

PROJECTO DE UMA PONTE PEDONAL SOBRE A VIA ESTRUTURANTE DA FEUP

PEDRO DE SEIXAS DUARTE

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

Orientador: Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha família

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Doutor Álvaro Azevedo, pela disponibilidade, ajuda e partilha de conhecimentos;

Ao Professor António Vasconcelos, pela disponibilização de elementos topográficos do local de implantação da ponte;

À Fiberline Composites A/S, mais concretamente ao Engenheiro Klaus Folkmann, pela resposta pronta às minhas questões;

À minha família pelo incentivo constante;

À minha namorada pelo apoio e motivação.

Aos meus amigos.

RESUMO

O presente estudo visa encontrar uma solução para mitigar um problema de acessibilidades decorrente da inauguração de equipamentos públicos da Associação de Estudantes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal (AEFEUP) numa zona periférica da faculdade.

Com esse propósito é estudada uma solução de ponte pedonal suspensa. O estudo inicia-se com a análise das condicionantes do local, nomeadamente topográficas e urbanísticas. É definida uma geometria possível para a ponte a implantar utilizando cabos de atirantamento, bem como um sistema estrutural constituído maioritariamente por elementos metálicos. É ainda estudada a utilização de polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP) no tabuleiro da ponte.

A composição da estrutura por elementos de cabo obriga à realização de análises não lineares, consistindo na actualização sucessiva da geometria da estrutura através de uma análise do tipo P- Δ .

A caracterização da estrutura é feita através do seu dimensionamento, dependente das análises estática e dinâmica, tomando como base os regulamentos nacionais e europeus, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes e os Eurocódigos.

Devido às características de leveza e flexibilidade subjacentes a este tipo de estrutura é estudado o comportamento dinâmico da ponte através de uma análise modal com base na matriz de rigidez resultante da análise não linear geométrica da estrutura. São estudadas metodologias aproximadas de análise e é ainda simulada a acção de um grupo de peões a caminhar sobre a ponte através da aplicação de uma carga dinâmica.

São ainda estudados os acessos à ponte e é feita uma análise aos impactos visuais e à integração na envolvente urbanística decorrentes da construção da ponte.

PALAVRAS-CHAVE: ponte pedonal, ponte atirantada, estrutura de cabos, análise não linear, análise dinâmica.

ABSTRACT

This project aims to solve a problem of accessibility due to the inauguration of public equipments of the Association of Students of the Faculty of Engineering of the University of Porto, Portugal (AEFEUP) in a peripheral area of the faculty.

With this objective, a solution consisting of a cable-stayed footbridge is studied. The study starts with the analysis of the constraints of the area, namely topographic and urban. A possible geometry for the bridge is defined making use of cable stays, as well as a mainly metallic structural frame. The use of Glass Fibre Reinforced Plastics (GFRP) for the bridge deck is also studied.

Nonlinear analysis based on the successive update of the geometry of the structure by means of a P- Δ analysis is performed as the main elements are cables, more prone to significant deflections.

The analysis is based on both national and European regulations, namely the *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes* and the Eurocodes.

Due to the characteristics of lightness and flexibility common to this structural type, the dynamic behaviour of the bridge is studied by means of a modal analysis, based on the stiffness matrix that results from the nonlinear geometrical analysis. Simplified methodologies and a simulation of the dynamic load due to a group of pedestrians walking on the bridge are also applied.

Following the results of both the static and dynamic analysis the elements of the bridge are designed. The accesses to the bridge are studied and both an analysis of the visual impact and the integration of the bridge on the surrounding environment are also undertaken.

KEYWORDS: footbridge, cable-stayed bridge, cable structure, nonlinear analysis, dynamic analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO DO PROJECTO E OBJECTIVOS	1
1.2. ESTUDO PRÉVIO E ALTERAÇÕES CONCEPTUAIS	2
2. ESTADO DA ARTE	5
2.1. ASPECTOS GERAIS DE PONTES PEDONAIIS.....	5
2.2. PONTES SUSPENSAS	6
2.3. MATERIAIS.....	11
2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	11
2.3.2. AÇO	12
2.3.3. BETÃO ARMADO	14
2.3.4. GLASS FIBRE REINFORCED PLASTIC – GFRP	15
3. CONCEPÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO	17
3.1. FORMULAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROBLEMA	17
3.2. LOCALIZAÇÃO DA OBRA	18
3.3. CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES DO LOCAL	19
3.4. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA	20
3.4.1. LEGISLAÇÃO A RESPEITAR	20
3.4.2. IMPLANTAÇÃO E DIMENSÕES PRINCIPAIS.....	20
3.4.3. MODELOS PRELIMINARES	21
3.4.4. ASPECTOS PARTICULARES DA OPÇÃO ESCOLHIDA.....	23
3.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	23
3.5.1. CARREGAMENTO E COMBINAÇÕES	23
3.5.2. PESOS PRÓPRIOS DOS MATERIAIS.....	24
3.5.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO	26

3.5.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS CABOS.....	29
3.5.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES.....	31

4. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA..... 35

4.1. MODELAÇÃO 35

4.1.1. ESTRUTURAS COM SISTEMAS DE CABOS E NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA 35

4.1.2. ANÁLISE COM PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO 37

4.2. ANÁLISE ESTÁTICA 43

4.2.1. ACÇÕES SOBRE A ESTRUTURA 43

4.2.2. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES 47

4.2.3. ANÁLISE DE RESULTADOS E ALTERAÇÕES À ESTRUTURA..... 49

4.3. ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA..... 53

4.3.1. CONCEITOS GERAIS DE ANÁLISE DINÂMICA..... 53

4.3.2. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE..... 57

4.3.3. MEDIDAS CORRECTIVAS..... 61

4.4. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS..... 63

4.4.1. TABULEIRO 63

4.4.2. CABOS 64

4.4.3. LIGAÇÃO DOS CABOS AO TABULEIRO..... 66

4.4.4. PILARES 67

4.4.5. FUNDAÇÕES DOS PILARES 69

4.4.6. ANCORAGEM DAS ESPIAS DOS PILARES 73

4.4.7. GUARDAS 75

5. PROCESSO CONSTRUTIVO 77

6. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL..... 81

7. ACESSOS À PONTE E IMPACTO VISUAL 83

8. PEÇAS DESENHADAS 91

9. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 111

BIBLIOGRAFIA..... 113

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Foto-montagem de uma proposta alternativa à do presente trabalho (Gandarela, et al., 2007)	3
Figura 1.2 - Foto-montagem de uma proposta alternativa à do presente trabalho (Gandarela, et al., 2007)	3
Figura 2.1 - Ponte Töss, em Winterthur, Suíça (Janberg, 2009)	5
Figura 2.2 - Ponte suspensa de Faustus Verantius (Podolny, 1999)	6
Figura 2.3 - Ponte sobre o estreito de Menai, País de Gales (Gerber, 2008)	7
Figura 2.4 - Brooklyn Bridge, Nova Iorque (Janberg, 2008)	8
Figura 2.5 - Ponte Akashi-Kaikyo, Japão (Darger, 2007)	8
Figura 2.6 - Ponte Sutong, China (Janberg, 2009)	9
Figura 2.7 - Registo da instabilidade aerodinâmica na ponte de Tacoma, EUA (Structurae, 2004)	9
Figura 2.8 - Ilustração da Ponte Pênsil, Porto (Azeredo, 1998)	10
Figura 2.9 - Ponte 25 de Abril, Lisboa (Cortright, 2007)	11
Figura 2.10 - Ponte Vasco da Gama, Lisboa (Kanakaris-Wirtl, 2006)	11
Figura 2.11 - Processo de pultrusão - adaptado de (Fiberline Composites A/S, 2003)	16
Figura 3.1 - Vista aérea da FEUP, Porto – adaptado de (Google, 2010)	17
Figura 3.2 - Acessos à AEFEUP – adaptado de (Google, 2010)	18
Figura 3.3 - Localização da ponte – FEUP, Porto	19
Figura 3.4 – Perfil longitudinal	20
Figura 3.5 - Largura aconselhada do tabuleiro (Strasky, 2005)	21
Figura 3.6 - Hipótese 1	21
Figura 3.7 - Hipótese 2	22
Figura 3.8 - Hipótese 3	22
Figura 3.9 - Hipótese 4	22
Figura 3.10 - Alçado da solução escolhida	23
Figura 3.11 – Características geométricas dos elementos de tabuleiro (Fiberline Composites, 2010) .	25
Figura 3.12 – Planta esquemática do tabuleiro	26
Figura 3.13 – Estrutura do tabuleiro	27
Figura 3.14 – Modelo simplificado de cálculo para determinação de acções nos perfis	27
Figura 3.15 – Modelo de cálculo para determinação de esforços nos perfis	28
Figura 3.16 – Modelo de cálculo para determinação de esforços nos cabos	30
Figura 3.17 - Numeração dos cabos	30
Figura 3.18 – Dimensões genéricas das secções da base e do topo dos pilares	32
Figura 3.19 – Modelo de cálculo para determinação de esforços nos pilares	32
Figura 3.20 – Diagramas de esforços actuantes nos pilares	33

Figura 3.21 – Dimensões da secção da base dos pilares.....	34
Figura 4.1 - Modelo para representação da não-linearidade geométrica (Carneiro de Barros, 2006) ...	36
Figura 4.2 - Definição dos elementos cabo no Robot.....	38
Figura 4.3 - Definição das libertações de momentos no modelo de barras bi-articuladas no Robot.....	38
Figura 4.4 - Definição de elementos de tensão no Robot	39
Figura 4.5 - Modelo da estrutura - Robot	39
Figura 4.6 - Propriedade <i>Ignore Stiffness</i> no STAAD.Pro	40
Figura 4.7 - Propriedade <i>Cable</i> no STAAD.Pro.....	40
Figura 4.8 - Propriedade <i>Tension</i> no STAAD.Pro.....	40
Figura 4.9 - Propriedade <i>Release</i> no STAAD.Pro.....	41
Figura 4.10 - Modelo da estrutura - STAAD.Pro	41
Figura 4.11 - Valor característico da pressão dinâmica, w_k (kN/m ²) (RSA, 1983)	45
Figura 4.12 - Coeficientes de força para fios e cabos (Quadro I-XVII) (RSA, 1983).....	45
Figura 4.13 - Coeficientes de força para construções de forma cilíndrica ou prismática - Quadro I-XIII (RSA, 1983).....	46
Figura 4.14 - Análise da estrutura inicial a ELU (estados limites últimos).....	50
Figura 4.15 - Análise da estrutura inicial a ELS (estados limites de serviço)	50
Figura 4.16 - Análise da estrutura final a ELU (estados limites últimos)	51
Figura 4.17 - Análise da estrutura final a ELS (estados limites de serviço).....	51
Figura 4.18 - Sistema de um grau de liberdade	54
Figura 4.19 - Esquema do fenómeno de <i>flutter</i> – adaptado de (Strasky, 2005).....	56
Figura 4.20 - Coeficientes de carga da análise dinâmica (Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007, 2005).....	60
Figura 4.21 - Exemplo da utilização de um amortecedor viscoso na ponte Simone de Beauvoir – Paris (Duflot, et al., 2008)	62
Figura 4.22 - Exemplo da aplicação de TMD's (HiVoSS, 2008)	62
Figura 4.23 - Dimensionamento das placas de GFRP do tabuleiro – adaptado de (Fiberline Composites A/S, 2003).....	63
Figura 4.24 - Esquema transversal da estrutura do tabuleiro.....	64
Figura 4.25 - Esquema de grelha estrutural	64
Figura 4.26 - Exemplo de secções de cabos FLC – adaptado de (Macalloy, 2004)	65
Figura 4.27 - Características dos cabos FLC (Macalloy, 2004)	65
Figura 4.28 - Esquema da ligação dos cabos ao tabuleiro - adaptado de (Strasky, 2005).....	66
Figura 4.29 – Ligação dos cabos ao tabuleiro a utilizar - adaptado de (Macalloy, 2004)	66
Figura 4.30 - Secção dos pilares pré-dimensionada	67
Figura 4.31 - Modelo numérico dos pilares.....	68
Figura 4.32 - Verificação da segurança dos pilares de acordo com o EC3	68

Figura 4.33 - Verificação do comportamento em serviço dos pilares de acordo com o EC3	68
Figura 4.34 - Esquema de sapata excêntrica	70
Figura 4.35 - Vista em planta das sapatas	71
Figura 4.36 - Esquema de armaduras nas sapatas	72
Figura 4.37 - Exemplo de ancoragem - adaptado de (Xanthakos, 1991)	73
Figura 4.38 - Capacidade resistente de ancoragens com cabos (Coelho, 1996).....	74
Figura 4.39 - Corte transversal das guardas	75
Figura 4.40 - Vista frontal das guardas	75
Figura 4.41 - Geometria dos corrimãos escolhidos – adaptado de (Fiberline Composites A/S, 2003). 76	
Figura 5.1 - Colocação dos pilares	77
Figura 5.2 - Instalação dos cabos ancorados no terreno.....	78
Figura 5.3 - Colocação do primeiro módulo do tabuleiro	78
Figura 5.4 - Colocação do segundo módulo do tabuleiro.....	78
Figura 5.5 - Colocação do terceiro módulo do tabuleiro.....	79
Figura 5.6 - Colocação do quarto módulo do tabuleiro.....	79
Figura 5.7 - Colocação do quinto módulo do tabuleiro.....	79
Figura 5.8 - Colocação do sexto e último módulo do tabuleiro	79
Figura 5.9 – Fase final da construção da estrutura	80
Figura 7.1 - Secção das escadas no encontro Norte	83
Figura 7.2 - Ilustração do encontro Norte	84
Figura 7.3 - Elevador de escada – adaptado de (Escada Fácil, 2010)	84
Figura 7.4 - Rampa de acesso no encontro Sul	85
Figura 7.5 - Ilustração do encontro Sul	85
Figura 7.6 - Modelo tridimensional da ponte - Vista de Sul	86
Figura 7.7 - Modelo tridimensional da ponte - Vista de Norte	86
Figura 7.8 – Representação gráfica do modelo tridimensional	87
Figura 7.9 - Fotomontagem - Vista de Sul	87
Figura 7.10 - Fotomontagem - Vista de Este.....	88
Figura 7.11 - Fotomontagem - Vista de Norte	88
Figura 7.12 - Fotomontagem - Vista de Oeste	89

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tracção f_u para aços laminados a quente (EN 1993, 2010).....	13
Tabela 2.2 - Características de resistência do betão - adaptado de (EN 1992, 2010).....	14
Tabela 2.3 - Propriedades das armaduras (EN 1992, 2010).....	15
Tabela 3.1 - Quadro resumo das hipóteses apresentadas	23
Tabela 3.2 – Acções na direcção longitudinal.....	28
Tabela 3.3 – Esforços máximos nos perfis do tabuleiro.....	29
Tabela 3.4 – Tabela de cálculo dos cabos	31
Tabela 3.5 – Acções de cálculo no topo dos pilares.....	31
Tabela 3.6 – Definição da espessura das paredes dos pilares.....	34
Tabela 4.1 - Comparação de resultados utilizando <i>elemento cabo</i>	42
Tabela 4.2 - Comparação de resultados utilizando <i>barra bi-articulada</i>	42
Tabela 4.3 - Comparação de resultados utilizando <i>barra contínua</i>	42
Tabela 4.4 - Quadro resumo da acção do vento	47
Tabela 4.5 - Esforços nos cabos na estrutura inicial	50
Tabela 4.6 - Resumo das diferentes soluções.....	51
Tabela 4.7 - Esforços nos cabos na estrutura final	52
Tabela 4.8 - Capacidade resistente mobilizada	52
Tabela 4.9 - Deslocamentos máximos verticais	53
Tabela 4.10 - Modos próprios de vibração.....	58
Tabela 4.11 - Resumo das acelerações máximas na estrutura.....	60
Tabela 4.12 - Quadro resumo do dimensionamento dos cabos	66
Tabela 4.13 - Acções no topo dos pilares.....	67
Tabela 4.14 - Esforços máximos nas espigas	68
Tabela 4.15 - Esforços de dimensionamento das fundações	69
Tabela 6.1 - Estimativa orçamental.....	81

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A – Área da secção

$a_{\text{máx}}$ – Aceleração máxima

A_{ref} – Área de referência

A_s – Área da secção duma armadura

B – Largura do maciço

b – Largura da secção

C – Matriz de amortecimento

c – Amortecimento do sistema

c' – Coesão efectiva do solo

D – Diâmetro

D_s – Diâmetro da furação da ancoragem

d – Altura útil do maciço

E – Módulo de elasticidade

e – Espessura

e_y – Excentricidade em relação ao eixo Y

F – Força

f – Frequência natural

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ctk} – Valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples

F_{sd} – Valor de cálculo duma força actuante

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tracção do aço das armaduras ordinárias

f_u – Valor da tensão de rotura à tracção

f_y – Valor da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

G_k – Valor característico duma acção permanente

H – Força horizontal ou altura

h – Altura da secção

H_{sd} – Valor de cálculo da força horizontal actuante

- H_{rd} – Valor de cálculo da força horizontal resistente
- I – Momento de inércia de uma secção
- i – Raio de giração duma secção
- K – Matriz de rigidez
- k – Rigidez do sistema
- K_G – Rigidez geométrica
- K_L – Rigidez linear
- L – Comprimento
- l_e – Comprimento elástico ou comprimento de encurvadura
- L_S – Comprimento de amarração da ancoragem
- M – Matriz de massa ou a massa modal da estrutura ou momento flector
- m – Massa do sistema
- M_{sd} – Valor de cálculo do momento flector actuante
- N – Esforço normal
- N_c, N_q, N_γ – Factores de capacidade de carga
- N_{cr} – Carga crítica de Euler
- N_L – Número de pessoas
- N_{rd} – Valor de cálculo do esforço axial resistente
- N_{sd} – Valor de cálculo do esforço axial actuante
- q – Sobrecarga actuante nas guardas
- q' – Valor da tensão efectiva vertical ao nível da base do maciço
- Q_k – Valor característico duma acção variável
- q_p – Pressão de pico do vento
- q_{ult} – Capacidade de carga do terreno
- r – Raio duma secção circular
- r – Deslocamento numa secção
- S_d – Valor de cálculo do esforço actuante
- S_{Gik} – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico
- S_{Q1k} – Esforço resultante da acção variável considerada como acção de base, tomada com o seu valor característico
- S_{Qjk} – Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico
- s_c, s_q, s_γ – Coeficientes correctivos devido à forma da fundação
- t – Tempo

- $T_{\max}$ – Temperatura máxima do ar
 $T_{\min}$ – Temperatura mínima do ar
 $T_{e,\max}$ – Temperatura máxima uniforme da ponte
 $T_{e,\min}$ – Temperatura mínima uniforme da ponte
 $T_{\text{ancoragem}}$ – Força resistente pela ancoragem
 u – Vector deslocamento
 V – Força vertical ou velocidade
 V_{sd} – Valor de cálculo do esforço transversal actuante ou valor de cálculo da força vertical actuante
 V_{rd} – Valor de cálculo do esforço transversal resistente
 W – Largura de placas de pavimento
 w_k – Pressão dinâmica do vento
 x, y, z – Coordenadas
 $\varnothing'$ – Ângulo de atrito do solo
 $\varnothing'_d$ – Ângulo de atrito de cálculo do solo
 ξ – Coeficiente de amortecimento
 Δ – Deslocamento
 ΔT – Variação de temperatura
 α – Coeficiente de dilatação térmica ou ângulo ou coeficiente de participação de Fourier
 δ_f – Coeficiente de força
 $\delta_{\max}$ – Deslocamento máximo
 γ – Peso volúmico do solo
 $\gamma_{G,j}$ – Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes excepto pré-esforço
 $\gamma_{Q,j}$ – Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis
 λ – Esbelteza de um elemento
 μ – Valor reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente
 ω – Frequência angular ou percentagem mecânica de armadura
 ω_0 – Frequência angular da análise linear
 ν – Valor reduzido do valor de cálculo do esforço normal resistente ou coeficiente de Poisson
 ρ – Massa volúmica
 σ_{Rd} – Valor de cálculo da tensão resistente
 σ_{sd} – Valor de cálculo da tensão actuante
 τ – Tensão de corte
 ϕ – Vector do modo próprio ou o factor de amplificação dinâmica

Ψ – Designação genérica dos coeficientes que determinam os valores reduzidos das acções

AEFEUP – Associação de Estudantes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal

EC – Eurocódigo

ELS – Estado limite de serviço

ELU – Estado limite último

EUA – Estados Unidos da América

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal

FLC – Full Locked Coil Strand

FRP – Fibre Reinforced Plastic (ou Polymer)

GFRP – Glass Fibre Reinforced Plastic (ou Polymer)

INEGI – Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial

INESC – Instituto de Engenharia de Sistemas e Computadores

IRS – Injecção repetitiva e selectiva

MBL – Minimum Break Load

MDOF – Multiple degrees of freedom

OSS – Open Spiral Strand

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

SDOF – Single degree of freedom

TMD – Tuned Mass Dampers

VD – Viscous Dampers

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO PROJECTO E OBJECTIVOS

A história da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal (FEUP) remonta ao século XVIII, com o surgimento no Porto da Aula de Náutica em 1765. À data, o Porto era um importante centro de navegação e comércio, tendo surgido a necessidade de formar pessoas capazes de comandar e manobrar fragatas cuja função seria proteger os navios mercantes do ataque de corsários no Norte de África. Já em pleno século XIX, em 1837, a Aula de Náutica foi substituída pela Academia Politécnica, tendo em 1885 sido organizados os cursos de Engenharia de Obras Públicas, Engenharia de Minas e Engenharia Industrial. É ainda de destacar que a Academia Politécnica foi o primeiro estabelecimento de ensino de Engenharia do País (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003).

