cabo de pré-esforço para a força final (indicada no subcapítulo 4.4.1.3);

Cada secção de 10 metros tem uma massa que varia entre as 194 ton (correspondente à secção 14) e as 188 ton (correspondente às secções 6 e 22). É, assim, necessário o uso de gruas com uma capacidade de carga de pelo menos 194 ton. A elevação das secções tem de ser feita de forma que todas as secções ao serem içadas se mantenham verticais e não sofram inclinações para permitir a correta ligação ao restante tabuleiro e aos cabos de pré-esforço.

Após o içamento de cada secção é necessário proceder ao ajuste da força aplicada nos cabos de pré-esforço. Este ajuste é calculado com recurso ao *Robot* de forma que o deslocamento vertical e horizontal em relação à estrutura finalizada da última secção içada seja aproximadamente nulo.

É feito um estudo mais detalhado correspondente ao içamento das seguintes secções:

- Secção 1 e 27;
- Secção 7 e 21;
- Secção 10 e 18;
- Secção 13 e 15;
- Secção 14.

Na Tabela 5.4, Tabela 5.5 e Tabela 5.6 encontram-se os valores de extensão, deslocamento e força necessários aplicar nos cabos de pré-esforço do tabuleiro e dos pilares no final do içamento das secções supramencionadas.

Tabela 5.4 - Valores de extensão, deslocamento e força aplicados no pré-esforço (cabo nº 3 na Figura 5.5)

Última secção içada	ε (m/m)	ΔL (m)	F (kN)
1 e 27	-0.0005	-0.133	-4 430.62
7 e 21	-0.0005	-0.133	-11 494.84
10 e 18	-0.0021	-0.557	-37 084.78
13 e 15	-0.0028	-0.743	-54 830.39
14	-0.0032	-0.849	-61 668.15

Nota: Os valores de extensão e deslocamento são referentes ao comprimento inicial do cabo descarregado, correspondente a 265.43 metros.

Tabela 5.5 - Valores de extensão, deslocamento e força aplicados no pré-esforço (cabo nº 1 na Figura 5.5)

Última secção içada	ε (m/m)	ΔL (m)	F (kN)
1 e 27	-0.0040	-0.324	-2 810.79
7 e 21	-0.0040	-0.324	-2 799.48
10 e 18	-0.0040	-0.324	-2 785.05
13 e 15	-0.0040	-0.324	-2 811.53
14	-0.0040	-0.324	-2 813.62

Nota: Os valores de extensão e deslocamento são referentes ao comprimento inicial do cabo descarregado, correspondente a 81.08 metros.

Tabela 5.6 - Valores de extensão, deslocamento e força aplicados no pré-esforço (cabo nº 2 na Figura 5.5)

Última secção içada	ε (m/m)	ΔL (m)	F (kN)
1 e 27	0.0000	0.000	-13 060.72
7 e 21	0.0000	0.000	-13 292.46
10 e 18	-0.0012	-0.132	-43 344.09
13 e 15	-0.0035	-0.386	-119 054.30
14	-0.0040	-0.441	-135 967.09

Nota: Os valores de extensão e deslocamento são referentes ao comprimento inicial do cabo descarregado, correspondente a 110.31 metros.

Na Tabela 5.7 estão descritos os deslocamentos verticais, horizontais e transversais máximos do tabuleiro após a aplicação das forças de pré-esforço mencionadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.7 - Deslocamentos máximos do tabuleiro durante o processo construtivo

Última secção içada	$\delta_{v,max}$ (mm)	$\delta_{h,max}$ (mm)	$\delta_{t,max}$ (mm)
1 e 27	-3.887	-2.643	0.113
7 e 21	-97.722	-10.338	0.820
10 e 18	-18.357	-11.568	7.608
13 e 15	-23.325	-6.861	4.863
14	-10.882	8.454	3.423

É de salientar que os deslocamentos verticais, $\delta_{v,max}$, apresentados na Tabela 5.7 muitas vezes não correspondem à última secção içada, mas sim às zonas de meio vão de cada uma das consolas que no final do processo construtivo são unidas e formam o tabuleiro.

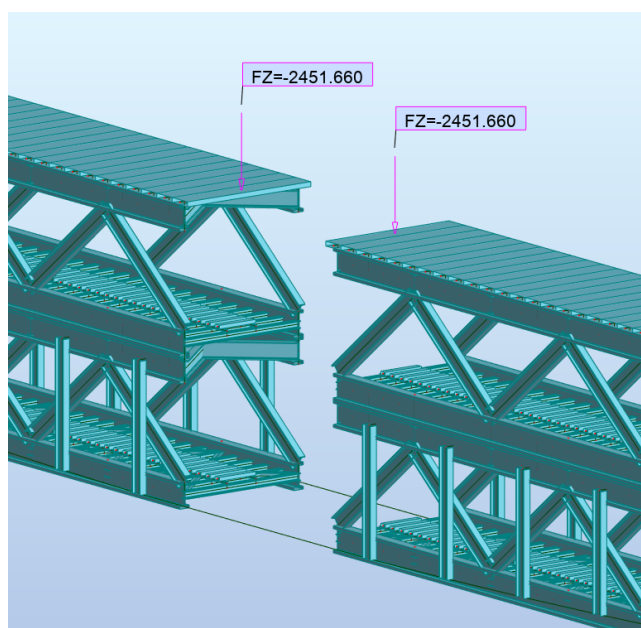


Figura 5.8 - Força aplicada para simulação do içamento de 2 secções

Após o içamento da secção 14 dá-se início à instalação dos carris, das catenárias, dos passeios de serviço, dos guarda-corpos, etc. Finda esta instalação tensionam-se todos os cabos de pré-esforço para a tensão final.

5.2. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

5.2.1. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Com base no processo construtivo descrito é necessário garantir que todas as secções verifiquem a segurança com o decorrer do mesmo, certificando desta forma a sua viabilidade. Assim, de acordo com o EC1, são necessários levar em consideração diversas cargas de construção. Para as condições ao longo da construção desta estrutura são importantes as seguintes cargas:

- Pessoal e ferramentas de mão, q_{ca} : corresponde aos trabalhadores, staff e visitantes, possivelmente acompanhados de ferramentas de mão e outros pequenos equipamentos de obra. É modelada como uma carga uniformemente distribuída de 1.0 kN/m^2 .
- Armazenamento de itens móveis, q_{cb} : corresponde ao armazenamento de materiais de construção e equipamento. É representado como uma carga uniformemente distribuída de 0.2 kN/m^2 .
- Equipamento não permanente, q_{cc} : corresponde ao equipamento utilizado durante a execução do processo construtivo como andaimes, estruturas temporárias, maquinaria, contentores, etc. É representado como uma carga uniformemente distribuída de 0.5 kN/m^2 .
- Elevação das secções, Q_{cd} : corresponde à carga devida à elevação das secções do tabuleiro. É considerada como uma carga concentrada de $2\,451.66 \text{ kN/m}^2$ (250 ton.).

Assim, para verificação do estado limite último durante o processo construtivo, o EC define as combinações de ações de acordo com o descrito na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Valores de cálculo das ações durante o processo construtivo

Ações Permanentes		Pré-esforço	Ação variável de base	Ações variáveis acompanhantes
Desfavoráveis	Favoráveis			
$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Para esta combinação os valores de γ_F que devem ser adotados são os seguintes:

- $\gamma_{G,sup} = 1.05$
- $\gamma_{G,inf} = 0.95$
- $\gamma_P = 1.00$

- $\gamma_Q = 1.35$ para as cargas derivadas do processo construtivo (= 0.00 se as ações forem favoráveis)

Consequentemente, tem-se, para a estrutura em estudo, as seguintes combinações de ações:

Tabela 5.9 - Combinação de ações para o processo construtivo

Combinação	Ação variável de base	Expressão ⁽¹⁾
1	-	$1.05 * G_{k,j,\text{sup}} "+" 1.00 * P "+" 1.35 * (q_{ca} "+" q_{cb} "+" q_{cc} "+" Q_{cd})$
2	-	$0.95 * G_{k,j,\text{sup}} "+" 1.00 * P$

5.2.2. VERIFICAÇÃO DAS SECÇÕES

Tal como no subcapítulo 4.6.1 e 4.7.1 é necessário efetuar as diferentes verificações de segurança exigidas pelos eurocódigos para cada secção. Durante o processo construtivo existem duas combinações de ações consideradas como referido anteriormente.

5.2.2.1. Construção dos pilares

Durante a construção dos pilares a combinação de ações condicionante é a 2, descrita na Tabela 5.9. É durante o terceiro passo descrito no subcapítulo 5.1.1 que se verificam as maiores tensões aplicadas nas secções. Na Tabela 5.10 estão discriminadas as forças que conduzem as diversas secções dos pilares a forças mais próximas da rotura.

Tabela 5.10 - Forças aplicadas durante a construção do pilar

Secção	Barra	$F_{x,Ed}$	$F_{y,Ed}$	$F_{z,Ed}$	$M_{x,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$
HL 920*1377	183	377.04	1.10	-111.28	-5.15	-585.99	-36.69
Viga Hor.	222	-153.32	0.00	260.44	0.00	-342.60	226.89
Coluna	187	29 460.08	-970.68	7 296.36	-947.30	-218 819.94	-25 857.39

Com base na Tabela 5.10 é possível verificar todas as secções dos pilares em relação aos estados limites últimos.

5.2.2.2. Construção do tabuleiro

Durante a construção do tabuleiro e para as etapas desse processo analisadas em pormenor, o momento de elevação das secções 11 e 17 é aquele onde se verificam maiores tensões aplicadas nas diversas secções. A combinação de ações 1, descrita na Tabela 5.9, é a condicionante para todas as secções. Nas tabelas Tabela 5.11 e Tabela 5.12 encontram-se as barras condicionantes para cada secção assim como as respetivas forças aplicadas.