Este estabelecimento evoluiria após a Implantação da República para Escola de Engenharia, ficando anexa à Faculdade de Ciências. Em 1915, a Escola de Engenharia transformou-se em Faculdade Técnica com autonomia própria, tendo ainda nesse ano os cursos sido divididos em Civil, Minas, Mecânica, Electrotécnica e Químico-Industrial. Finalmente, em 1930 surgiu a designação de Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) mantida até hoje (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003).

Entre 1937 e 2001, a FEUP esteve instalada na Rua dos Bragas mudando posteriormente para a R. Dr. Roberto Frias quando as antigas instalações se tornaram exíguas para o número de alunos e funcionários (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003).

As suas actuais instalações ocupam uma área total com cerca de 90000 m² dividida por vários edifícios. Estes compreendem 6 departamentos, blocos de aulas, auditório e administração, cantina, cafetaria, biblioteca, instalações do INEGI e INESC e ainda as instalações da Associação de Estudantes (AEFEUP).

Estas últimas foram inauguradas apenas em 2008, sendo que até então a Associação de Estudantes fazia uso de espaços provisórios no bloco de aulas principal, cedidos pela Faculdade. Esta mudança dotou a AEFEUP de infraestruturas capazes de receber os órgãos administrativos, o bar dos alunos e a reprografia.

Contudo, com esta mudança surgiu um problema de acessibilidade dos alunos a estes serviços devido à localização periférica do novo edifício. Isto levou a uma quebra de afluência devida também em parte aos acessos disponíveis. Saliente-se que não foram criados acessos próprios a este espaço, tendo-se optado por aproveitar os acessos disponíveis ao parque P4 e à cantina.

Como forma de colmatar este problema, e dado tratar-se de uma Faculdade de Engenharia, têm sido produzidos nos últimos anos diversos trabalhos académicos com o objectivo de estudar acessos alternativos. Devido às características morfológicas do terreno estes estudos têm privilegiado o acesso através de pontes pedonais.

O presente estudo vem no seguimento desses projectos, mais concretamente do *Projecto de uma Ponte Pedonal Suspensa sobre a Via Estruturante da Asprela* realizado no ano lectivo de 2006/2007 e que é apresentado na Secção 1.2. Procura-se neste trabalho chegar a uma solução distinta, usando o estudo prévio apenas como ponto de referência. Como imposição inicial, a solução teria apenas de cumprir o requisito de ser uma ponte suspensa.

Assim, ao longo deste trabalho é apresentada uma proposta de uma ponte pedonal para este local e é feita a sua caracterização.

Deste modo, no Capítulo 2 – Estado da Arte – é feito um enquadramento conceptual através de uma revisão de literatura sobre o tema. Começa-se com uma descrição dos aspectos gerais de pontes pedonais, passando por um apanhado histórico sobre pontes suspensas. Por fim, apresenta-se a história do uso dos materiais aplicados e as suas principais características.

O Capítulo 3 – Concepção e Pré-Dimensionamento – inicia-se com a formulação e descrição do problema. De seguida é apresentada a localização da obra e as características e condicionantes do local. Posteriormente, é estudada a solução geométrica a adoptar e é feito o pré-dimensionamento da ponte.

No Capítulo 4 – Análise e Dimensionamento da Estrutura – procedeu-se ao estudo das opções de modelação da estrutura em dois programas de cálculo automático pelo Método dos Elementos Finitos. Seguidamente é validado o modelo de cálculo através da comparação de resultados. São apresentadas as acções e as combinações de esforços actuantes sobre a estrutura seguidas das análises estática e dinâmica da estrutura, sendo que ambas as análises contemplam a não-linearidade da resposta estrutural. Finalmente são dimensionados os diferentes elementos estruturais com vista à definição geral da estrutura.

No quinto Capítulo – Processo Construtivo – é analisado o processo construtivo da ponte, seguindo-se no Capítulo 6 – Estimativa Orçamental – um estudo dos custos da obra a realizar.

O Capítulo 7 – Acessos à Ponte e Impactos Visuais – centra-se na ligação do tabuleiro aos encontros da ponte, procurando encontrar soluções eficazes e funcionais. Por fim, é feito um estudo do impacto visual da construção da ponte na envolvente urbanística de modo a validar a aplicação da solução geométrica estudada.

No Capítulo 8 – Peças Desenhadas – são apresentados os desenhos definidores da obra e, por fim, o nono Capítulo – Conclusões e Desenvolvimentos Futuros – apresenta um resumo do estudo efectuado e possibilidades de estudos futuros sobre a mesma base.

1.2. ESTUDO PRÉVIO E ALTERAÇÕES CONCEPTUAIS

O presente trabalho tem como objectivo a realização do projecto de uma ponte pedonal suspensa, tendo como base o estudo *Projecto de uma Ponte Pedonal Suspensa sobre a Via Estruturante da Asprela* realizado no ano lectivo de 2006/2007 e orientado pelo Prof. Doutor Álvaro Azevedo no âmbito da disciplina Projecto de Estruturas (Gandarela, et al., 2007).

No trabalho citado é proposta a solução apresentada na Figura 1.1. Esta solução consiste numa ponte pedonal suspensa de quatro pilares inclinados nos extremos do tabuleiro, em que vários pares de pendurais suspendem o tabuleiro num par de cabos principais, existindo ainda um par de cabos ao longo do tabuleiro para conferir uma rigidez adicional à estrutura.



Figura 1.1 - Foto-montagem de uma proposta alternativa à do presente trabalho (Gandarela, et al., 2007)

Pretende-se contudo com o presente estudo uma aproximação diferente ao mesmo problema.

Uma crítica apontada a esse estudo prende-se com a integração da ponte projectada na envolvente urbanística. Com efeito, o plano inclinado dos pilares colide com as linhas verticais dos edifícios da faculdade. Como é notório na Figura 1.2, esta diferença de ângulos de desenvolvimento cria um efeito visual de intersecção dos elementos. Assim, procura-se neste estudo evitar este efeito recorrendo a uma solução assimétrica para a geometria da ponte (ver a Secção 3.4).



Figura 1.2 - Foto-montagem de uma proposta alternativa à do presente trabalho (Gandarela, et al., 2007)

Por sua vez, também o esquema estrutural foi reavaliado. As pontes pedonais são em geral estruturas leves e esbeltas. A estas características associa-se normalmente uma reduzida rigidez e consequentes problemas de comportamento dinâmico. Ao contrário do que sucede nas pontes suspensas clássicas (como a do estudo prévio, ilustrada na Figura 1.1 e Figura 1.2), os cabos das pontes atirantadas¹ suportam o tabuleiro directamente, criando apoios relativamente inflexíveis e dando origem a pontes com uma rigidez superior (Podolny, 1999). Refira-se ainda que as pontes atirantadas têm, desde as últimas décadas do século XX, maior popularidade que as pontes suspensas clássicas, popularidade expressa pelo número de pontes construídas com ambos os modelos estruturais. Esta tendência reflecte a boa aplicabilidade do modelo de pontes atirantadas a vãos inferiores a 600 metros (que representam a generalidade das pontes e viadutos construídos) (Podolny, 1999).

Pelos motivos apresentados, opta-se no presente estudo pela concepção de uma ponte pedonal atirantada de perfil assimétrico. A concepção do modelo geométrico é aprofundada na Secção 3.4.

¹ Também conhecidas por pontes estaiadas.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. ASPECTOS GERAIS DE PONTES PEDONAIAS

As pontes pedonais são estruturas relativamente leves, sendo concebidas e projectadas para ser usadas por peões, ou em certos casos, também por ciclistas ou por tráfego animal. Este tipo de estrutura pode ser encontrado em qualquer tipo de envolvente: áreas residenciais, comerciais, industriais ou indiferenciadas. Assim, as fachadas de edifícios próximos, ou elementos paisagísticos como árvores ou outra vegetação assumem uma importância fulcral na definição do conceito visual base da ponte. É ainda importante considerar a existência de outros pontos de observação, como edifícios ou as vias atravessadas pela ponte. É importante garantir que em caso algum a ponte seja vista como um elemento destoante. A Figura 2.1 ilustra uma ponte do engenheiro suíço Robert Maillart, dando um exemplo paradigmático de arte estrutural e enquadramento paisagístico numa simples ponte pedonal.



Figura 2.1 - Ponte Töss, em Winterthur, Suíça (Janberg, 2009)

A travessia de uma ponte pedonal é feita, regra geral, de modo lento. Assim, os seus utilizadores terão tendência a observá-la mais criteriosamente, tornando a relação da ponte com o utilizador mais directa do que na generalidade das outras pontes. Este aspecto tem influência no nível de detalhe com que este tipo de projecto deve ser encarado.

Ainda ao contrário do que acontece noutro tipo de pontes e viadutos, o projecto de uma ponte pedonal oferece ao projectista uma grande liberdade de escolha. Com efeito, o traçado da ponte pode ser definido de uma forma livre, sem os constrangimentos inerentes às pontes rodoviárias e ferroviárias. Também a reduzida grandeza das cargas para as quais uma ponte pedonal é dimensionada permite ao projectista conceber soluções leves e esbeltas. Por fim, este tipo de estrutura permite a utilização de materiais que são pouco comuns nas pontes correntes. Madeira, alumínio e vidro são materiais utilizados comumente em pontes pedonais e de aplicabilidade limitada noutro tipo de pontes.

As pontes pedonais são assim o tipo de projecto que permite explorar a imaginação (Gottemoeller, 2004).

2.2. PONTES SUSPENSAS

Desde a antiguidade que o homem cria pontes imitando a natureza. A necessidade de transpor obstáculos levou à construção de pontes em viga e suspensas utilizando os materiais de que dispunha. As pontes suspensas surgiram inicialmente nas regiões de clima quente, principalmente no hemisfério Sul e na Ásia. Através da utilização de cordas de fibras naturais, vãos consideráveis eram vencidos. Inicialmente as pontes construídas consistiam em sistemas de uma só corda que sustentava uma cesta onde o passageiro era transportado, tendo evoluído até pontes semelhantes em conceito às que conhecemos hoje.

Em 1607, o engenheiro veneziano Faustus Verantius apresentou um projecto de uma ponte suspensa (Figura 2.2). Este projecto combinava cabos de suspensão e tirantes.

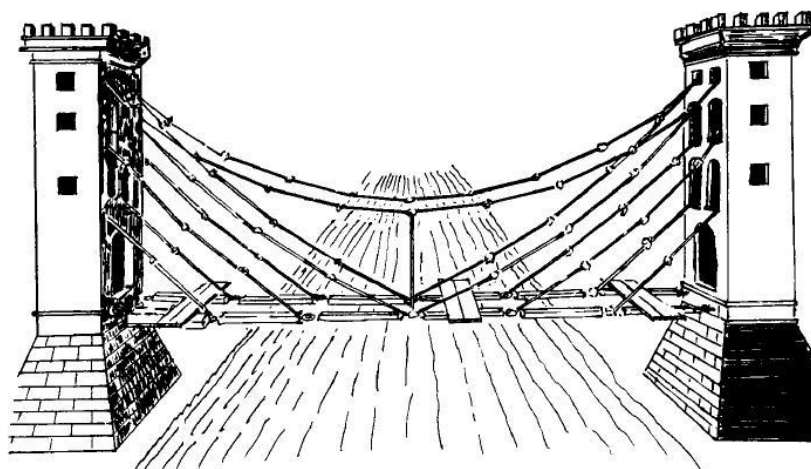


Figura 2.2 - Ponte suspensa de Faustus Verantius (Podolny, 1999)

O conceito estrutural de suportar um tabuleiro através de cabos tensionados foi aplicado em diversas pontes militares durante os séculos XVII e XVIII, recorrendo sobretudo a cordas como elementos de tensão. Apenas na sequência da Revolução Industrial e do consequente desenvolvimento tecnológico este tipo de estrutura se popularizou.

As primeiras pontes suspensas de grande dimensão foram construídas na Grã-Bretanha e em França já em pleno século XIX, sendo disso exemplo a ponte do estreito de Menai² projectada pelo engenheiro e arquitecto Thomas Telford (Figura 2.3).



Figura 2.3 - Ponte sobre o estreito de Menai, País de Gales (Gerber, 2008)

O modelo estrutural de pontes atirantadas ganhou alguma popularidade no início do século XIX, mas os colapsos da ponte do rio Tweed (Dryburgh-Abbey, Inglaterra) e da ponte do rio Saale (Nienburgo, Alemanha) fizeram com que rapidamente fosse abandonado. A este abandono não foi alheia a incapacidade dos engenheiros de analisarem teoricamente a distribuição de forças no interior destes sistemas. Com efeito, dos estudos do engenheiro Franz Dischinger e do seu projecto da ponte Strömsund na Suécia (1955) nasceu a ponte atirantada moderna.

No século XX o enorme progresso tecnológico e científico foi também visível no desenvolvimento de pontes suspensas. Se em 1900, o recorde de vão para pontes suspensas era de 486 metros³ (Figura 2.4), em 2000 o vão máximo já atingia 1990 metros⁴ (Figura 2.5).

² Ponte concluída em 1826 para ligar a ilha de Anglesey ao País de Gales, vencendo um vão de 177 metros.

³ Ponte de Brooklyn, Nova Iorque, concluída em 1883.

⁴ Ponte Akashi-Kaikyo, Japão, concluída em 1998.



Figura 2.4 - Brooklyn Bridge, Nova Iorque (Janberg, 2008)



Figura 2.5 - Ponte Akashi-Kaikyo, Japão (Darger, 2007)

Também as pontes atirantadas evoluíram significativamente, tendo o seu uso crescido a partir da década de 1960. A ponte atirantada que vence o maior vão é a ponte Sutong, na China. Inaugurada em 2008, o seu vão principal cobre uma distância de 1088 metros⁵ (Figura 2.6).

⁵ Prevê-se que perca o título de maior ponte atirantada para a ponte da ilha Russky em Vladivostok, Rússia em 2012. Esta ponte deverá vencer um vão de 1104 metros.



Figura 2.6 - Ponte Sutong, China (Janberg, 2009)

Uma consequência do aumento da dimensão das pontes suspensas é a maior relevância dos fenómenos de instabilidade aerodinâmica. Com efeito, não são apenas as torres que necessitam de resistir à acção do vento. Também o tabuleiro deve resistir aos esforços de flexão e de torção que a acção dinâmica do vento pode provocar. A 7 de Novembro de 1940, o colapso da ponte de Tacoma, nos Estados Unidos da América, deveu-se ao fenómeno de *flutter*⁶, despoletado por um vento de 60 km/h. A Figura 2.7 ilustra a instabilidade da ponte momentos antes do colapso.

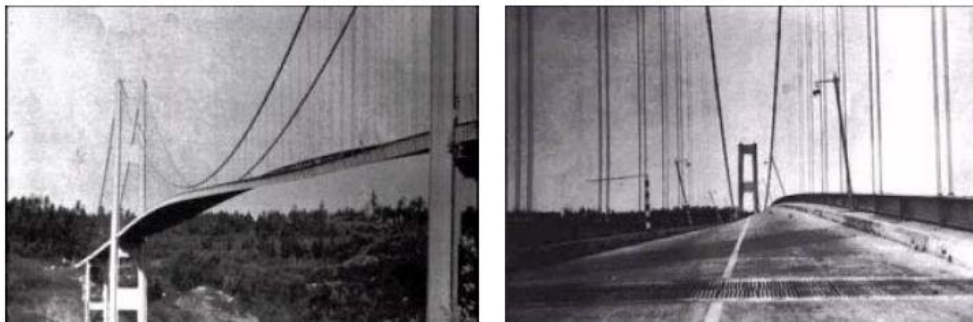


Figura 2.7 - Registo da instabilidade aerodinâmica na ponte de Tacoma, EUA (Structurae, 2004)

Na sequência deste acidente, maior atenção foi dispensada pelos engenheiros ao comportamento dinâmico das pontes suspensas. Com o propósito de melhorar o comportamento das estruturas passaram a ser adoptadas medidas como o estudo aerodinâmico dos tabuleiros ou a utilização de pendurais inclinados, entre outras.

Pontes suspensas em Portugal

“No seu livro "Les Ponts Modernes. 18^e - 19^e siècles", Bernard Marrey refere que em Portugal, em 1811 durante as invasões napoleónicas o general francês Louis Tirlet terá feito construir uma ponte suspensa de 27m de vão suportada por 6 cordas de 4cm de diâmetro para passagem do seu equipamento militar. Uma das cordas rompeu à passagem de uma peça de artilharia puxada por

⁶ Este fenómeno é aprofundado na Secção 4.3.1.1.