Tabela 5.11 - Forças aplicadas no tabuleiro durante a construção do mesmo

Secção	Barra	$F_{x,Ed}$	$F_{y,Ed}$	$F_{z,Ed}$	$M_{x,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$
HE 100 A	414	40.84	-0.25	0.65	0.00	-0.32	-0.11
HE 300 B	2 069	123.56	-0.33	3.49	0.00	2.3	-1.26
HE 300 B	11 756	485.89	-0.87	3.26	-0.01	-2.23	-3.31
HE 700*352	11 386	2 621.48	-4.14	-169.96	-0.13	-562.70	11.40
HE 700*352	340	-1 387.14	15.47	66.92	0.74	41860	-60.88
HE 700*418	11 588	2 181.44	-17.93	136.85	0.00	-582.72	-76.35
HL 920*1377	308	16 401.26	-13.97	196.01	-2.12	-1 187.61	0.29

Tabela 5.12 - Forças aplicadas nos pilares durante a construção do tabuleiro

Secção	Barra	$F_{x,Ed}$	$F_{y,Ed}$	$F_{z,Ed}$	$M_{x,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$
HL 920*1377	210	1 151.45	-0.48	-84.02	-1.34	-209.92	5.06
Viga Hor.	222	-4 130.69	37 693.91	-8 581.86	0.71	-11 872.18	-53 969.68
Coluna	319	79 147.79	-1 008.83	4 758.96	-2 200.32	-54 954.08	-8 991.90

5.2.2.3. Cabos de pré-esforço

Durante todo o processo construtivo os cabos de pré-esforço são submetidos a diferentes esforços axiais. Tal como demonstrado no subcapítulo 4.8 a tensão máxima a que os cabos de pré-esforço devem estar sujeitos corresponde a 1 377.78 MPa. Na Tabela 5.13 encontram-se as forças e tensões máximas exercidas sobre os diferentes cabos de pré-esforço durante a construção dos pilares. Na Tabela 5.14 estão também indicadas as forças e tensões máximas aplicadas nos cabos de pré-esforço durante a construção do tabuleiro da ponte. A combinação condicionante é a combinação 1 indicada na Tabela 5.9 em todos os casos analisados. Na Tabela 5.13 e Tabela 5.14 a numeração dos cabos segue a indicada na Figura 4.35.

Durante a construção dos pilares o cabo 2 atinge a tensão máxima no decorrer da sétima etapa de construção. O cabo 3 atinge a tensão máxima durante a terceira etapa de construção e o cabo auxiliar utilizado atinge tensões máximas no decorrer da quinta etapa. Todas estas etapas de construção encontram-se representadas na Figura 5.2.

Tabela 5.13 - Forças aplicadas nos cabos de pré-esforço durante a construção dos pilares

Secção	Força (kN)	Tensão (MPa)
Cabo 2	-239 834.61	-51.99
Cabo 3	-3 996.50	-1 141.856
Cabo Auxiliar	-93 255.66	-1 328.31

Os cabos de pré-esforço atingem todas tensões máximas durante a construção do tabuleiro apenas quando se procede ao içamento de todas as secções do mesmo.

Tabela 5.14 - Forças aplicadas nos cabos de pré-esforço durante a construção do tabuleiro

Secção	Força (kN)	Tensão (MPa)
Cabo 1	-63 199.15	-676.80
Cabo 2	-136 124.95	-766.82
Cabo 3	-2 816.621	-804.75

6 IMPACTO VISUAL

Uma obra de arte como esta ponte e estruturas desta dimensão obrigam a um estudo e análise relativo ao impacto visual das mesmas no local de implantação.

Devido às diversas condicionantes já expostas é realizado um enquadramento da estrutura atendendo à proximidade da ponte da Arrábida, impacto nas vias de circulação, etc. Com recurso às ferramentas 3D do AutoCAD 2021 é possível criar modelos tridimensionais da ponte, representados na Figura 6.1, na Figura 6.2 e na Figura 6.3.



Figura 6.1 - Modelo tridimensional da ponte (perspetiva ligação tabuleiro - pilar)

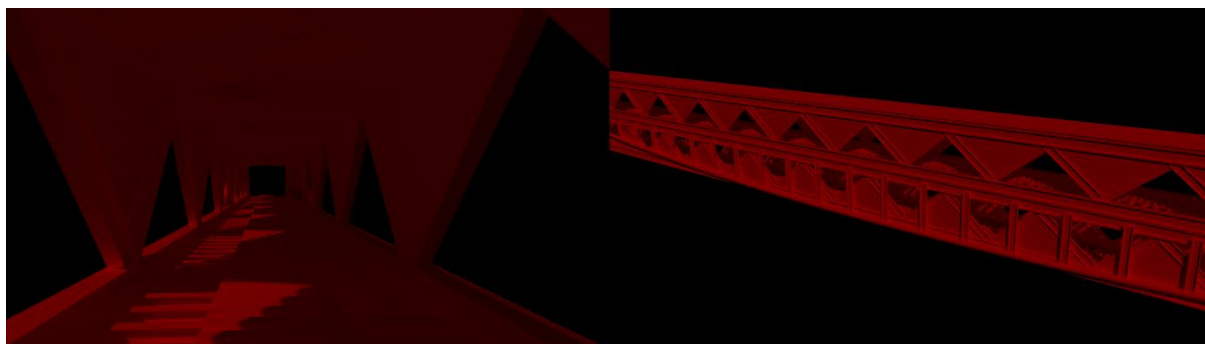


Figura 6.2 - Modelo tridimensional da ponte (tabuleiro)

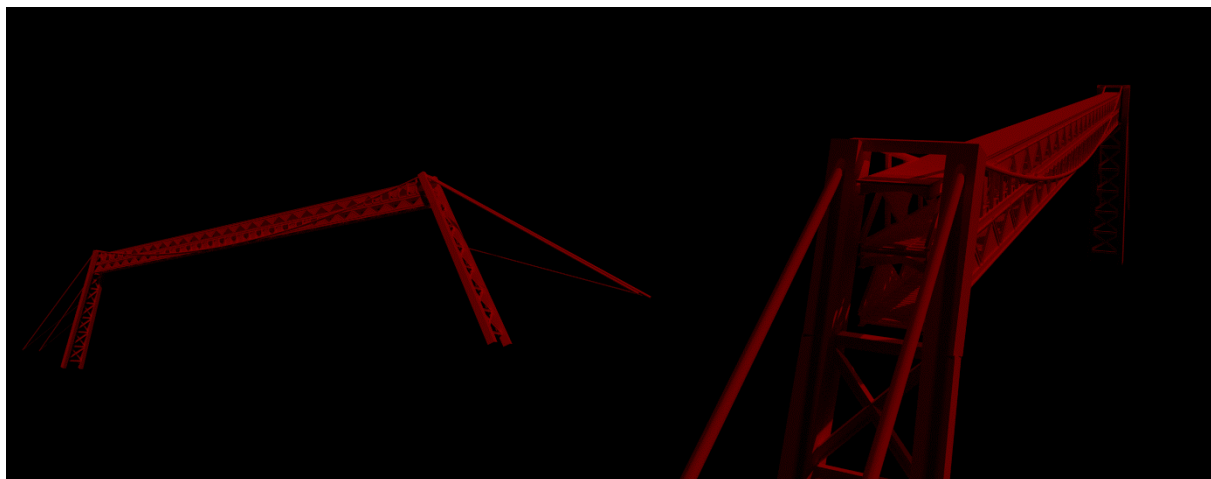


Figura 6.3 - Modelos tridimensionais da ponte (perspetiva geral)

De forma a ter uma melhor noção do impacto da ponte sobre a paisagem já existente são realizadas fotomontagens que permitem perceber melhor o seu enquadramento (Figura 6.4 e Figura 6.5).