4 cavalos, perfazendo um peso total de 4800kg. Foi talvez a primeira ponte suspensa em Portugal” (Azeredo, 1998).

A Ponte Pênsil do Porto (Figura 2.8), oficialmente conhecida como Ponte D. Maria II, foi a primeira ponte suspensa permanente em Portugal. Entrou em serviço em 1843, tendo constituído um importante elemento da alteração da frente ribeirinha do Porto e de Vila Nova de Gaia. Esta ponte, projectada pelos engenheiros Mellet e Bigot apoiava-se, em cada margem, em dois obeliscos de granito com 18 metros de altura. Desde cedo que o seu comportamento dinâmico inspirou desconfiança, sendo por isso sujeita a um minucioso exame anual. A abertura da Ponte Luís I, em 1886 determinou a sua demolição, restando dela apenas dois obeliscos e as ruínas da casa da guarda militar que assegurava a ordem e o regulamento da ponte, assim como a cobrança de portagens.

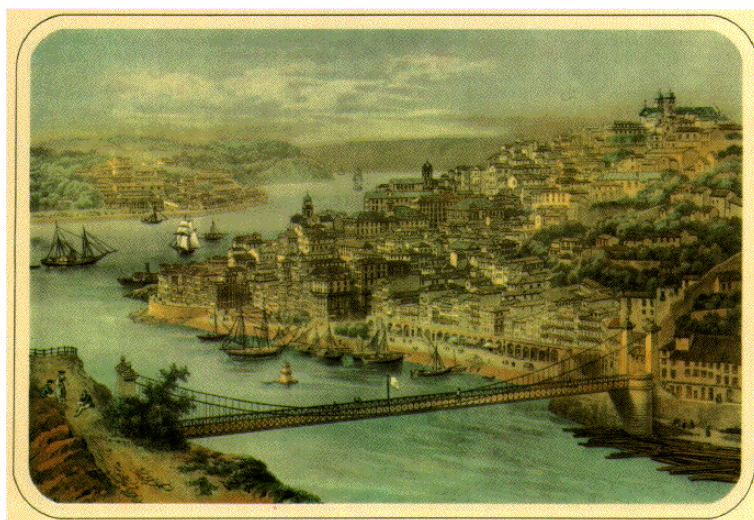


Figura 2.8 - Ilustração da Ponte Pênsil, Porto (Azeredo, 1998)

Actualmente, a ponte suspensa de maior relevo no país é a Ponte 25 de Abril, em Lisboa. Concluída em 1966 era, à data da sua inauguração, a quinta maior ponte suspensa do mundo e a maior fora dos Estados Unidos da América (Podolny, 1999). Vence um vão central de 1013 metros, suspenso a partir de torres que se elevam 190,5 m acima do nível médio das águas. O vão encontra-se a uma altura de 70 metros acima do nível da água. Desde 1999 que esta ponte tem uso misto rodoviário e ferroviário, porém, durante 33 anos o tráfego foi exclusivamente rodoviário.

A Figura 2.9 ilustra a Ponte 25 de Abril.



Figura 2.9 - Ponte 25 de Abril, Lisboa (Cortright, 2007)

A Ponte Vasco da Gama, inaugurada em 1998, era à data da inauguração a mais longa da Europa com 17,3 km de extensão. Tem um vão atirantado de 420 metros, suspenso de duas torres em H com 155 metros de altura. A ponte, exclusivamente rodoviária, pode ser vista na Figura 2.10.



Figura 2.10 - Ponte Vasco da Gama, Lisboa (Kanakaris-Wirtl, 2006)

2.3. MATERIAIS

2.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A escolha dos materiais a adoptar em projecto depende das suas propriedades mecânicas, estéticas e funcionais, assim como de outras variáveis, entre as quais se incluem o esquema estrutural escolhido. Também o custo associado à opção por um determinado material tem de ser equacionado.

Para conseguir um bom enquadramento da obra de arte na envolvente urbanística pretende-se conceber uma estrutura esbelta, leve e harmoniosa. Nesta secção são analisados os materiais escolhidos para este projecto tendo-se optado pelo uso de:

- Aço estrutural para os pilares, elementos do tabuleiro e guardas e aço de alta resistência para os cabos;
- Betão armado para as fundações da ponte e para os acessos;
- GFRP⁷ para o pavimento e para os corrimãos.

2.3.2. Aço

O aço é uma liga metálica formada essencialmente por ferro a que é adicionado uma quantidade reduzida de carbono (entre 0,008% e 2,11%) condicionando assim as características do metal. O ferro é trabalhado pelo homem desde a antiguidade, contudo, apenas no fim do século XVIII foi determinado o impacto da pequena quantidade de carbono na preparação e características das ligas metálicas. Com a Revolução Industrial, e o desenvolvimento a ela subjacente, o uso do aço teve um crescimento acentuado tornando-se no material metálico mais importante. Hoje em dia, existem mais de 3000 composições químicas de aço catalogadas, tendo esta liga substituído o ferro na maior parte das suas aplicações.

A massificação do uso do aço deve-se a vários factores. Comparativamente com outras ligas metálicas, o aço apresenta um preço inferior devido à abundância de minerais de ferro puro e fácil de explorar, bem como à possibilidade de reciclar sucata. Também o fabrico de aço é um processo relativamente simples e económico, havendo a possibilidade de alterar as propriedades mecânicas da liga, variando os seus componentes e quantidades. Por fim, a plasticidade do aço garante a possibilidade de criar formas geométricas complexas.

Na engenharia civil, o aço tem inúmeras aplicações desde a utilização em elementos estruturais na construção de pontes e edifícios até ao fabrico de armaduras, coberturas, canalizações ou elementos de ligação e suporte.

Um dos motivos que tornam o aço um material corrente na construção é a sua resistência mecânica. Com efeito, apesar da sua elevada massa volúmica (cerca de 7850 kg/m³), a sua elevada resistência⁸ permite associar o aço à construção de elementos estruturais relativamente leves e esbeltos. O módulo de elasticidade dos aços correntes é 210 GPa. Outra característica importante do aço é a sua isotropia, ou seja, as suas propriedades são independentes da direcção considerada, respondendo o material de forma idêntica a tracções ou compressões.

A Tabela 2.1 apresenta um excerto do quadro 3.1 do Eurocódigo 3 que especifica os valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tracção f_u para aços laminados a quente.

⁷ Glass Fibre Reinforced Plastic.

⁸ A resistência do aço encontra-se entre 360 MPa e 550 MPa para o aço macio, podendo atingir 1850 MPa para o aço de alta resistência.

Tabela 2.1 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tracção f_u para aços laminados a quente (EN 1993, 2010)

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Um aspecto importante é a exposição do aço a variações de temperatura significativas. As dilatações e contracções do material são expressas em função de um coeficiente de dilatação linear de $1,2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$. A resposta das estruturas metálicas ao fogo toma particular relevância, dado que a exposição a temperaturas elevadas afecta as propriedades mecânicas do aço.

Outro aspecto significativo é a degradação das estruturas metálicas por corrosão. Em ambientes quimicamente agressivos ou de humidade elevada, o aço fica sujeito à formação de óxidos de ferro, consistindo num aumento de volume e consequente redução da secção efectivamente resistente. Este fenómeno prolonga-se indefinidamente podendo levar à inutilização dos elementos metálicos se não forem tomadas medidas correctivas. O uso de aços resistentes à corrosão ou a protecção dos elementos metálicos com pinturas ou revestimentos específicos assume assim uma importância fulcral.

Ao contrário de outros materiais, o aço adapta-se particularmente bem à pré-fabricação. Todo o processo de fabrico ocorre num ambiente controlado podendo as propriedades ser verificadas em laboratório, aumentando assim o grau de confiança nas suas características mecânicas. Em obra, os diferentes elementos podem ser ligados por soldadura, rebitagem ou aparafusamento.

Neste projecto os elementos estruturais seguem a norma EN 10025 com as características apresentadas na Tabela 2.1. Os pilares fazem uso de aço S 355, e os restantes elementos metálicos (perfis do tabuleiro e guardas) utilizam aço S 275. Os cabos de aço escolhidos foram os do fabricante Macalloy, cujo catálogo pode ser encontrado no Anexo A3. Estes têm um módulo de elasticidade na ordem dos 165 GPa, apresentando tensões de cedência entre 1570 MPa e 1660 MPa.

2.3.3. BETÃO ARMADO

O betão armado é um material compósito formado por dois constituintes: o betão, com elevada resistência à compressão, e o aço (ver a Secção 2.3.2), cuja função consiste em conferir ao betão armado a resistência à tracção de que o betão simples carece.

O betão é, pela sua versatilidade, um dos elementos mais importantes da construção. As argamassas primitivas, usadas desde a antiguidade, evoluíram bastante desde o século XVIII até ao betão hoje em dia utilizado. O betão é um material heterogéneo, constituído pela mistura de agregados⁹ com um ligante hidráulico, água e adjuvantes. Através da correcta proporção destes diferentes constituintes é possível influir sobre as propriedades do material final¹⁰. A durabilidade deste material depende significativamente do controlo de qualidade na produção, qualidade da mão-de-obra que o aplica e também das condições ambientais a que estará sujeito.

As propriedades do betão são:

- Resistência à compressão significativa, variando tipicamente entre 12 MPa e 50 MPa, podendo atingir 90 MPa em betões de elevada resistência;
- Resistência à tracção baixa, sendo sensivelmente 10% da resistência à compressão para betões correntes;
- Peso volúmico médio, com valores próximos dos 2400 kg/m³ para betões normais, podendo assumir valores inferiores em betões leves;
- Trabalhabilidade, sendo bastante moldável enquanto fresco, o que permite conceber peças com geometria complexa.

O Eurocódigo 2 especifica diferentes classes de betão e suas propriedades. Dos dados apresentados na Tabela 2.2 é possível perceber que o módulo de elasticidade do betão aumenta com o aumento da sua resistência. Outro aspecto importante é o aumento da resistência do betão com o tempo, particularmente nos primeiros dias após a betonagem. Com efeito, a tensão média de rotura, f_{cm} , é a tensão média de rotura aos 28 dias. Também o valor característico da tensão de rotura, f_{ck} , é assumido como o valor aos 28 dias, podendo contudo tomar valores reduzidos até o betão atingir esta idade (EN 1992, 2010).

Tabela 2.2 - Características de resistência do betão - adaptado de (EN 1992, 2010)

Classes de resistência do betão															Expressão analítica /Comentários
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ quantilho de 5 %
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ quantilho de 95 %
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} em MPa)

⁹ Geralmente brita e areia.

¹⁰ A quantidade de água terá de ser suficiente para a transformação química do ligante hidráulico numa pasta aglomerante, mas não excessiva para evitar a formação de poros (aumentando a permeabilidade e reduzindo a resistência do betão) aquando da sua evaporação. Controlando a curva granulométrica dos agregados utilizados é possível controlar propriedades do betão, como por exemplo, a trabalhabilidade e a resistência.

As armaduras de betão armado apresentam-se geralmente sob a forma de varões, fios, redes e armaduras especiais como cabos de pré-esforço. O Eurocódigo 2 é de aplicação limitada¹¹ a aços com tensões de cedência entre os valores $f_{yk} = 400$ MPa e $f_{yk} = 600$ MPa.

A Tabela 2.3 resume as propriedades das armaduras compatíveis com esta norma europeia.

Tabela 2.3 - Propriedades das armaduras (EN 1992, 2010)

Forma do produto		Varões e fios			Redes electrossoldadas			Requisito ou valor do quantilho (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Valor característico da tensão de cedência f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 a 600						5,0
Valor mínimo de $k = (f_t/f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Valor característico da extensão à tensão máxima, ϵ_{uk} (%)		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Aptidão à dobragem		Ensaio de dobragem/desdobragem			-			
Resistência ao corte		-			0,3 A f_{yk} (A é a área do fio)			Mínimo
Tolerância máxima da massa nominal (varão ou fio isolado) (%)	Dimensão nominal do varão (mm) ≤ 8 > 8	± 6,0 ± 4,5						5,0

No presente estudo, a aplicação de betão armado encontra-se limitada às fundações e aos acessos, tendo-se optado pelo uso de betão de classe C20/25 armado com aço S 500.

2.3.4. GLASS FIBRE REINFORCED PLASTIC¹² – GFRP

Tal como o betão armado, o GFRP é um material compósito. Constituído por fibras de vidro embebidas numa matriz polimérica, integra-se no grupo dos materiais do tipo FRP, *Fibre Reinforced Polymer*.

Inicialmente desenvolvido na década de 1930, as suas propriedades de resistência estrutural foram descobertas quase por acidente. Em 1967, durante a demolição da Casa do Futuro¹³ (construída 10 anos antes em 1957) na Disneyland, a esfera de demolição apenas balançou a estrutura, tendo esta de ser desmantelada manualmente (Stromberg Architectural, 2010). A partir desse incidente, a pesquisa intensificou-se e o uso de materiais plásticos na construção tornou-se comum, sendo que na década de 1990 o seu uso nesta indústria ultrapassara já as 250 mil toneladas anuais.

O fabrico de perfis de GFRP é, regra geral, feito em linhas de produção automatizadas. Um dos métodos utilizados é a pultrusão. Este processo consiste na passagem de fibras por uma guia onde são posicionadas em relação à secção do perfil pretendido. Estas fibras passam de seguida por um equipamento onde são impregnadas com a matriz polimérica. A mistura de fibras e matriz é, então, aquecida e curada de forma a assumir a geometria pretendida, sendo depois os perfis cortados no comprimento pretendido (Fiberline Composites A/S, 2003). A Figura 2.11 ilustra este processo.

¹¹ Relativamente a armaduras ordinárias.

¹² Também conhecido como Glass Fibre Reinforced Polymer.

¹³ Esta casa futurística era inteiramente construída em GFRP e pretendia demonstrar as possibilidades de emprego de novos materiais no futuro.

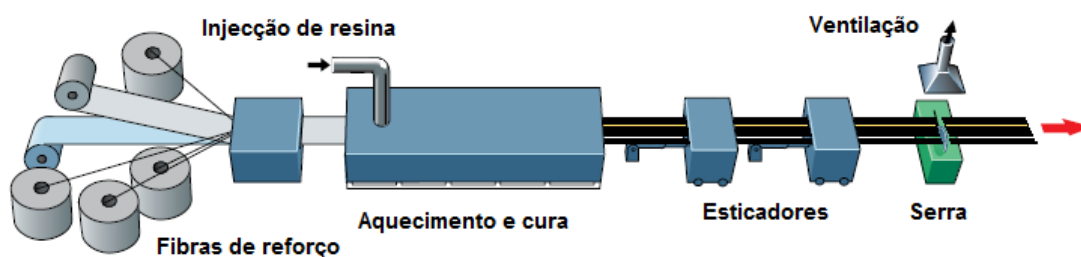


Figura 2.11 - Processo de pultrusão - adaptado de (Fiberline Composites A/S, 2003)

O GFRP apresenta uma resistência mecânica muito alta em relação ao seu peso. Esta relação traduz-se numa aplicação rápida, necessidade de elementos estruturais de menor secção e facilidade de transporte. Tem ainda a vantagem de apresentar baixa manutenção, e ser resistente à corrosão. Com efeito, resiste à água salgada, a produtos químicos e às acções ambientais. Pode ainda ser moldado para assumir formas complexas, podendo tomar uma variedade de geometrias, estilos e texturas. É um material mais caro que o aço ou o betão, sendo este factor compensado com a menor manutenção que requer.

A durabilidade deste material é elevada, tendo-se demonstrado não haver degradação das propriedades resistentes ao fim de 30 anos de uso.

Os perfis de GFRP apresentam uma massa volúmica entre 1500 kg/m^3 e 2000 kg/m^3 , aproximadamente um quarto da massa volúmica do aço (Adilardi, et al., 2008), pertencendo o módulo de elasticidade ao intervalo 23 GPa a 28 GPa (Fiberline Composites A/S, 2003). É importante referir que, devido à anisotropia do material, o módulo de elasticidade varia também com a direcção da análise.

Neste projecto opta-se pela utilização de perfis pultrudidos de GFRP no tabuleiro e nos corrimãos da ponte. Para o efeito utilizam-se perfis *Plank HD* e *Handrail* 180x120x10 respectivamente, ambos produzidos pela empresa Fiberline, com sede em Kolding, Dinamarca.

3

CONCEPÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

3.1. FORMULAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

A recente mudança, em 2008, da Associação de Estudantes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal (AEFEUP) para as suas novas instalações trouxe melhorias significativas para o funcionamento desta organização. Com efeito, desde a inauguração do novo edifício da faculdade em 2001 até então, a associação ocupava instalações provisórias, integradas no bloco de aulas principal (bloco B). Com esta mudança, os órgãos de gestão da associação, a reprografia e o bar dos alunos passaram a dispor de instalações próprias. Também a faculdade pôde dispor de novo dos espaços anteriormente cedidos. Na Figura 3.1 pode ver-se a localização do novo edifício da Associação de Estudantes.



Figura 3.1 - Vista aérea da FEUP, Porto – adaptado de (Google MAPS, 2010)

Contudo, com a mudança de localização da AEFEUP e dos serviços por esta disponibilizados surgiu um problema de acessibilidade dos alunos a estes mesmos serviços.

Como se pode ver na Figura 3.2 existem dois acessos disponíveis à zona da cantina e da Associação de Estudantes. A Este junto à Biblioteca há uma ponte pedonal de acesso à cantina (Hipótese 1 na Figura 3.2) e a Oeste o acesso é feito através do Parque 4 (Hipóteses 2 e 3). Verifica-se no entanto que estes acessos não servem convenientemente os alunos e demais utilizadores destes espaços. O acesso através do parque não tem passeios ou vias exclusivas para peões numa grande parte da sua extensão. Obriga ainda a uma deslocação de pelo menos 270 metros (Hipótese 3) a partir da zona central do bloco B para chegar às novas instalações. Ainda assim esta distância aumenta para 350 metros (Hipótese 2) uma vez que o antigo bar dos alunos se encontra actualmente sem utilização, não servindo portanto como saída do bloco de aulas. O acesso através da ponte pedonal existente, apesar de ser uma via exclusiva para peões desde a faculdade até à cantina, obriga a uma deslocação superior a 450 metros não podendo por isso ser encarada como uma alternativa.

O problema fica mais claro quando se verifica que a distância em linha recta entre os dois pontos considerados (Hipótese 4) é de cerca de 150 metros.



Figura 3.2 - Acessos à AEFEUP – adaptado de (Google MAPS, 2010)

Verifica-se assim que uma ligação directa entre a zona central da faculdade e o novo edifício da AEFEUP viria melhorar significativamente as condições de acesso aos serviços e instalações por esta disponibilizados.

Propõe-se por isso a construção de uma ponte pedonal que sirva de ligação entre o bloco B e a zona da AEFEUP e da cantina para mitigar este problema de acessibilidade.