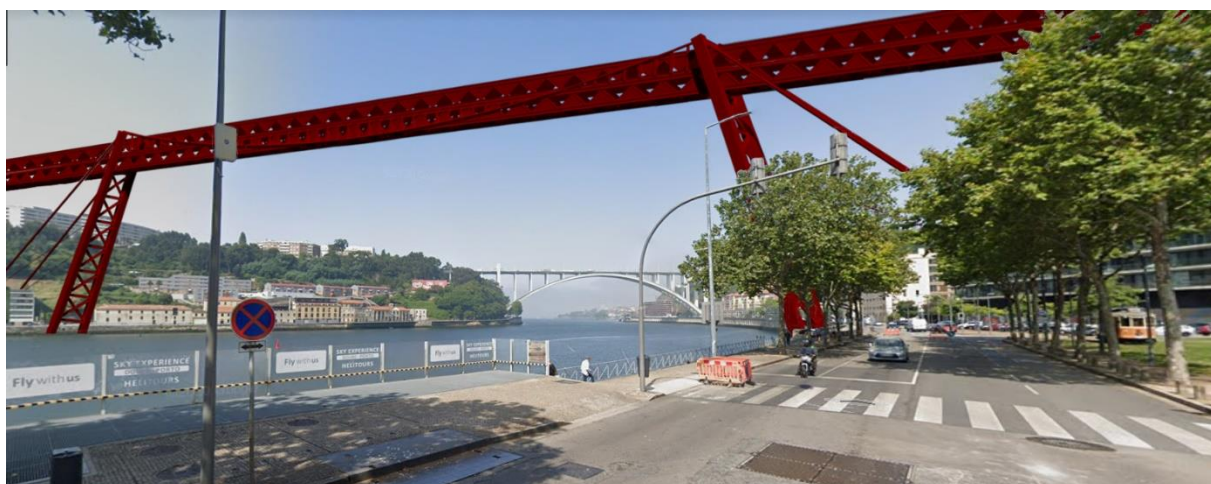


Figura 6.4 - Representação da implantação da ponte

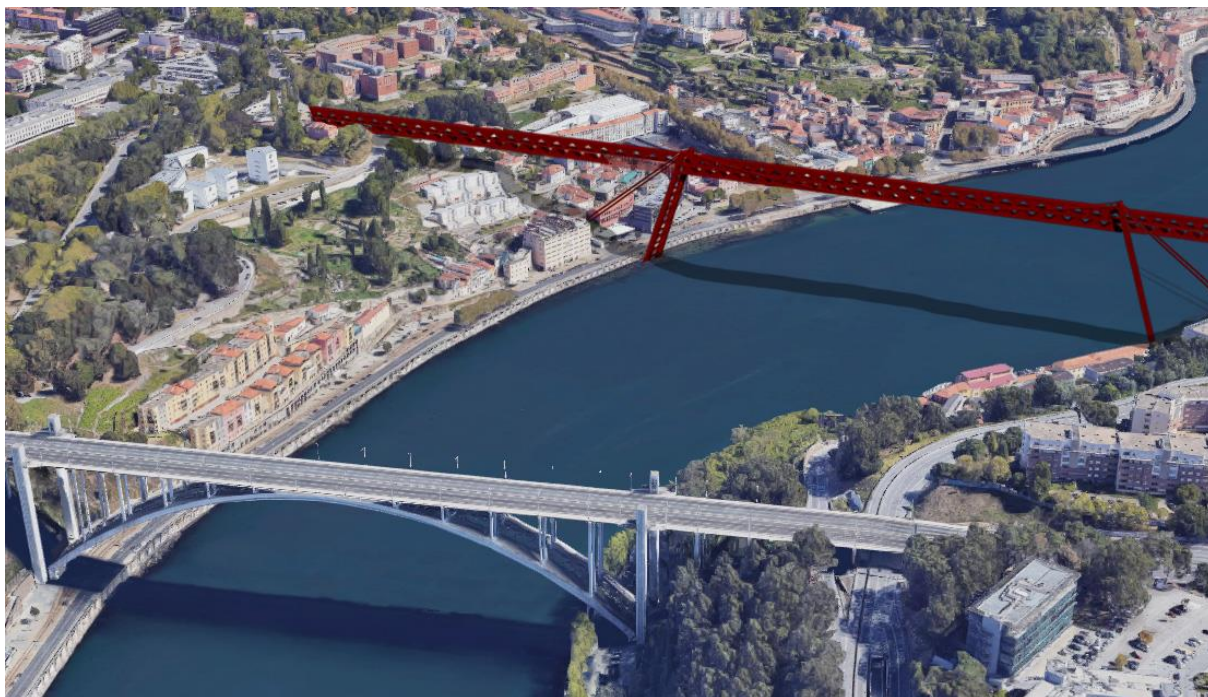


Figura 6.5 - Representação da implantação da ponte

Uma vez que no dimensionamento é considerado o tabuleiro como completamente fechado admite-se a possibilidade do uso de revestimentos decorativos não representados nas diversas figuras deste capítulo. Este tipo de revestimento surge em diversas pontes, possibilitando uma melhoria da estética das mesmas. Um exemplo é a *Weave bridge* que apresenta toda a estrutura pintada de preto em contraste com as superfícies não estruturais de madeira e vidro (placas de polímero e painéis Perspex) tal como ilustrado na Figura 6.6. (Shapiro, 2009)

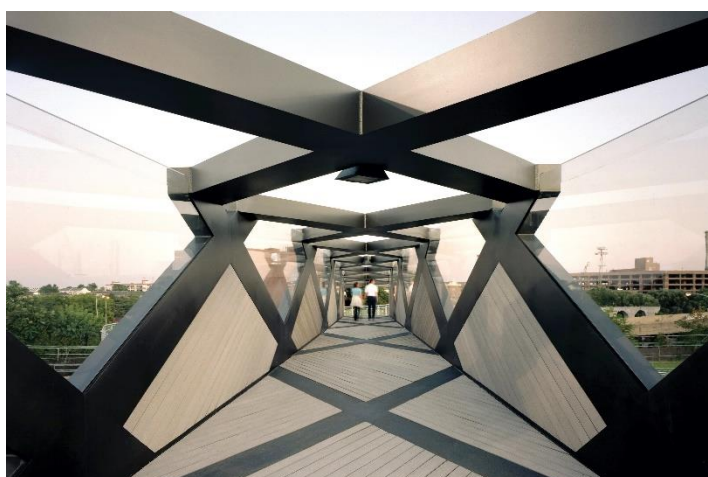


Figura 6.6 - Weave bridge em Pennsylvania, USA (Shapiro, 2009)

Outras opções como o uso de vidros laminados de cores distintas, tal como na ponte Pedro e Inês (Figura 6.7), em Coimbra, podem ser utilizadas para o melhor enquadramento visual da ponte no contexto paisagístico em que se insere.



Figura 6.7 - Ponte Pedro e Inês em Coimbra (Iolanda Ogando)

7

ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

O custo global da obra é estimado em 77 000 000.00 € (setenta e sete milhões de euros). Este valor é obtido pelo somatório das parcelas apresentadas na Tabela 7.1.

A estimativa orçamental é obtida principalmente com base em preços de referência de diversos trabalhos. O objetivo desta estimativa é apenas estabelecer um enquadramento do possível custo de uma ponte com as características descritas nesta dissertação, estando a mesma sujeita a alguma margem de erro.

Tabela 7.1 - Estimativa Orçamental

	Unidades	Quantidade	Custo Unitário	Custo Parcial
Perfis Metálicos				
Coluna	Kg	12 706 797.24	3.00 €	38 120 391.72 €
Viga Hor.	Kg	202 539.85	3.00 €	607 619.55 €
HE 100 A	Kg	17 979.85	3.00 €	53 939.55 €
HE 300 B	Kg	454 590.34	3.00 €	1 363 771.02 €
HE 700*352	Kg	1 061 526.64	3.00 €	3 184 579.92 €
HE 700*418	Kg	150 925.62	3.00 €	452 776.86 €
HL 920*1377	Kg	3 707 430.43	3.00 €	11 122 291.29 €

Total					54 905 369.91 €
Cabos de pré-esforço					
Cabo 1	Kg	389 800.14	4.00 €		1 559 200.54 €
Cabo 2	Kg	615 497.34	4.00 €		2 461 989.38 €
Cabo 3	Kg	8 918.80	4.00 €		35 675.20 €
Cabo Auxiliar	Kg	17 057.92	4.00 €		68 231.68 €
Total					4 125 096.80 €
Via circulação do metro					
Travessas de Madeira	Unidade	902.00	174.03 €		156 975.06 €
Carris	Kg	59 151.60	3.00 €		177 454.80 €
Total					334 429.86 €
Circulação pedonal					
Travessas de madeira	m³	331.70	641.75 €		212 871.04 €
Guarda corpos	m	540.00	165.30 €		89 262.00 €
Total					302 133.04 €
Fundações ⁽¹⁾					
Fundações	-	-	-		5 774 228.67 €
Total					5 774 228.67 €
Acabamentos Gerais ⁽²⁾					

Acabamentos gerais	-	-	-	3 849 485.78 €
Total				3 849 485.78 €
Estaleiro e outros trabalhos				
Estaleiro ⁽³⁾	-	-	-	5 774 228.67 €
Outros trabalhos ⁽⁴⁾	-	-	-	1 924 742.89 €
Total				7 698 971.56 €
Acerto				+10 284.38 €
TOTAL				77 000 000.00 €

- (1) Para as fundações é considerado um valor correspondente a 7.5 % do total do custo da obra.
 (2) Para os acabamentos gerais é considerado um valor correspondente a 5.0 % do total do custo da obra.
 (3) Para o estaleiro é considerado um valor correspondente a 7.5 % do total do custo da obra.
 (4) Para outros trabalhos é considerado um valor correspondente a 2.5% do total do custo da obra.

Face ao orçamento provisório apresentado durante a apresentação do concurso de ideias para esta ponte, cerca de 50 milhões de euros, esta revela-se uma ponte cara. Esta diferença de valores pode ser justificada pela utilização de uma solução pouco otimizada principalmente em relação ao dimensionamento dos pilares da ponte.

8

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTO FUTURO

Neste capítulo são abordadas as principais conclusões retiradas com a elaboração desta dissertação. São também abordados possíveis desenvolvimentos futuros sobre o projeto elaborado nesta dissertação.

8.1. CONCLUSÕES

A dissertação desenvolvida tem como principal objetivo a elaboração de um projeto base de uma nova ponte para passagem do metro ligeiro a ligar as cidades de Vila Nova de Gaia e do Porto. Assim, ao longo da elaboração desta dissertação são recolhidos e aplicados conhecimentos novos sobre a engenharia de pontes, mais especificamente pontes ferroviárias.

São estudados inicialmente os possíveis formatos da nova ponte tendo em consideração as limitações da envolvente e as relativas ao uso da ponte, optando-se por uma ponte de vigas com pilares inclinados. É assim feito um pré-dimensionamento inicial da estrutura.

De forma a proceder ao pré-dimensionamento da estrutura são calculadas as diferentes forças aplicadas na ponte (provocadas pelo metro, peões, vento, temperatura, sismo) com recurso aos diversos eurocódigos relevantes.

Baseado nas forças aplicadas é elaborado um pré-dimensionamento inicial da estrutura. De um modo iterativo são alteradas as secções da estrutura de forma a melhorar a capacidade resistente das mesmas nas barras necessárias. São considerados alguns modelos de treliça, quer vertical quer horizontal, optando-se pelo que apresenta melhores resultados em termos de deslocamentos, colocando em consideração também o custo das mesmas face aos resultados apresentados.

Com a estrutura já definida são verificadas as resistências das secções face aos diferentes estados limites últimos e o comportamento das mesmas quando submetidas às combinações dos estados limites de serviço.

Face à grande complexidade da ponte é considerado importante o desenvolvimento e estudo de um possível processo construtivo. Desta forma, é proposto o processo construtivo dos pilares e do tabuleiro consoante apresentado no capítulo 5. São analisados os esforços nas diferentes secções durante o desenvolvimento do processo construtivo de modo a avaliar a viabilidade do mesmo e é também feito o dimensionamento das estruturas provisórias necessárias.

Por fim, com toda a estrutura definida assim como o processo construtivo é elaborada uma estimativa orçamental e estudado o impacto visual da ponte na paisagem já existente. No entanto, face à falta de informação rigorosa relativa quer ao custo de mão de obra, como ao de transporte e custo das secções, este valor indicado no capítulo 7 deve ser tomado apenas como uma ordem de grandeza do custo total da obra.

O resultado final traduz-se numa ponte de elevadas dimensões. Com um vão de 325 metros esta ponte colocar-se-ia como o 22º maior vão do mundo no que respeita às pontes cantilever.

Assim, conclui-se que os objetivos principais desta dissertação são cumpridos, é assim elaborada uma ponte que apesar dos custos elevados cumpre as exigências necessárias. Trata-se de um formato de ponte pouco utilizado que apresenta bons resultados em relação aos deslocamentos, e que apresenta ser uma solução eficaz. Existem, no entanto, diversas considerações que têm de ser efetuadas antes de avançar para o projeto de execução. Várias das considerações que são necessárias observar são mencionadas no subcapítulo 8.2.

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

De forma a elaborar um projeto de execução relativo a esta estrutura é necessário um maior aprofundamento em diversos assuntos que ou são abordados de forma mais simplista nesta dissertação ou não são sequer abordados.

Assim, torna-se imperativa a recolha da informação geológica dos terrenos envolventes da estrutura tal como o dimensionamento das diversas fundações quer dos pilares quer dos cabos de pré-esforço.

No que se refere ao dimensionamento, análise e verificação de segurança é considerado necessária a elaboração dos seguintes estudos:

- Análise dinâmica da estrutura em relação aos efeitos do vento com recurso a um modelo a escala reduzida em túnel de vento;
- Análise dos modos de encurvadura das vigas longitudinais de forma a perceber o comprimento de encurvadura das mesmas, que nesta dissertação é considerado igual à distância entre as interseções da viga com a treliça;
- Análise da influência do vento e da temperatura durante o processo construtivo;
- Dimensionamento de todas as ligações entre perfis, tal como a ligação entre os pilares e o tabuleiro;
- Dimensionamento dos aparelhos de apoio assim como das ancoragens dos cabos de pré-esforço;
- Estudo das cargas de acidente a serem consideradas para esta ponte;
- Estudo do efeito da ação do vento nos pilares;
- Verificação da resistência da estrutura em relação à fadiga;
- Verificação da resistência da estrutura em relação a ações sísmicas;

- Verificação da influência das forças horizontais provocadas pelo metro (como por exemplo as forças de lacete);
- Verificação do equilíbrio da ponte para casos excepcionais como, por exemplo, a carga relativa aos peões e ciclistas se encontrar aplicada apenas num dos lados da ponte (nascente ou poente).