3.2. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

Pretende-se ligar o bloco B e a Associação de Estudantes, sendo por isso natural que a obra a realizar ligue de forma o mais directa possível estes dois espaços. Verifica-se ainda (Figura 3.2 – Hipóteses 1 e 2) que os pontos extremos da faculdade já têm acessos a esta nova área. Torna-se assim natural a escolha da zona central do bloco B para o lançamento da ponte a construir. Esta escolha permitirá ainda reabilitar o espaço do antigo bar dos alunos, tornando-o de novo num dos pontos nevralgicos da faculdade. No extremo Sul a ponte deverá atingir um ponto que permita um fácil acesso ao novo

edifício da AE. Verifica-se que se a ponte for aproximadamente perpendicular à Via Estruturante esta condição é cumprida. Por outro lado, a ponte não deve interferir com o actual espaço do Parque 4 ainda que este venha a ser reformulado para melhor acomodar a futura passagem de peões.

A localização da ponte a projectar será então a indicada na Figura 3.3.

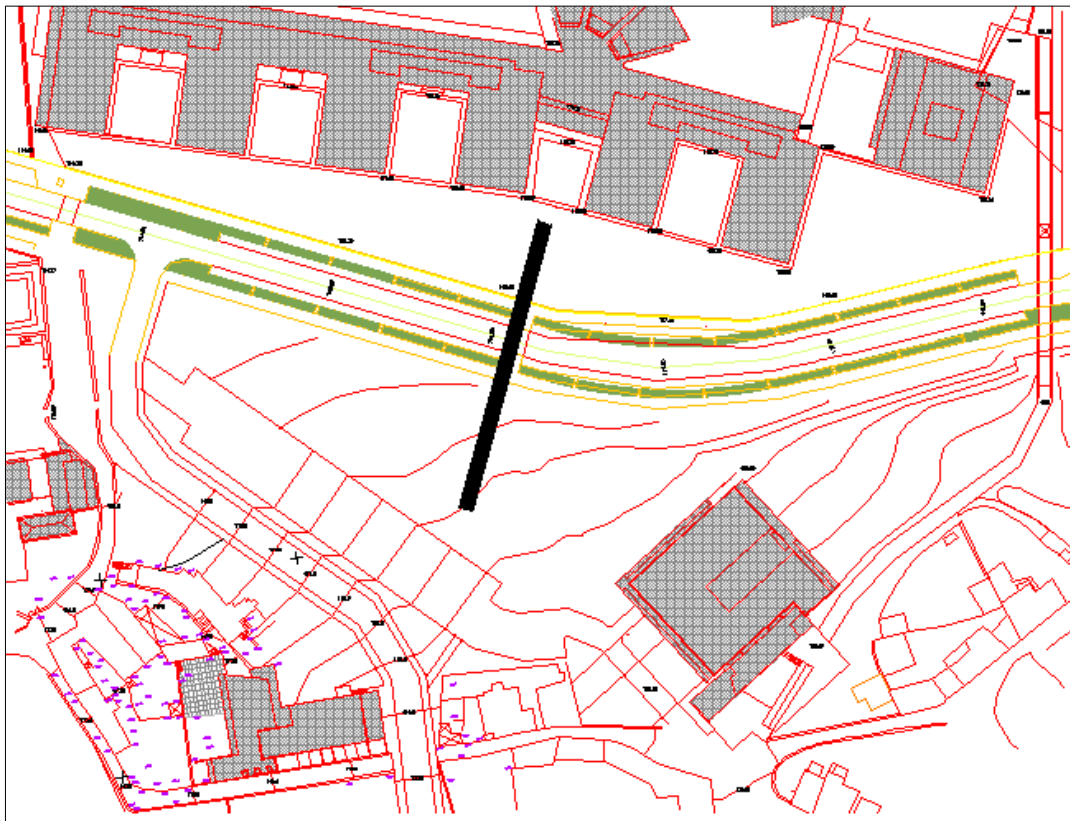


Figura 3.3 - Localização da ponte – FEUP, Porto

3.3. CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES DO LOCAL

O presente projecto de ponte pedonal tem como objectivo a travessia de uma via municipal. Assim, a principal condicionante é o tráfego rodoviário nessa via que não deve de forma alguma ser perturbado pela estrutura a projectar. Devem, para isso, ser respeitadas as cotas livres regulamentares acima do nível do pavimento.

Para além do respeito pelo *gabarit* sobre a via, é ainda necessário verificar que as inclinações atingidas pelo tabuleiro respeitam as normas vigentes de acessibilidade e assim garantir que a ponte a construir se torna numa opção viável para todos os utilizadores.

Também o nível de serviço pretendido será condicionante. Uma vez que a ponte criará uma ligação rápida do centro da faculdade ao bar dos alunos e cantina, é de esperar uma grande afluência em determinadas horas do dia. Devido à leveza subjacente a este tipo de estrutura, serão de esperar problemas de vibrações quando a estrutura for sujeita a solicitações críticas correspondentes a estes períodos de grande afluência.

A arquitectura será também condicionante neste projecto, uma vez que se pretende que a estrutura se insira harmoniosamente na envolvente ao mesmo tempo que desempenha a função para a qual foi pensada.

3.4. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA

3.4.1. LEGISLAÇÃO A RESPEITAR

Para definir a geometria da estrutura é necessário à partida conhecer a legislação em vigor. Com este fim foi pesquisada a regulamentação que impõe os *gabarits* mínimos a respeitar em atravessamentos sobre vias municipais. Define o Art. 57.º do Regulamento Geral das Estradas e Caminhos Municipais (Lei 2110, 1961) que “*Os atravessamentos sobre as vias municipais por conduções aéreas ou obras de qualquer natureza não poderão ser estabelecidos ou reconstruídos a altura inferior a 5 m, a contar do nível do pavimento...*”.

Importa também verificar as normas que dizem respeito à acessibilidade dos espaços públicos. Assim, impõe a Secção 1.7 das Normas técnicas anexas ao Decreto-Lei n.º 163/2006 que “*As rampas de passagens de peões desniveladas devem satisfazer o especificado na secção 2.5...*”. Por sua vez, a Secção 2.5 do mesmo regulamento aponta para um limite de 6% devendo no entanto as rampas ter a menor inclinação possível (Decreto-Lei n.º 163/2006).

3.4.2. IMPLANTAÇÃO E DIMENSÕES PRINCIPAIS

Depois de decidida a localização da ponte (Figura 3.3) é possível fazer um levantamento das cotas topográficas e assim definir o traçado da ponte em perfil. A ponte é implantada a 5 metros da linha exterior dos edifícios do bloco B de modo a não colidir com estes em termos visuais.

As imposições legais obrigam a um estudo cuidadoso da geometria do tabuleiro, de modo a conciliar a envolvente da Via Estruturante com as inclinações permitidas para as rampas.

Deste estudo geométrico é obtido o perfil longitudinal apresentado na Figura 3.4.

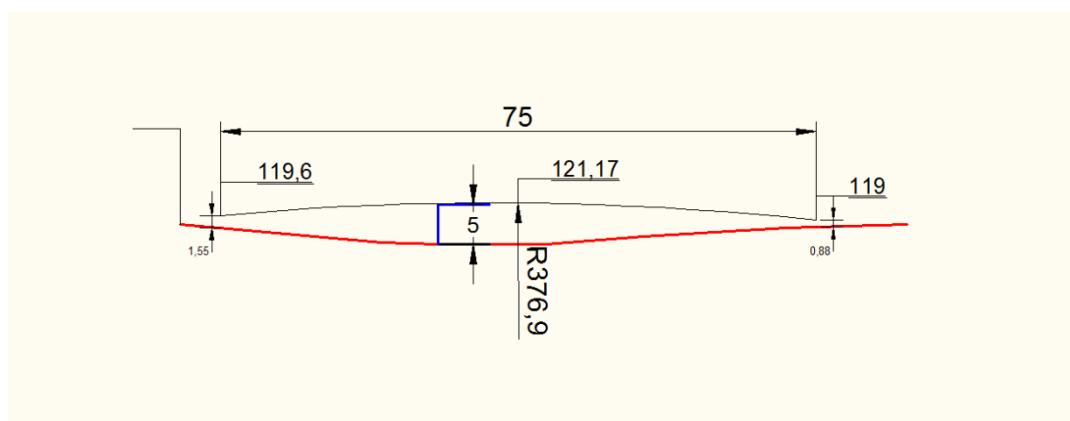


Figura 3.4 – Perfil longitudinal

Como se pode observar o tabuleiro vence uma distância de 75 metros, descrevendo um arco de raio 376,9 metros. De forma a respeitar as inclinações admissíveis e vencer os 5 metros necessários sobre a via, a cota inicial do arco a Norte é de 119,6 metros enquanto a cota no extremo Sul é de 119 metros. Esta elevação do tabuleiro em relação ao terreno obriga à adopção de medidas adicionais para garantir o acesso à ponte. Estas medidas passam pela adopção de escadas ou rampas de acesso ao tabuleiro e são estudadas no capítulo 7.

As inclinações médias são mantidas inferiores a 6% tomando os seguintes valores:

Sentido Norte-Sul	$\frac{121,17-119,6}{37,5} \times 100 = 4,2\%$
Sentido Sul-Norte	$\frac{121,17-119}{37,5} \times 100 = 5,8\%$

Para a definição das dimensões em planta é tido em consideração que as pontes pedonais devem *criar visualmente o caminho mais directo* (Gottemoeller, 2004), optando-se por um desenvolvimento recto.

A secção transversal adoptada segue o indicado na literatura especializada. Assim, e como é expectável o uso da ponte também por ciclistas é adoptada uma largura de 4 metros de forma a assegurar uma largura utilizável, $W_2 = 3,5$ metros (Strasky, 2005).

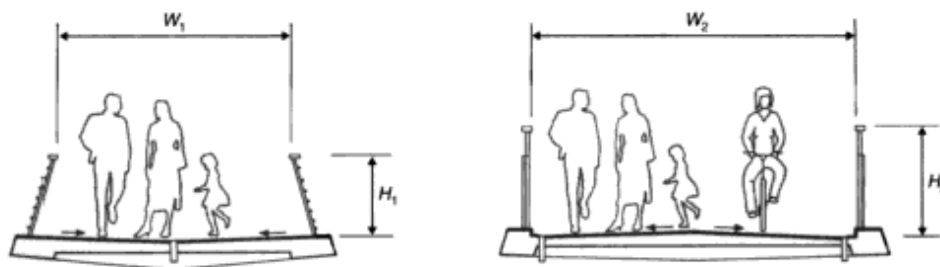


Figura 3.5 - Largura aconselhada do tabuleiro (Strasky, 2005)

3.4.3. MODELOS PRELIMINARES

A partir das características elencadas nos pontos anteriores é possível construir modelos tridimensionais de forma a visualizar que tipo de ponte melhor se insere na envolvente.

Nas figuras seguintes é possível ver os modelos elaborados.



Figura 3.6 - Hipótese 1



Figura 3.7 - Hipótese 2



Figura 3.8 - Hipótese 3

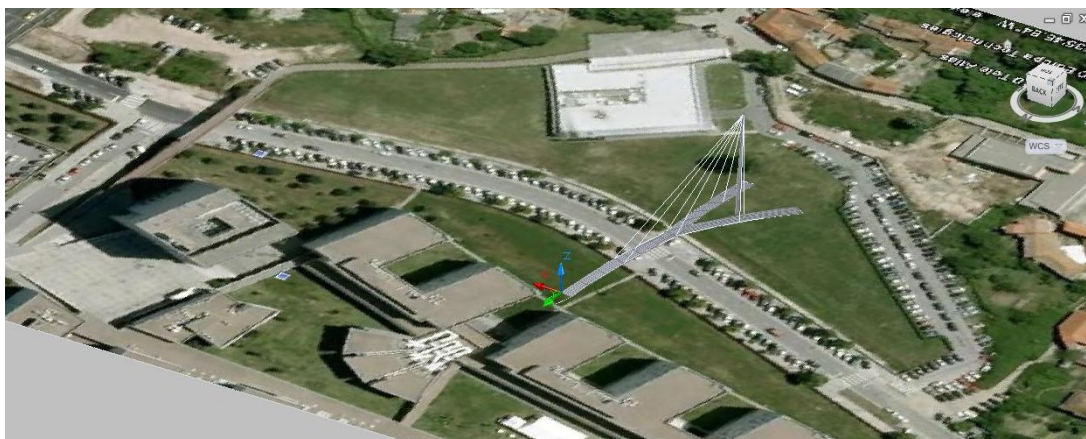


Figura 3.9 - Hipótese 4

Os quatro modelos são marcados por uma assimetria na geometria da estrutura. Este aspecto foi decidido de forma a libertar a zona próxima do bloco B de grandes elementos estruturais. Consegue-se assim uma melhor integração da ponte na envolvente.

As duas primeiras hipóteses recorrem a pilares duplos de secção rectangular variável. As duas últimas hipóteses fazem uso de um único pilar para o lançamento dos cabos que sustêm o tabuleiro.

A Tabela 3.1 resume as características principais das 4 hipóteses em estudo.

Tabela 3.1 - Quadro resumo das hipóteses apresentadas

Hipótese 1	Ponte com dois pilares; alinhamento recto; pilares na extremidade do vão
Hipótese 2	Ponte com dois pilares; alinhamento recto; pilares a 2/3 do vão
Hipótese 3	Ponte com um pilar; alinhamento recto; pilar a 2/3 do vão
Hipótese 4	Ponte com um pilar; alinhamento recto com bifurcação a meio vão; pilar entre duas saídas

Para o estudo subsequente é utilizada a hipótese 2 por se entender ser a opção que melhor se enquadra entre o edificado existente.

3.4.4. ASPECTOS PARTICULARES DA OPÇÃO ESCOLHIDA

A Figura 3.10 resume algumas das características particulares da opção escolhida.

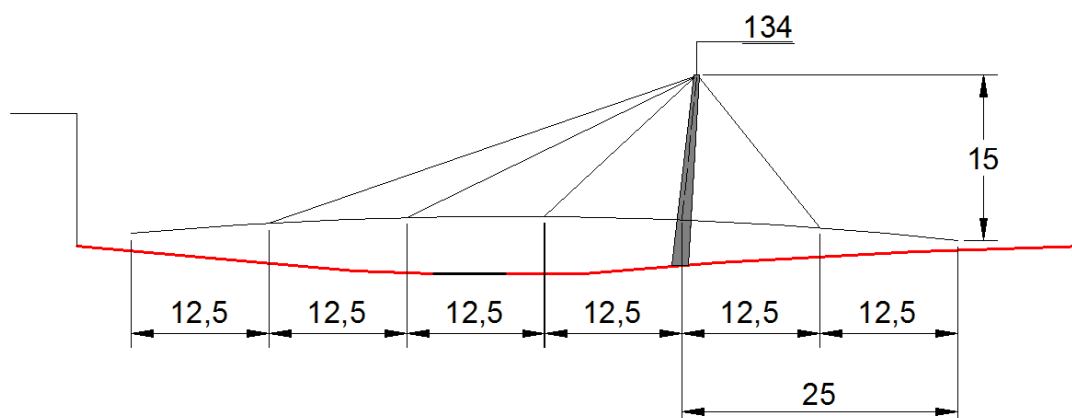


Figura 3.10 - Alçado da solução escolhida

Como se pode observar, os pilares atingem a cota de 134 metros elevando-se 15 metros acima do extremo Sul do tabuleiro. Estes apresentam ainda uma inclinação de 5° em relação à vertical em ambas as direcções longitudinal e transversal, tendo ainda secção variável. A implantação dos pilares faz-se a 2/3 do vão.

Os pontos de amarração dos cabos estão espaçados de 12,5 metros na horizontal ao longo do tabuleiro. Esta solução prevê três pares de cabos no vão a Norte dos pilares, um par de cabos junto aos pilares e ainda outro par de cabos no vão a Sul.

3.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

3.5.1. CARREGAMENTO E COMBINAÇÕES

Para proceder ao pré-dimensionamento da estrutura são consideradas apenas as cargas estáticas a que a estrutura está sujeita. Assim, considera-se o efeito do peso próprio e da sobrecarga actuante sobre a

estrutura. Esta simplificação é tomada de modo a chegar a uma solução de partida que é depois refinada através de análises dinâmicas e não-lineares.

O Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) estabelece como acção específica de passadiços (Capítulo X, Artigo 47º) que “*Nos passadiços deve considerar-se, actuando no pavimento e nas posições mais desfavoráveis para o elemento em estudo, uma sobrecarga uniformemente distribuída com valor característico igual a 4 kN/m²*” (RSA, 1983).

O mesmo regulamento define ainda no seu Artigo 9º as combinações fundamentais para determinação dos valores de cálculo dos esforços actuantes. Para o caso geral, vem que

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

S_d – valor de cálculo do esforço actuante;

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

S_{Q1k} – esforço resultante da acção variável considerada como acção de base, tomada com o seu valor característico;

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

γ_{gi} – coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;

γ_q – coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;

ψ_{0j}, ψ_{2j} – coeficientes de redução das acções ψ correspondentes à acção variável de ordem j .

No ponto 9.3 definem-se ainda os coeficientes de segurança como tomando os seguintes valores:

$\gamma_g = 1,5$ no caso de a acção permanente em causa ter efeito desfavorável;

$\gamma_g = 1,0$, no caso contrário;

$\gamma_q = 1,5$ para todas as acções variáveis.

Pode portanto definir-se o valor de cálculo dos esforços actuantes para pré-dimensionamento como sendo:

$$S_d = 1,5 S_{Peso\ Próprio} + 1,5 S_{Sobrecarga}$$

3.5.2. PESOS PRÓPRIOS DOS MATERIAIS

Apesar de o tipo de estrutura em estudo se caracterizar por uma reduzida massa, importa definir todas as cargas devidas ao peso próprio dos diferentes materiais. Assim é possível encontrar uma solução de pré-dimensionamento próxima da solução definitiva.

A generalidade da estrutura (pilares, cabos e grelha do tabuleiro) é realizada em aço, sendo as placas do tabuleiro construídas em GFRP.

O Artigo 14º do Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983) define os pesos volúmicos para o aço e betão a adoptar no cálculo de pesos próprios. Deste artigo vem que:

Peso volúmico do aço: 77 kN/m^3

Uma vez que o GFRP não é um material de construção tão comum como o betão ou o aço, a forma mais expedita de determinar o peso próprio dos elementos a usar é recorrer a catálogos de fabricantes. A partir do catálogo *online* da empresa Fiberline é possível determinar que as placas que constituem o tabuleiro da ponte apresentam uma massa de $8,5 \text{ kg/m}$ (Figura 3.11) (Fiberline Composites, 2010).