É importante a elaboração de peças desenhadas com desenho detalhado da estrutura e das suas ligações, dos faseamentos do processo construtivo assim como os pormenores construtivos necessários à fase de execução.

Deve ser elaborada uma melhor estimativa orçamental com recurso a medições detalhadas e rigorosas do material utilizado. Devem ser confirmados os preços unitários considerados nesta dissertação de modo a obter uma estiva orçamental mais rigorosa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARCELORMITTAL (2021) - Profilés et Aciers Marchands - Sections and Merchant Bars - Profil- und Stabstahl.
- ASCENSÃO, JOANA (2021) - Metro, peões e bicicletas: bazuca europeia paga a nova ponte sobre o Douro localizada entre Arrábida e Luís I. Expresso [Online]. [Consult. 12/09/2021]. Disponível em WWW: <URL: <https://expresso.pt/politica/2021-03-16-Metro-peoes-e-bicicletas-bazuca-europeia-paga-a-nova-ponte-sobre-o-Douro-localizada-entre-Arrabida-e-Luis-I-c660c759>>.
- COENTRÃO, ABEL (2012) - Metro deu boleia a uma revolução nos transportes públicos do Porto. Disponível em WWW: <<https://www.publico.pt/2012/12/07/local/noticia/metro-deu-boleia-a-uma-revolucao-nos-transportes-publicos-do-porto-1576481#0>>.
- DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE COMUNICAÇÃO E PROMOÇÃO DA CÂMARA MUNICIPAL DO PORTO (2016) - Ponte de São João foi inaugurada há 25 anos. Disponível em WWW: <<https://www.porto.pt/pt/noticia/ponte-de-sao-joao-foi-inaugurada-ha-25-anos>>.
- DIREÇÃO-GERAL DO PATRIMÓNIO CULTURAL - Ponte D. Maria Pia / Ponte Ferroviária D. Maria Pia [Online]. [Consult. Disponível em WWW: <URL: http://www.monumentos.gov.pt/Site/APP_PagesUser/SIPA.aspx?id=3903>.
- - Ponte de D. Luís [Online]. [Consult. 5 de março de 2021]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.patrimoniocultural.gov.pt/pt/patrimonio/patrimonio-imovel/pesquisa-do-patrimonio/classificado-ou-em-vias-de-classificacao/geral/view/74503>>.
- - Ponte de D. Maria Pia [Online]. [Consult. 15 de março de 2021]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.patrimoniocultural.gov.pt/pt/patrimonio/patrimonio-imovel/pesquisa-do-patrimonio/classificado-ou-em-vias-de-classificacao/geral/view/70405/>>.
- - Ponte de Santarém / Ponte D. Luís [Online]. [Consult. 16/06/2021]. Disponível em WWW: <URL: http://www.monumentos.gov.pt/Site/APP_PagesUser/SIPA.aspx?id=6261>.
- - Ponte Metálica sobre o Rio Minho / Ponte Metálica Ferroviária e Rodoviária sobre o Rio Minho [Online]. [Consult. Disponível em WWW: <URL: http://www.monumentos.gov.pt/Site/APP_PagesUser/SIPA.aspx?id=6218>.
- EN 1990 + A1 (2002/2005) - Eurocode - Basis of structural design.
- EN 1991-1-5 (2009) - Eurocódigo 1: Ações em estruturas - Parte 1-5: Ações gerais, Ações térmicas. EN 1991-1-5.
- EN 1993-1-11 (2006) - Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-11: Design of structures with tension components.
- EN 1993-2 (2006) - Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges.
- EN 1998-2 + A2 (2005/2011) - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges.
- EN 10138-3 (2005) - EN 10138-3: Prestressing steels - Part 3: Strand.