Fiberline Plank HD

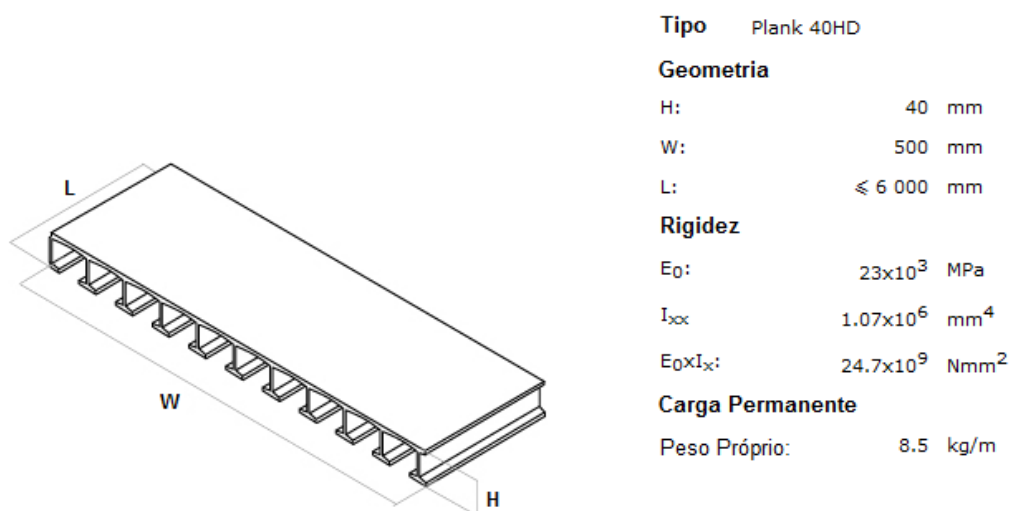


Figura 3.11 – Características geométricas dos elementos de tabuleiro (Fiberline Composites, 2010)

Atendendo às dimensões das placas, determina-se que são necessárias 2 placas com 4 metros de comprimento por cada metro do tabuleiro na direcção longitudinal, uma vez que estas têm apenas 50 cm de largura ($W=500 \text{ mm}$). Na Figura 3.12 é possível ver um esquema da construção do tabuleiro.

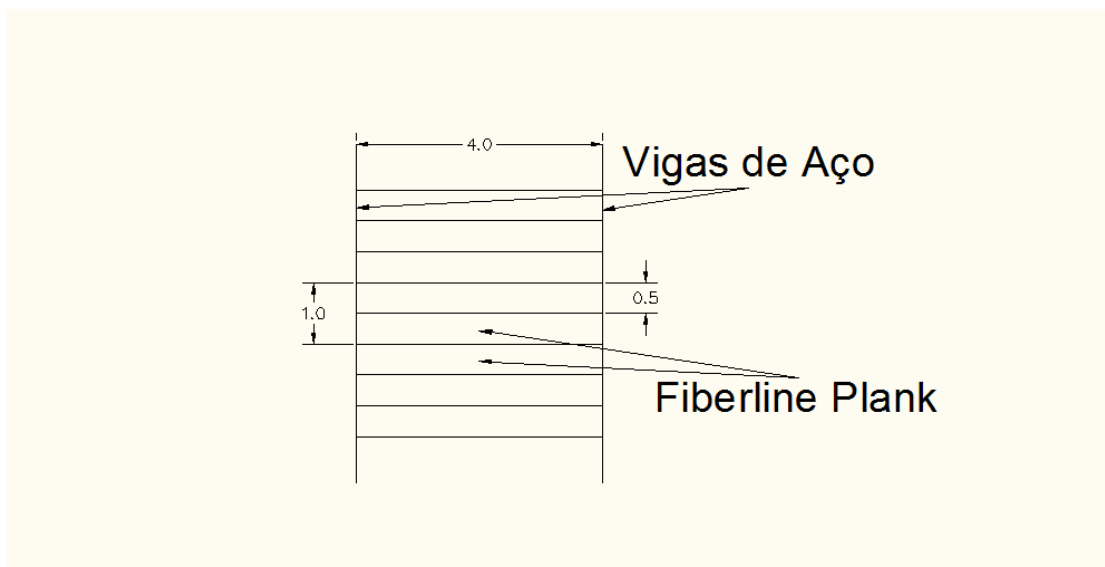


Figura 3.12 – Planta esquemática do tabuleiro

É possível determinar a carga na direcção longitudinal do tabuleiro devida às placas como sendo:

$$8,5 \text{ kg/m} \times 4 \text{ m} \times 2 = 68 \text{ kg por metro de desenvolvimento};$$

$$68 \text{ kg} \times 9,81 \text{ m/s}^2 = 667,08 \text{ N} = 0,667 \text{ kN por metro de desenvolvimento longitudinal do tabuleiro}.$$

Na direcção transversal, a carga assume o valor dado por:

$$8,5 \text{ kg/m} \times 2 \times 9,81 \text{ m/s}^2 = 166,77 \text{ N} = 0,167 \text{ kN por metro de desenvolvimento transversal do tabuleiro}.$$

3.5.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

O tabuleiro é constituído por uma grelha de perfis metálicos. Sobre esta grelha são aplicadas as placas do tabuleiro, formando o pavimento sobre o qual se pode circular.

A grelha de perfis metálicos é constituída por perfis IPE espaçados de 2 metros na direcção transversal e cerca de 3 metros na direcção longitudinal. Na Figura 3.13 pode ser visto o esquema correspondente a esta grelha.

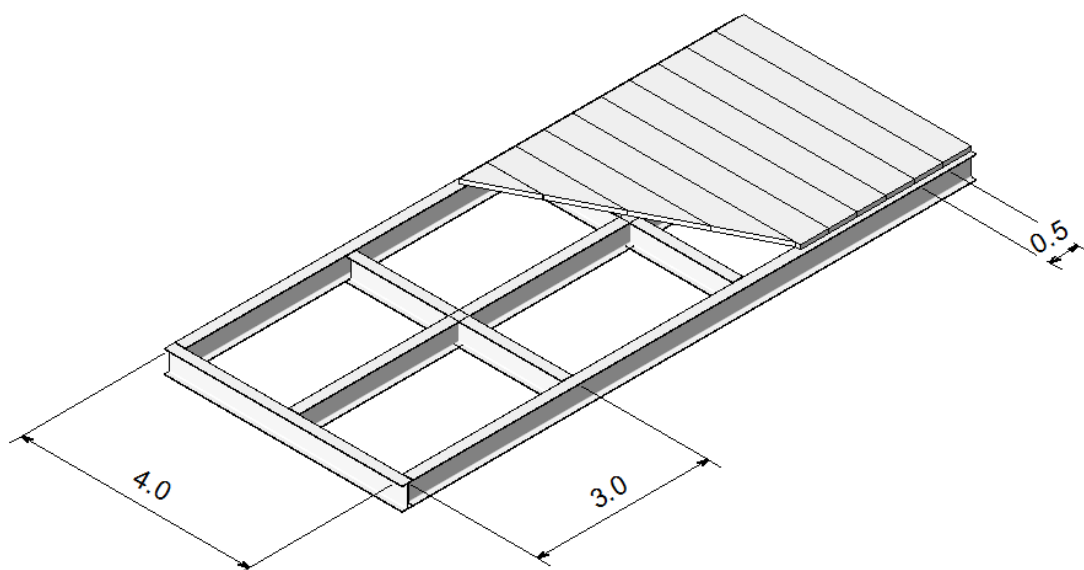


Figura 3.13 – Estrutura do tabuleiro

Dado que as placas de pavimento a usar são elementos pré-fabricados, pode recorrer-se ao catálogo do fabricante de modo a escolher o tipo de perfil a utilizar.

Do Manual de Projecto da empresa Fiberline conclui-se que o tipo de perfil a utilizar deve ser o HD (Heavy Duty) por ser o mais indicado para pontes pedonais e outros tipos de estrutura com solicitações elevadas (Fiberline Composites, 2010). Consultando o manual é possível determinar que para o caso de dois vãos adjacentes, de 2 metros cada, a carga máxima para Estado Limite Último é de $20,23 \text{ kN/m}^2$, superior ao carregamento de cálculo previsto.

De forma a determinar a acção distribuída sobre os perfis metálicos longitudinais, é utilizado um modelo analítico simplificado da secção transversal da ponte recorrendo ao *software* de cálculo automático STAAD.Pro 2007. Considerando uma profundidade de 1 metro e analisando os resultados do cálculo de uma viga com 3 apoios (representando o tabuleiro e os 3 eixos longitudinais de perfis respectivamente) é possível determinar qual o eixo em que as acções são máximas, e também qual o seu valor.

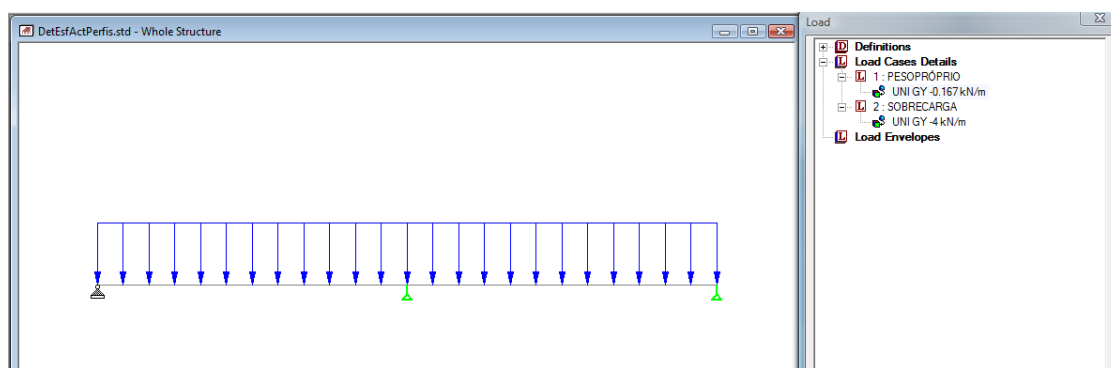


Figura 3.14 – Modelo simplificado de cálculo para determinação de acções nos perfis

Efectuando o cálculo das reacções para este modelo é possível determinar a acção longitudinal no eixo mais esforçado, sendo obtidos os seguintes valores para o eixo central:

Tabela 3.2 – Acções na direcção longitudinal

Acção de pré-dimensionamento transversal :	Correspondente acção longitudinal máxima:
$G_k = 0,167 \text{ kN/m}$ (Peso Próprio das Placas de GFRP)	$G_k = 0,418 \text{ kN/m}$
$Q_k = 4 \text{ kN/m}$ (Sobrecarga RSA)	$Q_k = 10 \text{ kN/m}$

Determinadas estas acções e com a construção de um modelo simplificado¹⁴ do eixo longitudinal da ponte é possível determinar os esforços actuantes nos elementos do tabuleiro. Para a construção deste modelo os pontos de apoio dos cabos são considerados como apoios simples e os apoios de extremidade como apoios duplos. O esquema do modelo pode ser visto na Figura 3.15.

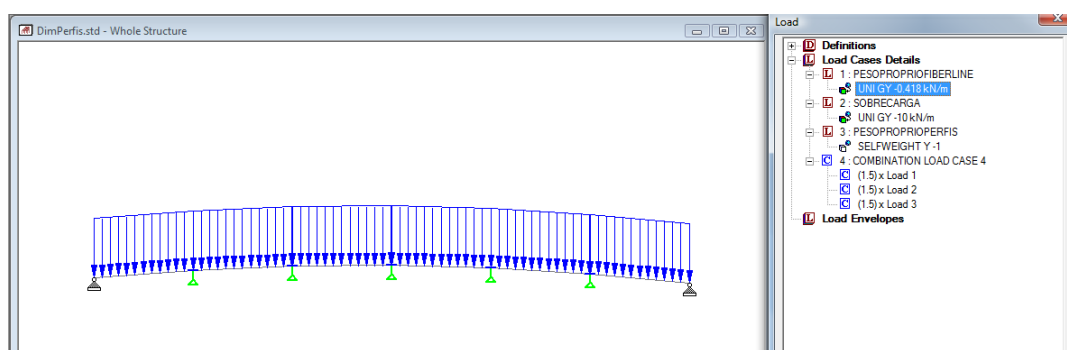


Figura 3.15 – Modelo de cálculo para determinação de esforços nos perfis

Tal como indicado na Figura 3.15, as acções são aplicadas na estrutura segundo o modelo de combinações do RSA (coeficientes parciais $\gamma=1,5$) (RSA, 1983).

Desta análise são obtidos os seguintes esforços:

¹⁴ Recorrendo ao software de cálculo automático STAAD.Pro 2007.

Tabela 3.3 – Esforços máximos nos perfis do tabuleiro

Esforço	Membro	Valor
F_x (axial)	6	7,68 kN
	6	-10,52 kN
F_y (corte)	6	120,79 kN
	1	-120,79 kN
M_z (momento flector)	5	264,47 kNm
	1	0 kNm

Por se tratar de um cálculo de pré-dimensionamento é considerado por simplificação apenas o efeito do momento flector.

Sabe-se da teoria da flexão das vigas que (Juvandes, 2003)

$$W_x \geq \frac{M_{max}}{f_y}$$

Considerando aço S 275¹⁵ nos cálculos vem $f_y = 275$ MPa.

$$W_x \geq \frac{264,47}{275000} = 961,709 \text{ cm}^3$$

Recorrendo então ao catálogo de qualquer grupo siderúrgico é possível escolher o perfil indicado. Através de uma pesquisa num site de referência sobre construção em aço (Constructalia, 2010) determina-se como indicada a utilização de um perfil IPE 400 ($W_x = 1160 \text{ cm}^3$).

Apesar de esta solução respeitar apenas ao eixo longitudinal central do tabuleiro, admite-se a sua aplicação nos três eixos longitudinais por uma questão de uniformização estrutural.

Na direcção transversal são admissíveis perfis de menores dimensões devido aos menores esforços a que estes estão sujeitos. Assim, opta-se pela aplicação de carlingas IPE 200 excepto nas secções de amarração dos cabos onde se opta por aplicar carlingas IPE 400.

3.5.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS CABOS

O presente estudo refere-se a uma ponte suspensa e, assim, o correcto dimensionamento dos cabos assume uma importância fulcral. Com este propósito é delineado um modelo numérico tridimensional da estrutura¹⁶ ao qual são aplicadas as cargas de cálculo descritas (peso próprio da estrutura e sobrecarga estrutural afectados de um coeficiente parcial, $\gamma=1,5$ ¹⁷). A Figura 3.16 apresenta o esquema estrutural utilizado, bem como o caso de carga considerado.

¹⁵ Anteriormente denominado Fe430.

¹⁶ Recorrendo ao *software* de cálculo automático STAAD.Pro 2007.

¹⁷ (RSA, 1983)

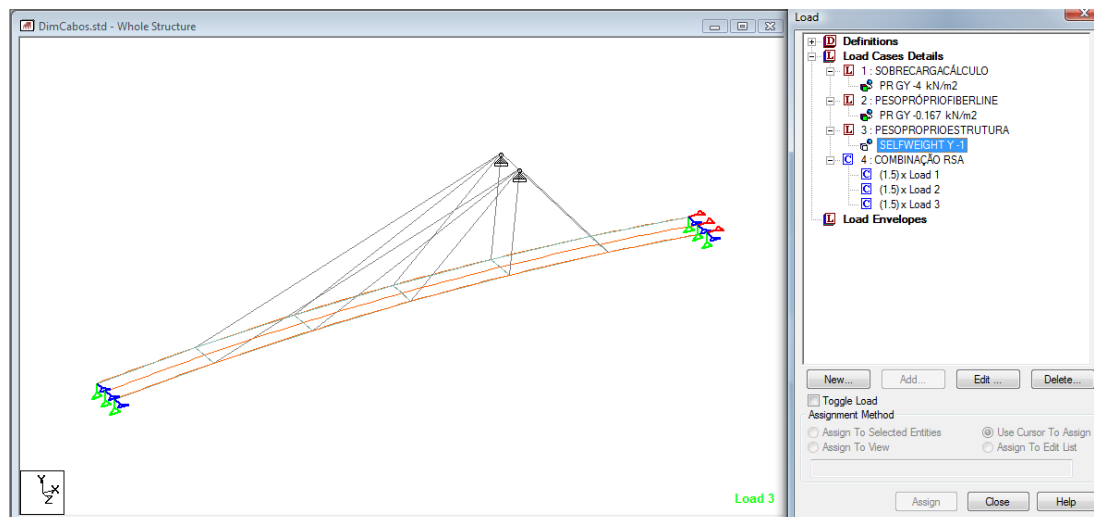


Figura 3.16 – Modelo de cálculo para determinação de esforços nos cabos

Calculados os esforços actuantes em cada par de cabos (numeração crescente do extremo Norte para o extremo Sul como ilustrado na Figura 3.17) é possível determinar a secção a utilizar. Recorre-se com esse fim ao catálogo de Full Locked Coil Strands do fabricante Macalloy (Macalloy, 2004).

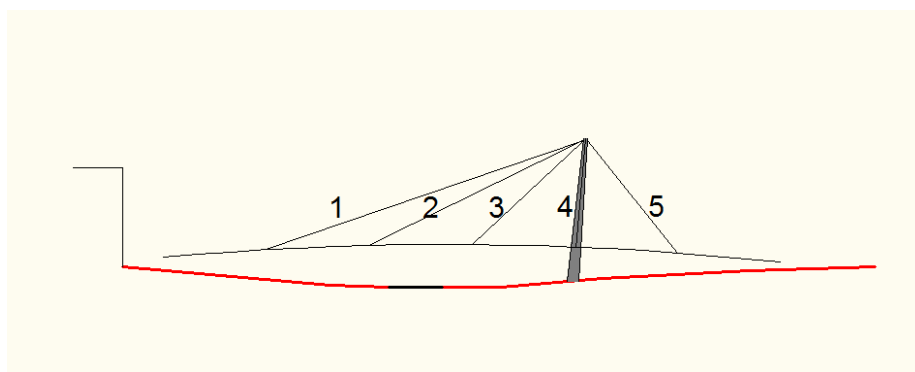


Figura 3.17 - Numeração dos cabos

É aconselhável limitar o tensionamento a 45% da capacidade resistente de forma a verificar um bom comportamento à fadiga pelo que

$$F_y = \frac{N}{0,45}$$

Na Tabela 3.4 são apresentados os valores determinados para os esforços, bem como as resistências dos cabos e os diâmetros correspondentes.

Tabela 3.4 – Tabela de cálculo dos cabos

Par de cabos	Esforço actuante N (kN)	Resistência mínima do cabo F_y (kN)	Diâmetro comercial $\varnothing$ (mm)	Resistência (kN)
1	612,18	$612,18/0,45=1.360,4$	40	1605
2	383,76	$383,76/0,45=852,8$	32	1015
3	209,09	$209,09/0,45=464,6$	32	1015
4	143,74	$143,74/0,45=319,4$	32	1015
5	197,82	$197,82/0,45=439,6$	32	1015

Determina-se assim que o diâmetro máximo a utilizar é de 40 mm, sendo esse diâmetro adoptado para toda a estrutura.

3.5.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Como é visível na Figura 3.16, considera-se no pré-dimensionamento que os cabos de suporte do tabuleiro estão ligados a apoios fixos. Naturalmente este não é o caso, uma vez que estes ligam a dois pilares que, sujeitos aos esforços actuantes, podem apresentar deformações significativas. Considera-se no entanto que para efeitos de pré-dimensionamento esta é uma aproximação aceitável, podendo ainda as reacções obtidas para estes apoios virtuais ser tomadas como acções de cálculo no topo dos pilares.

Na concepção da ponte foi proposta a inclinação dos pilares em duas direcções de modo a melhor controlar os efeitos dinâmicos. Considera-se, contudo, para pré-dimensionamento apenas uma componente horizontal das acções (segundo o eixo longitudinal da ponte). Esta simplificação surge naturalmente, uma vez que a análise dinâmica da ponte é efectuada em detalhe na Secção 4.3, não sendo fulcral numa fase de pré-dimensionamento.

Assim, as acções no topo do pilar são as seguintes:

Tabela 3.5 – Acções de cálculo no topo dos pilares

Acção	kN
F_x (Horizontal)	-965,03 (Sul-Norte)
F_y (Vertical)	-811,19

Como referido, os pilares apresentam secção variável. Define-se que a largura ao longo do pilar se mantém igual a 0,5 metros, enquanto o comprimento varia de 1,5 metros na secção da base até 0,75 metros no topo. A espessura das paredes é mantida constante no desenvolvimento do pilar.

Definidas estas medidas, o dimensionamento incide apenas sobre a espessura das paredes do pilar. Assume-se ainda que a espessura das paredes de menor dimensão é o dobro das de maior dimensão de modo a haver um contributo efectivo de todas as paredes tanto para a inércia total da secção como para a sua área. A Figura 3.18 define as dimensões genéricas da secção da base e do topo dos pilares.

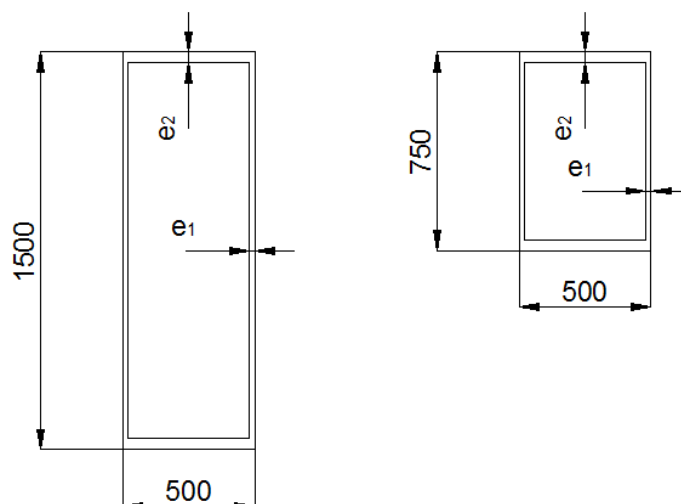


Figura 3.18 – Dimensões genéricas das secções da base e do topo dos pilares

Os pilares são idealizados como consolas com as forças aplicadas nas suas extremidades superiores. Na Figura 3.19 pode ver-se o esquema estrutural utilizado e as cargas aplicadas, e na Figura 3.20 são apresentados os diagramas de esforços actuantes¹⁸.

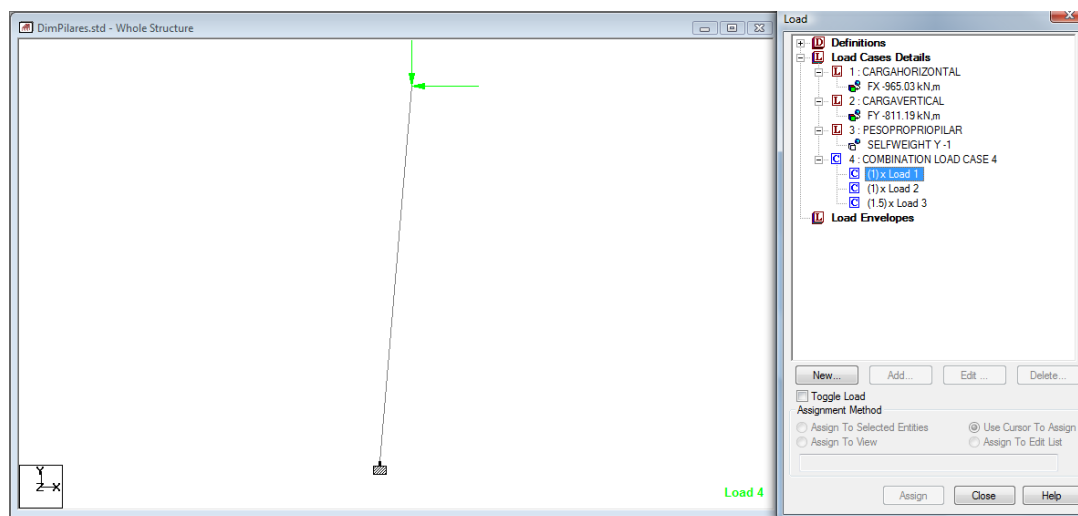


Figura 3.19 – Modelo de cálculo para determinação de esforços nos pilares

¹⁸ Recorrendo ao software de cálculo automático STAAD.Pro 2007.

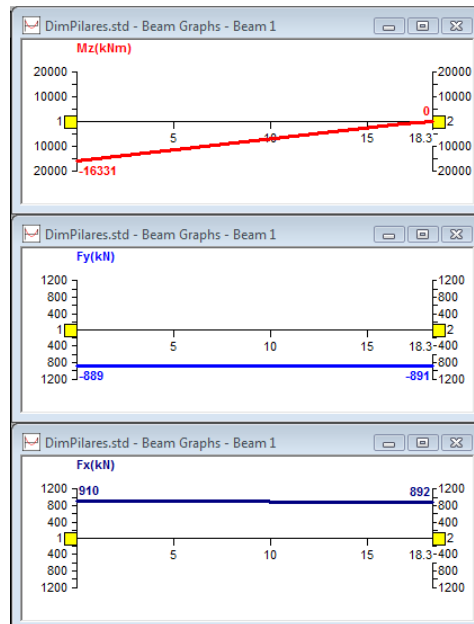


Figura 3.20 – Diagramas de esforços actuantes nos pilares

Sabe-se da teoria da flexão das vigas que (Juvandes, 2003)

$$\sigma = \frac{M}{I_x} \frac{h}{2} + \frac{N}{A}$$

Sendo,

σ – tensão axial;

M – momento flector actuante na secção;

I_x – momento de inércia da secção;

h – altura da secção;

N – esforço axial actuante na secção;

A – área da secção.

Utilizando aço S 355¹⁹ ($f_y = 355$ MPa) e os valores do momento flector ($M = 16331$ kNm) e esforço axial ($N = 910$ kN) máximos, que ocorrem na secção da base, é possível construir a Tabela 3.6.

¹⁹ Anteriormente denominado Fe510.

Tabela 3.6 – Definição da espessura das paredes dos pilares

	Iteração 1	Iteração 2	Iteração 3	...	Iteração 6	Iteração 7
e_1 (m)	0,015	0,016	0,017	...	0,02	0,021
e_2 (m)	0,03	0,032	0,034	...	0,04	0,042
A (m ²)	0,0732	0,0780	0,0827	...	0,0968	0,1015
I_x	0,0263	0,0280	0,0296	...	0,0343	0,0359
$I_{x-Long.}$	0,0111	0,0118	0,0125	...	0,0147	0,0154
$I_{x-Transv.}$	0,0152	0,0161	0,0170	...	0,0196	0,0205
σ (MPa)	477,79	449,89	425,28	...	366,27	350,36

Pretende-se com este processo iterativo encontrar uma combinação de espessuras das paredes dos pilares que conduza a uma tensão instalada na secção mais esforçada inferior à tensão de cedência (355 MPa para o aço S 355). Verifica-se que se as paredes dos pilares apresentarem uma espessura de 21 e 42 milímetros, a tensão instalada é mantida inferior ao limite, sendo por isso adoptada esta solução, que se encontra ilustrada na Figura 3.21.

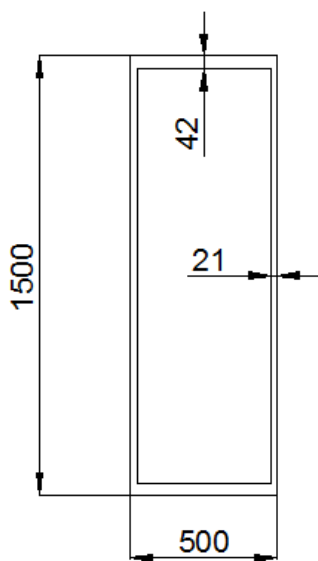


Figura 3.21 – Dimensões da secção da base dos pilares

4

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

4.1. MODELAÇÃO

4.1.1. ESTRUTURAS COM SISTEMAS DE CABOS E NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

A estrutura em estudo, apesar de se marcar pela simplicidade da sua geometria, apresenta especificidades que obrigam a determinados cuidados na sua análise. Com efeito, trata-se de uma estrutura atirantada e, assim, os cabos (e as suas características) assumem um papel preponderante.

As estruturas de cabos são definidas pelas seguintes características:

Cada elemento só desenvolve esforços quando solicitado à tracção;

Esta é uma noção intuitiva, mas que é fundamental ter presente durante a análise da estrutura. De facto, a possibilidade de os cabos actuarem quando solicitados à compressão deturparia os resultados obtidos no modelo de cálculo. Torna-se assim imperativa a selecção criteriosa dos elementos que representam os cabos de forma a assegurar que esta hipótese é respeitada.

A rigidez da estrutura aumenta à medida que o esforço de tracção nos cabos aumenta;

Também esta é uma noção intuitiva, verificável através do senso comum. Este fenómeno é facilmente descrito com o exemplo de uma corda folgada que apresenta rigidez virtualmente nula, e da mesma corda devidamente tensionada que, dependendo do material constituinte e da sua secção, pode apresentar valores de rigidez consideráveis. Esta característica tem implicações na resposta ao carregamento da estrutura, particularmente quando sujeita a cargas dinâmicas, dado que também a rigidez da estrutura se altera em função da carga.

A elevada flexibilidade da estrutura não permite a consideração da hipótese de pequenos deslocamentos.

A hipótese de pequenos deslocamentos em conjunto com a lei de Hooke forma a base do comportamento geométrico e fisicamente linear. Não sendo verificada esta hipótese, tornam-se relevantes os efeitos de segunda ordem.

A generalidade dos programas de cálculo adopta por defeito a hipótese de linearidade geométrica e material, sendo por isso necessário garantir que a análise geometricamente não linear é efectuada. A consideração dos efeitos de segunda ordem no cálculo é feita através da actualização sucessiva da geometria da estrutura através de uma análise não linear do tipo $P-\Delta$.

É possível ilustrar com um simples exemplo teórico as alterações da estrutura devido à não linearidade geométrica (Carneiro de Barros, 2006).

Na Figura 4.1 apresenta-se uma barra rígida com uma mola na extremidade direita.

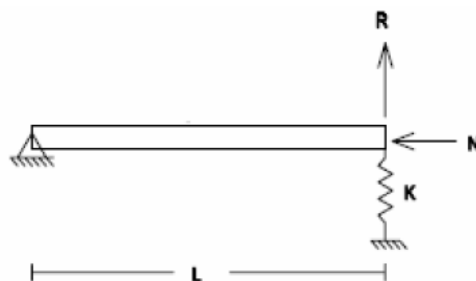


Figura 4.1 - Modelo para representação da não-linearidade geométrica (Carneiro de Barros, 2006)

Efectuando uma análise elástica de 1ª ordem, a força axial N e a reacção R são independentes (para equações de equilíbrio escritas com base na configuração não deformada). A equação de equilíbrio é neste caso expressa pela relação da rigidez

$$K = \frac{R}{r}$$

sendo r o deslocamento vertical da extremidade superior da mola.

Se o deslocamento r da mola não for infinitesimal, mas finito²⁰, a equação de equilíbrio na configuração deformada é obtida por equilíbrio de momentos relativamente ao centro de rotação da barra (que é neste caso o apoio duplo da extremidade esquerda), sendo expressa por

$$R L + N r = S L$$

S representa a força que a mola desenvolve para a deformação ou deslocamento imposto e é dada por

$$S = K r$$

Substituindo na equação anterior vem

$$R L + N r = K r L$$

Dividindo a expressão por L e agrupando os termos obtém-se a nova equação de equilíbrio de 2ª ordem (por ser escrita na configuração deformada)

$$\left(K - \frac{N}{L}\right) r = R$$

Esta equação evidencia o conceito de rigidez geométrica $K_g = N/L$ (neste exemplo).

$$(K - K_g) r = R$$

Verifica-se assim que a rigidez total desta estrutura simples é sucessivamente reduzida à medida que a carga axial compressiva aumenta. Deduz-se então que as acções axiais de tracção contribuem para o aumento da rigidez e da estabilidade das estruturas como anteriormente postulado. No que respeita aos deslocamentos, verifica-se que quanto maior for a carga de tracção, menor é o deslocamento. Compreende-se assim a importância da consideração dos efeitos de 2ª ordem neste tipo de estrutura.

²⁰ Ainda que de pequena ordem de grandeza, associado a pequenas rotações da barra.

4.1.2. ANÁLISE COM PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

Como consequência do que se encontra exposto no ponto anterior, verifica-se a necessidade de ser criterioso na modelação da estrutura para assim elevar o grau de confiança nos resultados do cálculo automático. Devido às alterações da rigidez da estrutura com os deslocamentos, é fundamental adoptar um programa de cálculo que contemple a possibilidade de efectuar uma análise não linear. É também importante que a modelação, o cálculo e a análise de resultados sejam feitos de forma intuitiva e *user-friendly* de modo a facilmente se detectar possíveis erros.

No âmbito deste estudo são considerados dois programas de cálculo:

- Robot Structural Analysis Professional 2011 (versão 24.0.1.3481) da Autodesk;
- STAAD.Pro 2007 (versão 2007-01) da Bentley.

A opção pelo uso de dois programas deve-se à necessidade de validar o modelo de cálculo adoptado, sendo utilizado apenas um deles no cálculo efectivo da estrutura. Esta validação é conseguida pela comparação dos resultados dos dois programas para um determinado carregamento.

A modelação é feita para a geometria pretendida para a estrutura quando carregada pelo peso próprio e não a inicial sem cargas. Isto obriga a uma atenção particular na limitação de deformações, de modo a que em condições de serviço não haja uma alteração substancial da geometria em relação à inicialmente definida.

Os elementos da grelha do tabuleiro, bem como as condições de apoio da ponte, podem ser modelados directamente nos programas de cálculo, sem que haja necessidade de cuidados para além dos essenciais para a correcta representação numérica da estrutura. Por outro lado, os elementos de cabo, devido às características anteriormente elencadas, obrigam a determinados cuidados na modelação, podendo levantar problemas de cálculo devido ao seu comportamento não linear.

Existem então três hipóteses a considerar para a modelação dos elementos cabo:

- a) Utilizar a opção ou propriedade “Cabo”, existente em ambos os programas;
- b) Representar os cabos por barras bi-articuladas (impedindo a transmissão de momentos);
- c) Representar os cabos por barras contínuas (permitindo a transmissão de momentos).

A primeira opção surge naturalmente como a ideal para caracterizar o comportamento dos cabos, mas por ser conhecido que pode levantar problemas de cálculo em estruturas algo complexas (Alves Ribeiro, 2008) torna-se necessária a verificação dos resultados da aplicação do método. Assim, a comparação de resultados desta opção com as outras permite validar o seu uso no caso em estudo.

A segunda opção permite uma aproximação aos valores reais, sendo contudo necessária uma análise cuidada na definição dos elementos de modo a garantir que estes funcionem apenas quando solicitados por esforços de tracção.

Por fim, a terceira opção tem um valor meramente comparativo, uma vez que caso os momentos transmitidos aos cabos tomem valores significativos, todos os resultados do cálculo têm de ser criteriosamente analisados.

É ainda de salientar que para o estudo do comportamento global da estrutura se separa a estrutura principal dos pilares que a suportam. Esta simplificação do modelo obriga a que no dimensionamento dos pilares se tenha especial atenção aos deslocamentos que estes apresentam, sendo necessário limitá-los de forma a não afectar o desempenho da estrutura como um todo.

4.1.2.1. Modelação em Robot

A modelação toma por base a geometria inicialmente definida para a estrutura. Definidos os seus nós fundamentais, toda a construção do modelo é realizada com elementos de barra tridimensionais aos quais são atribuídas as características correspondentes. Foram ainda utilizados elementos de área auxiliares (*Claddings*) para aplicação de cargas distribuídas.

Os eixos longitudinal, transversal e vertical da estrutura são representados no modelo pelos eixos X, Y e Z respectivamente.

O passo fundamental da modelação desta estrutura está na correcta especificação dos elementos de cabo. Esta opção pode ser definida aplicando as propriedades expostas na Figura 4.2 para a opção *a)* do ponto anterior e na Figura 4.3 para a opção *b)* aos elementos que representam cabos no modelo numérico.

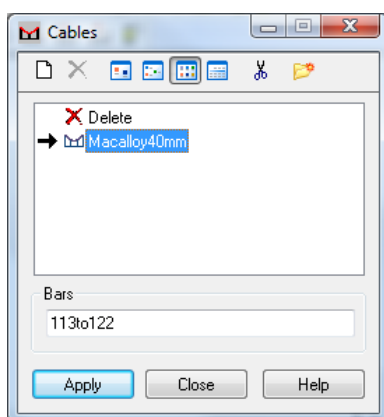


Figura 4.2 - Definição dos elementos cabo no Robot

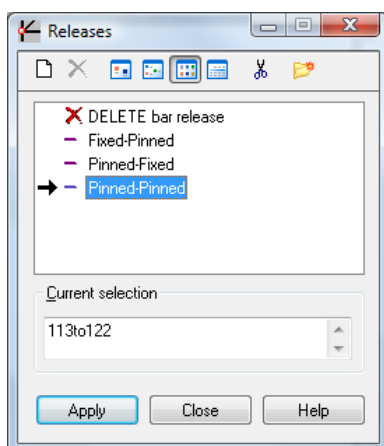


Figura 4.3 - Definição das libertações de momentos no modelo de barras bi-articuladas no Robot

Estas opções definem apenas as condições de fronteira dos elementos, sendo por isso necessária a correcta definição da geometria dos cabos a partir dos dados disponibilizados pelo fabricante.

Outro aspecto de importância vital na modelação consiste na necessidade de especificar que os elementos cabo apenas actuam quando sujeitos a esforços de tracção. Se na primeira opção de modelação (opção *a)* no ponto anterior) esta condição é definida por defeito, já nas outras duas isto

não acontece. Torna-se assim necessário definir mais esta propriedade tal como se encontra ilustrado na Figura 4.4.