- FARELO, CARLA MARIA SOARES (2010) - Projecto de execução: traçado e materiais de via férrea: troço Miranda do Corvo/Serpins. Mestrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2010. 139 p.
- GUERRA, ANTÓNIO [et al.] (2005) - Cimbre autolancável com pré-esforço orgânico. Congresso de construção metálica e mista [Online].
- JN/AGÊNCIAS (2021) - Concurso para ponte no Douro só após consignação das novas linhas do metro. Disponível em WWW: <<https://www.jn.pt/local/noticias/porto/porto/concurso-para-ponte-no-douro-so-apos-consignacao-das-novas-linhas-do-metro-13337368.html>>.
- LUSA (2020a) - Estudo destaca procura de Metro do Porto até Devesas e sugere metrobus para Trofa. Disponível em WWW: <<https://www.publico.pt/2020/10/20/local/noticia/estudo-destaca-procura-metro-porto-ate-devesas-sugere-metrobus-trofa-1936028>>.
- (2020b) - Ministro do Ambiente anuncia que nova expansão do metro do Porto está concretizada em 10 anos. Disponível em WWW: <<https://observador.pt/2020/12/10/ministro-do-ambiente-anuncia-que-nova-expansao-do-metro-do-porto-esta-concretizada-em-10-anos/>>.
- LUSA, MADREMEDIA (2020c) - Câmara do Porto garante que nova linha de metro de Vila Nova de Gaia está contemplada no PDM. Disponível em WWW: <<https://24.sapo.pt/atualidade/artigos/camara-do-porto-garante-que-nova-linha-de-metro-de-vila-nova-de-gaia-esta-contemplada-no-pdm>>.
- LUSOPONTE - Ponte 25 de Abril [Online]. [Consult. 16/06/2021]. Disponível em WWW: <URL: <https://www.lusoponte.pt/25-de-abril>>.
- MELO, LUÍS G; REIS, ANTÓNIO J (2003) - Ponte Metálica de Vila Real sobre o Rio Corgo—Reabilitação e Reforço. 2003.
- METRO DO PORTO - História [Online]. [Consult. 25 de fevereiro de 2021]. Disponível em WWW: <URL: <https://www.metrodoporto.pt/pages/321>>.
- - Metro em números [Online]. [Consult. 26 de fevereiro de 2021]. Disponível em WWW: <URL: <https://www.metrodoporto.pt/pages/307>>.
- (2008) - Desenvolvimento do sistema de metro ligeiro do Porto Disponível em WWW: <URL: https://www.metrodoporto.pt/uploads/document/file/69/2_e_3_fases_da_rede_do_Metro_d_o_Porto.pdf>.
- (2017a) - Anexo XIX, Descrição do sistema de Metro Ligeiro.
- (2017b) - LINHA STº. OVÍDIO— VILA D’ESTE Disponível em WWW: <URL: https://www.metrodoporto.pt/uploads/writer_file/document/312/StOvidio_Vilad_Este_201702_15_FINAL.pdf>.
- (2018) - Linha D - Prolongamento a Vila D'Este, Estudo Prévio, Estudo de Impacte Ambiental, Volume 2 - Relatório Técnico
- (2019) - 70 milhões de obrigados [Online]. [Consult. 26 de fevereiro de 2021]. Disponível em WWW: <URL: https://www.metrodoporto.pt/frontoffice/pages/630?news_id=350>.

- (2021a) - Cerimónia Novas Linhas, Nova Ponte. Disponível em WWW: <<https://www.youtube.com/watch?v=-Rjc7O6ldGU&t=1s>>.
- (2021b) - [Mapa de Rede]. Disponível em WWW: <URL: https://www.metrodoporto.pt/uploads/document/file/471/EUT_PMV_CMYK.pdf>.
- MIDDLEBROOK, RONALD F (2014) - Bay Bridge. STRUCTURE [Online]. 26:
- MINISTÉRIO DO PLANEAMENTO (2021) - PRR, Plano de Recuperação e Resiliência Disponível em WWW: <URL: <https://www.portugal.gov.pt/download-ficheiros/ficheiro.aspx?v=%3D%3DBQAAAB%2BLCAAAAAAABAAzNDQzNgYA62SpeQUAAAA%3D>>.
- MONTEIRO, DAVID (2020) - Concurso para nova ponte entre Porto e Gaia avança em 2021. Disponível em WWW: <<https://www.cmjornal.pt/portugal/cidades/detalhe/concurso-para-nova-ponte-entre-porto-e-gaia-avanca-em-2021>>.
- NP EN 1990 (2009) - Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas.
- NP EN 1991-1-1 (2009) - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.
- NP EN 1991-1-4 (2010) - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-4: Acções gerais. Acções do vento.
- NP EN 1991-2 (2017) - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 2: Ações de tráfego em pontes.
- NP EN 1998-1 (2010) - Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
- NP EN 10025-4 (2009) - Condições técnicas de fornecimento para aços de construção soldáveis de grão fino obtidos por laminagem termomecânica.
- NP EN 10025-5 (2009) - Condições técnicas de fornecimento para aços de construção com superior resistência à corrosão atmosférica.
- NP EN 10025-6 + A1 (2004/2009) - Condições técnicas de fornecimento para produtos planos de aço de construção de alto limite elástico no estado temperado e revenido.
- NP EN 1993-1-1 (2010) - Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- OLIVEIRA, ANA FILIPA FIRMINO PAULINO DE (2013) - Via Balastrada versus via não balastrada. Mestrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2012. 141 p.
- PATRÍCIO, H (2018) - Pontes ferroviárias metálicas existentes-Characterização dos materiais e avaliação da fadiga. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Ed. LNEC. Série III [Online].o6. 113-124.
- PINTO, TIAGO CERDEIRA LOPES COSTA (2011) - Adaptação da Ponte da Arrábida à passagem do metro ligeiro. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de

Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010. 188 p.

RSA (1983) - RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Lisboa: Diário da Republica.

SHAPIRO, GIDEON FINK (2009) - Weave Bridge. Architect Magazine.

SHELTON, CHRISTIAN (2021) - Heavy lifting: Super heavyweights. Internacional Cranes and Specialized Transport [Online]. [Consult. 28-07-2021]. Disponível em WWW: <URL: <https://www.internationalcranes.media/news/heavy-lifting-super-heavyweights/8010618.article>>.

SPARK (2017) - How did they build that? - Temporada: 1 - Episódio: How Are Suspension Bridges Made? (9)