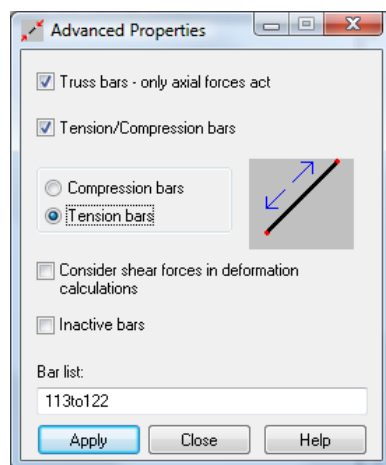


Figura 4.4 - Definição de elementos de tensão no Robot

Na Figura 4.5 pode ver-se o modelo criado para a análise estática.

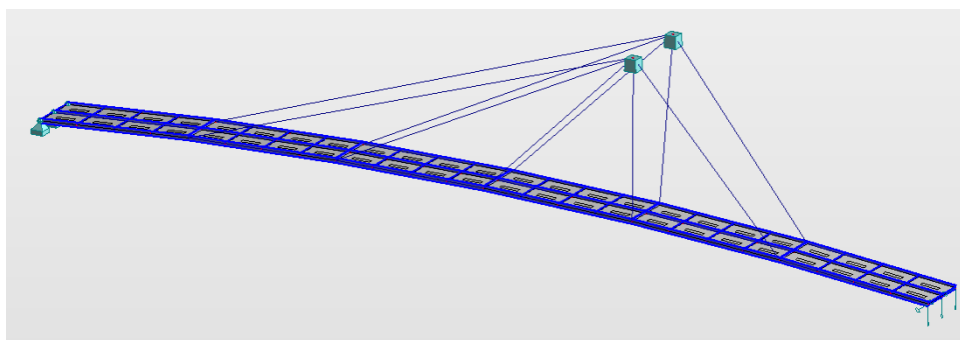


Figura 4.5 - Modelo da estrutura - Robot

Como se pode ver na Figura 4.5 as restrições de apoio consideradas permitem a movimentação no eixo longitudinal da ponte. Estas condições de fronteira reproduzem o que se espera que seja o comportamento real da estrutura, permitindo movimentos devido a alterações da temperatura ou das condições de carregamento.

4.1.2.2. Modelação em STAAD.Pro 2007

Tal como indicado na Secção 4.1.2.1, também neste *software* a modelação parte da geometria inicialmente definida para a estrutura. Depois de definidos os nós, a construção do modelo é realizada com elementos de barra tridimensionais aos quais são atribuídas as características correspondentes. No caso deste *software* os elementos de área auxiliares são materializados por *Plates* aos quais é atribuída a propriedade *Ignore Stiffness* (Figura 4.6), tornando assim estes elementos activos para aplicação de cargas, mas inactivos na determinação da rigidez (Bentley Systems, Inc., 2007).

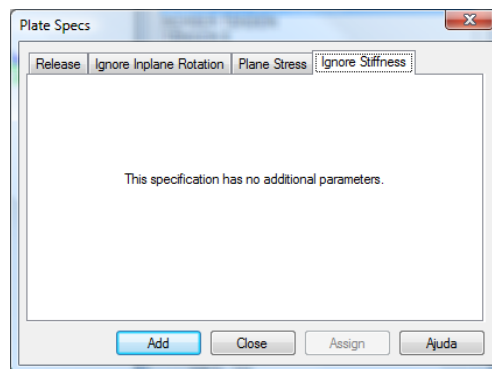


Figura 4.6 - Propriedade *Ignore Stiffness* no STAAD.Pro

Este *software* apresenta um sistema de eixos diferente do utilizado no Robot, alterando a orientação dos eixos Y e Z, representando estes os eixos vertical e transversal respectivamente.

Também neste programa a definição das propriedades dos elementos de cabo (opção *a*) acima) se torna fundamental para obter os resultados pretendidos. Assim, para utilizar a opção *cabo* nativa do programa é necessário activar a especificação *cable* e também a especificação de membro de tensão *tension* tal como mostra a Figura 4.7 e a Figura 4.8 (Bentley Systems, Inc., 2007).

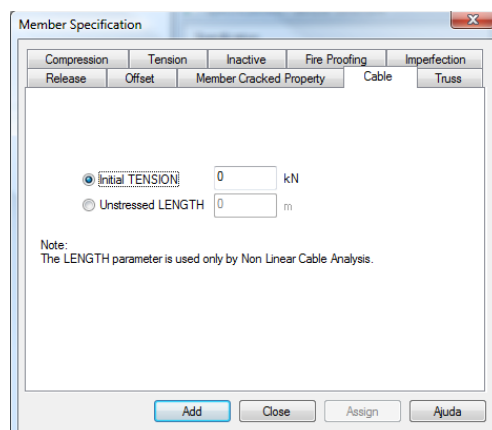


Figura 4.7 - Propriedade *Cable* no STAAD.Pro

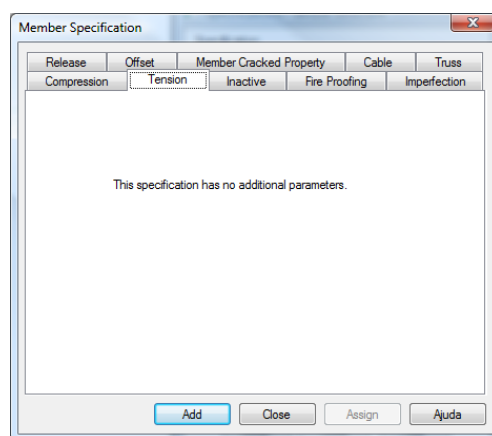


Figura 4.8 - Propriedade *Tension* no STAAD.Pro

É de salientar que ao definir a propriedade *cable* é possível definir a tensão inicial ou o comprimento dos cabos, sendo que se nenhum valor for introduzido o programa assume um comprimento não esforçado igual ao valor geométrico do comprimento.

No caso da opção *b)* é necessário recorrer à especificação de *Releases* de modo a definir a libertação de momentos nos extremos dos elementos (Figura 4.9).

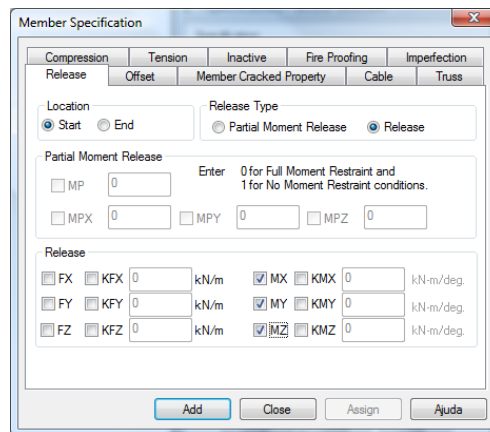


Figura 4.9 - Propriedade *Release* no STAAD.Pro

Definidas as condições de fronteira dos elementos é naturalmente necessária a definição da geometria dos cabos a partir dos dados disponibilizados pelo fabricante.

O modelo completo da estrutura pode ser visto na Figura 4.10.

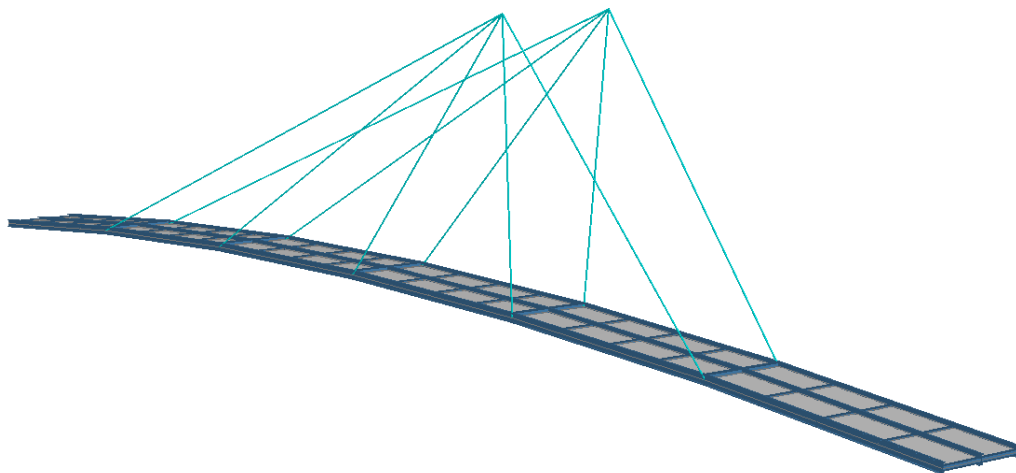


Figura 4.10 - Modelo da estrutura - STAAD.Pro

São adoptadas neste modelo as mesmas restrições de apoio utilizadas no modelo executado no Robot.

4.1.2.3. Validação do modelo de cálculo

Tal como indicado na Secção 4.1.2, a validação do modelo é feita comparando os resultados obtidos com os dois programas apresentados. Assim, analisam-se alguns resultados obtidos com a combinação de carga usada em pré-dimensionamento. Os modelos estruturais utilizados são o mais aproximados

possível à estrutura real definida em âmbito de pré-dimensionamento, com exclusão dos pilares, tal como indicado anteriormente.

São comparados os valores dos esforços máximos nos cinco pares de cabos, bem como as reacções no topo dos pilares. De seguida são apresentados os valores obtidos para cada uma das soluções estruturais analisadas.

Tabela 4.1 - Comparação de resultados utilizando *elemento cabo*

Cabo:								
	Esforços por par de cabos (kN)					Reacções no topo do pilar (kN)		
	1	2	3	4	5	Fx	Fy	Fz
Robot	550,35	540,62	250,77	168,67	280,05	1004,81	67,33	986,98
STAAD.Pro	544,38	528,19	249,39	169,93	280,81	984,14	66,73	985,87
Diferença Percentual	1,08%	2,30%	0,55%	0,75%	0,27%	2,06%	0,89%	0,11%

Tabela 4.2 - Comparação de resultados utilizando *barra bi-articulada*

Barra bi-articulada:								
	Esforços por par de cabos (kN)					Reacções no topo do pilar (kN)		
	1	2	3	4	5	Fx	Fy	Fz
Robot	569,81	537,72	249,03	169,11	281,31	1018,26	67,66	993,13
STAAD.Pro	558,24	522,35	250,43	169,83	280,91	992,96	66,91	988,08
Diferença Percentual	2,03%	2,86%	0,56%	0,43%	0,14%	2,48%	1,11%	0,51%

Tabela 4.3 - Comparação de resultados utilizando *barra contínua*

Barra contínua:								
	Esforços por par de cabos (kN)					Reacções no topo do pilar (kN)		
	1	2	3	4	5	Fx	Fy	Fz
Robot	480,78	515,53	257,95	168,71	280,66	917,41	65,65	965,92
STAAD.Pro	518,88	526,03	254,11	169,24	279,08	963,00	66,45	976,54
Diferença Percentual	7,92%	2,04%	1,49%	0,31%	0,56%	4,97%	1,22%	1,10%

O modelo que utiliza barras contínuas apresenta as discrepâncias de valores mais elevadas, indicando ainda, em algumas das barras que representam cabos, valores de momento flector significativos.

Por outro lado, a variação de resultados entre programas com os outros dois modelos estruturais é pouco significativa, ficando abaixo dos 3%. Assim, e uma vez que ambos os modelos apresentam valores médios próximos, opta-se pela utilização do elemento cabo nativo do *software* na análise da

estrutura. Realce-se que não se verificam os problemas que poderiam levar ao afastamento desta solução, e assim pode tirar-se vantagem do uso de uma solução nativa de análise de cabos.

Considera-se assim validado o modelo de cálculo, sendo o *software* Robot utilizado de aqui em diante, recorrendo-se à modelação com elementos de cabo.

4.2. ANÁLISE ESTÁTICA

4.2.1. ACÇÕES SOBRE A ESTRUTURA

Para a análise estática da estrutura são consideradas relevantes as acções permanentes, sobrecargas de utilização, variações de temperatura e acção do vento.

Por sua vez, para a quantificação destas acções analisam-se as disposições do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e do Eurocódigo 1 (EC1) nos casos em que o primeiro fosse omissivo ou de aplicabilidade limitada. A opção pelo uso do regulamento português deve-se à simplicidade da sua aplicação sem que daí decorram limitações para as soluções finais.

4.2.1.1. Acções permanentes

Todas as acções a que a estrutura está sujeita permanentemente após a conclusão da construção podem ser englobadas neste grupo. Assim, o peso próprio da estrutura, incluindo a carga distribuída decorrente do peso do pavimento e equipamentos instalados incluem-se nestas acções.

A consideração do peso próprio no modelo de cálculo é automática através do uso de uma solicitação do tipo *self-weight* aplicada a toda a estrutura.

Por outro lado, no que se refere à carga relativa ao peso do pavimento, esta tem que ser considerada independentemente uma vez que este elemento não é considerado como parte do modelo estrutural. Tal como indicado no Capítulo 3, esta carga toma o valor de $0,167 \text{ kN/m}^2$. Decide-se contudo majorar esta carga de forma a entrar em linha de conta com os equipamentos a instalar na ponte, casos dos sistemas de iluminação, guardas de protecção, sistemas de fixação e possíveis adornos estéticos. Assim, toma-se o valor de **$0,2 \text{ kN/m}^2$** , que corresponde a um aumento de aproximadamente 20%.

4.2.1.2. Sobrecarga de utilização

Tal como indicado no Capítulo 3, o RSA define que *“Nos passadiços deve considerar-se, actuando no pavimento e nas posições mais desfavoráveis para o elemento em estudo, uma sobrecarga uniformemente distribuída com valor característico igual a 4 kN/m^2 ”*.

Os valores reduzidos referentes a esta acção podem ainda ser obtidos com $\psi_0=0,4$, $\psi_1=0,3$ e $\psi_2=0,2$ (RSA, 1983).

4.2.1.3. Acção da temperatura

O RSA considera dois casos distintos no que à acção das variações de temperatura diz respeito.

O primeiro caso corresponde a variações de temperatura uniformes que procuram traduzir o efeito das variações anuais da temperatura ambiente. Por se processarem com lentidão, assume-se que conduzem a estados térmicos uniformes em toda a estrutura.

O mesmo regulamento estabelece que para estruturas metálicas não protegidas, deve considerar-se uma variação positiva de temperatura de $+35^{\circ}\text{C}$ e uma variação negativa de -25°C . Esta acção deve ainda ser afectada dos coeficientes $\psi_0=0,6$, $\psi_1=0,5$ e $\psi_2=0,3$ de forma a serem obtidos os seus valores reduzidos (RSA, 1983).

O segundo caso respeita a variações diferenciais de temperatura que traduzem o efeito de diferenças de temperatura entre diferentes pontos da estrutura ou de um elemento. O regulamento sugere que este tipo de análise só é necessária para certo tipo de estruturas tidas como sensíveis a este tipo de acções.

No caso em estudo, este tipo de variações pode dever-se apenas à exposição solar, sendo que estando toda a grelha estrutural do tabuleiro revestida com o material de pavimento, não se considera esta acção como relevante.

4.2.1.4. Acção do vento

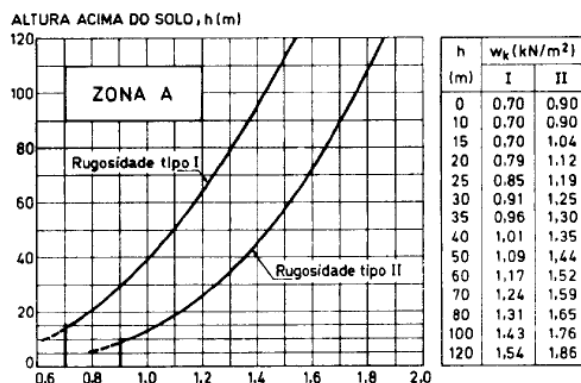
O estudo da acção do vento reveste-se sempre de uma complexidade assinalável. Com efeito, um correcto estudo implicaria a construção de um modelo e a execução de ensaios em túnel de vento. Ainda que esta possibilidade seja viável no estudo de estruturas de grande importância, não é justificável no presente caso.

Tanto o RSA como o EC1 apresentam metodologias simplificadas de aproximação das acções dinâmicas do vento a acções estáticas. Tal como explicitado no Artigo 23º do RSA, este processo simplificado é, por norma, válido para estruturas com frequências próprias superiores a 0,5 Hz.

Refira-se ainda que as disposições do EC1 são de aplicabilidade limitada, não podendo ser aplicadas, entre outras restrições, a pontes de cabos. Assim, decidiu-se seguir a metodologia apresentada no RSA.

Seguindo os artigos do Capítulo V deste regulamento é possível definir os parâmetros necessários à quantificação da acção do vento. O Artigo 20º define a zona da estrutura a implantar como pertencendo à zona A, enquanto a partir do Artigo 21º é possível definir a rugosidade aerodinâmica do solo como sendo de tipo I.

A pressão dinâmica do vento é definida tomando o valor $w_k=0,7\text{ kN/m}^2$, sendo função da altura acima do solo, h em metros, e da rugosidade aerodinâmica do solo (Figura 4.11).


 Figura 4.11 - Valor característico da pressão dinâmica, w_k (kN/m²) (RSA, 1983)

O Artigo 24º define ainda os coeficientes a aplicar para obter os valores reduzidos da acção do vento: $\psi_0=0,4$, $\psi_1=0,2$ e $\psi_2=0$.

A pressão dinâmica antes definida deve contudo ser afectada de um coeficiente de força dependente do tipo de elemento ou estrutura em que o vento venha a actuar. O anexo I do RSA define os elementos para a quantificação da acção do vento, definindo no ponto 3.7 os coeficientes de força para perfis, fios e cabos.

	$d \sqrt{w}^{(*)}$	Características da superfície	δ_f
Fios	—	—	1,2
Cabos	< 0,015	cordões finos	1,2
		cordões grossos	1,3
	≥ 0,015	cordões finos	0,9
		cordões grossos	1,1

(*) d expresso em metros e w em quilnewtons por metro quadrado

Figura 4.12 - Coeficientes de força para fios e cabos (Quadro I-XVII) (RSA, 1983)

Assim, segundo o quadro I-XVII (Figura 4.12), e assumindo um diâmetro dos cabos de 40 mm

$$0,04 \sqrt{0,7} = 0,033 \geq 0,015$$

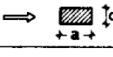
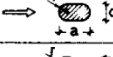
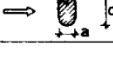
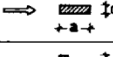
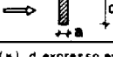
Considerando cordões grossos, vem que $\delta_f = 1,1$.

Por fim, o mesmo ponto define a força actuante por unidade de comprimento do elemento como sendo

$$F = \delta_f d w$$

$$F = 1,1 \times 0,04 \times 0,7 = 0,03 \text{ kN/m}$$

Para quantificar a acção sobre o tabuleiro de pontes o ponto 3.8 sugere que “se o tabuleiro for do tipo laje-vigada ou viga-caixão, poderá, por simplificação, considerar-se que os coeficientes de força são os correspondentes à superfície prismática cuja secção rectangular é envolvente da secção do tabuleiro”.

Forma da secção	$d \sqrt{w}$ ^(*)	Esbelteza h/d					
		≤ 1	2	5	10	20	∞
 circular superfície lisa	< 0.15	0.7	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2
	≥ 0.15	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
 circular superfície rugosa	qualquer	0.7	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2
 dodecagonal	< 0.3	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3
	≥ 0.3	0.7	0.7	0.7	0.8	0.9	1.1
 octogonal	qualquer	1.0	1.1	1.2	1.2	1.3	1.4
 quadrada	qualquer	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	2.0
 quadrada	qualquer	1.0	1.0	1.1	1.3	1.4	1.6
 rectangular $d/a = 1/2$	qualquer	0.8	0.9	1.1	1.2	1.3	1.5
 rectangular $d/a = 2$	qualquer	1.3	1.4	1.5	1.7	1.9	2.1
 $d/a = 1/2$ $r = d/2$	< 0.08	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4
	≥ 0.08	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3
 $d/a = 2$ $r = a/2$	< 0.15	0.8	0.8	0.9	1.0	1.2	1.6
	≥ 0.15	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
 rectangular $d/a \leq 1/4$	qualquer	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.2
 rectangular $d/a \geq 4$	qualquer	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	2.0

(*) d expresso em metros e w em quilnewtons por metro quadrado

Figura 4.13 - Coeficientes de força para construções de forma cilíndrica ou prismática - Quadro I-XIII (RSA, 1983)

Recorrendo ao Quadro I-XIII (Figura 4.13), referente a construções de forma cilíndrica ou prismática, e aplicando as disposições para secção rectangular com $d/a \leq 1/4$ e esbelteza infinita, define-se o coeficiente de força como sendo $\delta_f = 1,2$.

A força transversal por unidade de comprimento do tabuleiro vem dada por

$$F = \delta_f d w$$

e assumindo uma altura do tabuleiro de 0,45 m

$$F = 1,2 \times 0,45 \times 0,7 = 0,38 \text{ kN/m.}$$

Definem-se desta forma todas as solicitações horizontais devidas à acção do vento. Contudo, é ainda necessário definir as solicitações verticais que esta acção provoca. Com efeito, uma vez que todas as acções do vento são definidas seguindo metodologias aproximadas, também a acção vertical segue este processo. Também para a acção vertical sobre o tabuleiro se segue o exposto no ponto 3.8 definindo o coeficiente de força em função da forma da secção (Figura 4.13). Para esta direcção, $d/a = 4/0,4 = 10 \geq 4$. A esbelteza assume-se infinita, obtendo-se assim um coeficiente de força $\delta_f = 2$.

A força actuante sobre o tabuleiro é então definida por

$$F = 2 \times 0,7 = 1,4 \text{ kN/m}^2.$$

A Tabela 4.4 resume as acções devidas ao vento.

Tabela 4.4 - Quadro resumo da acção do vento

Acção nos cabos	
Todas as direcções	0,03 kN/m
Acção no tabuleiro	
Direcção transversal	0,38 kN/m
Direcção ascendente/descendente	1,4 kN/m ²
Valores reduzidos	$\psi_0=0,4$, $\psi_1=0,2$ e $\psi_2=0$

4.2.2. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Depois de quantificadas as acções tidas como mais relevantes para o cálculo da estrutura, devem ser definidas as combinações de solicitações passíveis de ocorrer em simultâneo. Por exemplo, não se considera verosímil a simultaneidade de sobrecargas devidas à concentração de pessoas com a acção do vento (RSA, 1983)²¹ ou a ocorrência simultânea da acção da temperatura e do vento (EN 1990, 2002)²².

As acções permanentes devem figurar em todas as combinações, tomando os seus valores superiores ou inferiores conforme se entenda resultar mais desfavorável para a estrutura.

Considera-se como combinação inicial a combinação de acções permanentes, relativa à acção isolada dos pesos próprios

$$\sum G_{k,i}$$

São depois definidas combinações com as quais se pretende verificar a segurança da estrutura – combinações fundamentais relativas aos estados limites últimos (ELU). A verificação da segurança é verificada através da desigualdade $S_d \leq R_d$, que define que os valores de cálculo do esforço resistente, R_d , devem ser superiores aos valores de cálculo do esforço actuante, S_d . Esta desigualdade pode, quando necessário, ser adaptada para efectuar a verificação de segurança em termos de tensões, ou outras grandezas de comparação. O RSA define as combinações fundamentais para verificação de segurança como:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

No caso das verificações de comportamento em estado limite de serviço (ELS), estas são feitas, em geral, através da limitação das deformações. Para esta verificação são consideradas combinações de acções de curta e muito curta duração, tal como definidas pelas expressões

²¹ Tal como indicado no Artigo 7º - Critérios de combinação das acções.

²² Tal como indicado na Secção A2.2.3 (2) do Anexo 2 – Aplicação a pontes.

Estados limites de muito curta duração – combinações raras

$$\sum_{i=1}^m G_{ik} + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} Q_{jk}$$

Estados limites de curta duração – combinações frequentes

$$\sum_{i=1}^m G_{ik} + \psi_{1,1} Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} Q_{jk}$$

Procura-se na definição das combinações, escolher as mais gravosas para os estados limites em estudo. De seguida são especificadas as combinações consideradas no presente projecto.

4.2.2.1. Estado permanente

Esta combinação é constituída pelas acções intrínsecas à estrutura. Assim, são considerados nesta combinação os pesos próprios dos elementos constituintes da estrutura, bem como o pré-esforço aplicado.

1 – Combinação permanente

Acção de cálculo: G_k

4.2.2.2. Estados limites últimos

Para a análise em estado limite último são criadas combinações de acções passíveis de ocorrer em simultâneo. É necessário ter o cuidado de criar combinações alterando as acções de base e acções secundárias, de modo a cobrir todas as possibilidades e assim determinar correctamente as acções mais gravosas para a estrutura.

2 – Sobrecarga como acção de base e variação uniforme de temperatura positiva como acção secundária

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5(Q + \psi_0 \Delta T^+)$

3 – Sobrecarga como acção de base e variação uniforme de temperatura negativa como acção secundária

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5(Q + \psi_0 \Delta T^-)$

4 – Variação uniforme de temperatura positiva como acção de base e sobrecarga como acção secundária

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5(\Delta T^+ + \psi_0 Q)$

5 – Variação uniforme de temperatura negativa como acção de base e sobrecarga como acção secundária

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5(\Delta T^- + \psi_0 Q)$

6 – Vento na direcção transversal como acção de base

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5 W_{transversal}$

7 – Vento na direcção ascendente como acção de base

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5 W_{ascendente}$

8 – Vento na direcção descendente como acção de base

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5 W_{descendente}$

9 – Sobrecarga no terço de vão Norte

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5 Q$

10 – Sobrecarga no terço de vão Sul

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5 Q$

11 – Sobrecarga no terço de vão central

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5 Q$

12 – Sobrecarga nos terços de vão extremos

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5 Q$

13 – Sobrecarga parcial transversal (apenas de um dos lados do tabuleiro)

Acção de cálculo: $1,5 G_k + 1,5 Q$

4.2.2.3. Estados limites de serviço

Para a análise dos estados limites de serviço são consideradas as combinações de acções que se supõe que levem a um mau comportamento em serviço.

14 – Combinação rara com sobrecarga como acção de base

Acção de cálculo: $G_k + Q$

15 – Combinação rara com vento na direcção descendente como acção de base

Acção de cálculo: $G_k + W_{descendente}$

16 – Combinação rara com vento na direcção transversal como acção de base

Acção de cálculo: $G_k + W_{transversal}$

17 – Combinação frequente com sobrecarga como acção de base e variação uniforme de temperatura positiva como acção secundária

Acção de cálculo: $G_k + \psi_1 Q + \psi_2 \Delta T^+$

4.2.3. ANÁLISE DE RESULTADOS E ALTERAÇÕES À ESTRUTURA

Os valores dos esforços máximos e mínimos obtidos para os diferentes pares de cabos são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Esforços nos cabos na estrutura inicial

	Par de cabos				
	1	2	3	4	5
Esforço máximo (kN)	640,36	507,29	295,13	172,80	293,11
Combinação	3	3	11	3	12
Esforço mínimo (kN)	96,90	45,77	12,56	17,31	28,78
Combinação	16	16	12	16	16

Constata-se que, tal como esperado, o primeiro par de cabos é o mais esforçado. Verifica-se que na combinação 3, é mobilizada cerca de 40% da capacidade resistente do cabo ($\phi=40\text{mm}$; $\text{MBL}^{23}=1605\text{ kN}$ (Macalloy, 2004)). Dado que este par de cabos assume uma importância vital no comportamento da estrutura, e para garantir que em caso algum seja mobilizada uma percentagem elevada da sua capacidade resistente, opta-se por alterar a sua dimensão para $\phi=44\text{mm}$.

Por outro lado, recorre-se à função de verificação automática, segundo o Eurocódigo 3 do programa de cálculo Robot para validar a solução escolhida para a grelha do tabuleiro. A Figura 4.14 apresenta o resultado desta verificação em estado limite último enquanto a Figura 4.15 diz respeito à verificação de estados limites de serviço.

Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
Família : 1 Longarinas						
107	IPE 400	AÇO	18.94	79.34	1.70	15 COMB3
Família : 2 Carlingas Secundarias						
88	IPE 200	AÇO	24.21	89.46	1.39	18 COMB6
Família : 3 Carlingas Principais						
49	IPE 400	AÇO	12.09	50.63	0.60	15 COMB3

Figura 4.14 - Análise da estrutura inicial a ELU (estados limites últimos)

Peça	Perfil	Material	Ratio(uy)	Caso (uy)	Ratio(uz)	Caso (uz)	Ratio(vx)	Caso (vx)	Ratio(vy)	Caso (vy)
Família : 1 Longarinas										
107	IPE 400	AÇO	0.13	28 COMB16-ELS	0.76	26 COMB14-ELS	0.23	26 COMB14-ELS	1.49	28 COMB16-ELS
Família : 2 Carlingas Secundarias										
93	IPE 200	AÇO	0.07	28 COMB16-ELS	0.08	26 COMB14-ELS	0.32	26 COMB14-ELS	0.02	29 COMB17-ELS
Família : 3 Carlingas Principais										
82	IPE 400	AÇO	0.06	26 COMB14-ELS	0.06	26 COMB14-ELS	0.33	26 COMB14-ELS	0.02	29 COMB17-ELS

Figura 4.15 - Análise da estrutura inicial a ELS (estados limites de serviço)

Como se pode observar, a solução apresentada não respeita as limitações regulamentares, tornando necessária a sua alteração. Seguindo um processo iterativo é possível chegar a uma solução compatível

²³ Minimum Break Load – capacidade resistente mínima.

com as imposições do Eurocódigo. Nesta análise são tidos em conta os rácios de utilização dos diferentes tipos de perfis, tentando otimizar a solução escolhida.

A solução final é então marcada pela alteração dos diferentes perfis estruturais. A Tabela 4.6 resume as opções iniciais e as alterações necessárias decorrentes do estudo estático.

Tabela 4.6 - Resumo das diferentes soluções

	Solução inicial	Solução final
Longarinas	IPE 400	IPE 450
Carlingas principais	IPE 400	IPE 360
Carlingas secundárias	IPE 200	IPE 240

A Figura 4.16 e a Figura 4.17 apresentam os resultados da análise da solução definitiva escolhida, tanto para estados limites últimos como para estados limites de serviço.

Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
Família : 1 Longarinas						
107	IPE 450	AÇO	16.96	76.10	0.82	15 COMB3
Família : 2 Carlingas Secundarias						
88	IPE 240	AÇO	20.05	74.27	0.96	18 COMB6
Família : 3 Carlingas Principais						
49	IPE 360	AÇO	13.37	52.80	0.61	15 COMB3

Figura 4.16 - Análise da estrutura final a ELU (estados limites últimos)

Peça	Perfil	Material	Ratio(uy)	Caso (uy)	Ratio(uz)	Caso (uz)	Ratio(vx)	Caso (vx)	Ratio(vy)	Caso (vy)
Família : 1 Longarinas										
107	IPE 450	AÇO	0.06	28 COMB16-ELS	0.60	26 COMB14-ELS	0.21	26 COMB14-ELS	0.95	28 COMB16-ELS
Família : 2 Carlingas Secundarias										
60	IPE 240	AÇO	0.03	26 COMB14-ELS	0.06	26 COMB14-ELS	0.27	26 COMB14-ELS	0.02	29 COMB17-ELS
Família : 3 Carlingas Principais										
49	IPE 360	AÇO	0.04	26 COMB14-ELS	0.07	26 COMB14-ELS	0.28	26 COMB14-ELS	0.02	29 COMB17-ELS

Figura 4.17 - Análise da estrutura final a ELS (estados limites de serviço)

A alteração da estrutura obriga contudo a uma nova análise dos cabos que a sustêm. Para definir a validade da solução final de perfis a utilizar é então necessário analisar os esforços actuantes nos cabos após esta alteração, sendo os resultados apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Esforços nos cabos na estrutura final

	Par de cabos				
	1	2	3	4	5
Esforço máximo (kN)	623,61	514,23	303,55	176,58	293,96
Combinação	3	3	11	3	12
Esforço mínimo (kN)	116,89	44,84	22,28	19,94	31,98
Combinação	16	16	12	16	16

Verifica-se que após a alteração da grelha do tabuleiro e do diâmetro do primeiro par de cabos, a repartição de esforços máximos actuantes é mais equilibrada. Assim, consegue-se uma mobilização de igual percentagem da capacidade resistente dos pares de cabos 1 e 2 para a combinação mais crítica.

Tabela 4.8 - Capacidade resistente mobilizada

	Par de cabos				
	1	2	3	4	5
Esforço máximo (kN)	623,61	514,23	303,55	176,58	293,96
Diâmetro (mm)	44	40	40	40	40
MBL (kN)	1945	1605	1605	1605	1605
Capacidade resistente mobilizada (%)	32,06%	32,04%	18,91%	11,00%	18,32%

Interessa por fim quantificar os deslocamentos verticais máximos do tabuleiro e verificar a sua compatibilidade com os critérios de deformabilidade em serviço.

Tabela 4.9 - Deslocamentos máximos verticais

Combinação	Δ (m)	L/Δ
Permanente	0,005	15000,00
2 ELU	0,315	238,10
3 ELU	0,257	291,83
4 ELU	0,213	352,11
5 ELU	0,068	1102,94
6 ELU	0,033	2272,73
7 ELU	0,102	735,29
8 ELU	0,12	625,00
9 ELU	0,274	273,72
10 ELU	0,045	1666,67
11 ELU	0,087	862,07
12 ELU	0,263	285,17
13 ELU	0,237	316,46
14 ELS	0,185	405,41
15 ELS	0,066	1136,36
16 ELS	0,015	5000,00
17 ELS	0,075	1000,00

Obtém-se da análise da Tabela 4.9 que o máximo deslocamento em serviço toma o valor de 18,5 cm.

Apesar de este parecer um valor elevado, é necessário sublinhar que a ponte em estudo vence um vão de 75 metros. Assim se explica que este deslocamento máximo respeite os limites de deformação em serviço correntes²⁴, respeitando ainda um exigente limite de deformabilidade de $L/400$.

4.3. ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA

4.3.1. CONCEITOS GERAIS DE ANÁLISE DINÂMICA

A evolução das técnicas e dos materiais usados na construção tem levado a um arrojo crescente na concepção das estruturas. No caso das pontes, esta evolução trouxe consigo estruturas mais esbeltas e que vencem vãos cada vez maiores. Se, por um lado, a leveza das estruturas é vantajosa pelos ganhos económicos e arquitectónicos que proporciona, por outro, torna mais relevantes as acções referentes à sua utilização. Com efeito, esta dicotomia é particularmente relevante no caso de pontes pedonais. A evolução da técnica permite a criação de estruturas leves e económicas, tornando-as contudo sensíveis a vibrações quando sujeitas a acções dinâmicas.

²⁴ O Eurocódigo 3 recomenda como valor limite para os deslocamentos verticais de pavimentos o valor de $L/250$.

O comportamento dinâmico de uma estrutura difere significativamente do seu comportamento estático. A análise dinâmica é sempre função do tempo. Este aspecto decorre da variação do comportamento da estrutura quando sujeita a acções também dependentes do tempo. Assim, e ao contrário do que sucede com a análise estática, a análise dinâmica não apresenta uma solução única, importando decidir quais as soluções mais significativas da história temporal de resposta.

Numa estrutura real, cada elemento contribui para a inércia, rigidez e amortecimento da estrutura. No cálculo dinâmico de estruturas, por outro lado, cada uma destas propriedades é concentrada em três componentes distintas: massa, rigidez e amortecimento (Chopra, 2007).

O sistema apresentado na Figura 4.18 ilustra o modelo clássico de um grau de liberdade²⁵.

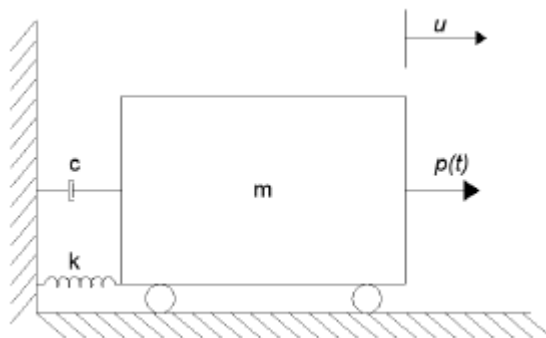


Figura 4.18 - Sistema de um grau de liberdade

No qual,

m representa a massa do sistema;

c representa o amortecimento;

k representa as propriedades de rigidez;

u representa o vector deslocamento;

e $p(t)$ representa a acção dinâmica actuante no sistema.

Demonstra-se por equilíbrio de forças no sistema que

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = p(t)$$

Esta equação, que rege a deformação ou o deslocamento $u(t)$ do sistema apresentado é a equação fundamental da dinâmica de estruturas, sendo válida para sistemas elásticos sujeitos a uma excitação $p(t)$.

É possível generalizar esta equação a sistemas não lineares, tomando no lugar de k uma função de rigidez.

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + f_R(u, \dot{u}) = p(t)$$

No caso de sistemas com múltiplos graus de liberdade²⁶ têm de ser consideradas matrizes de massa (M), amortecimento (C) e rigidez (K), tomando a equação fundamental a seguinte forma

²⁵ SDOF – Single degree of freedom.

²⁶ MDOF – Multiple degrees of freedom.

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{C} \dot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} = \underline{p}(t)$$

Contudo, a existência de múltiplos graus de liberdade implica que em cada um deles se possam apresentar deslocamentos ou deformações próprias. Assim, entende-se que a estrutura possa apresentar diversos modos de vibração. A determinação dos modos de vibração de uma estrutura é feita resolvendo a equação característica do sistema

$$\det(\underline{K} - \omega^2 \underline{M}) = 0$$

Um sistema de n graus de liberdade conduz à obtenção de n soluções ω_i que correspondem às frequências angulares dos n modos de vibração. A cada frequência corresponde um vector ϕ_i que pode ser obtido pela equação dos modos próprios de vibração.

$$(\underline{K} - \omega^2 \underline{M}) \underline{\phi}_n = \underline{0}$$

No caso de uma análise modal não linear é necessário ter em consideração tanto a parcela linear, como a parcela geométrica da matriz de rigidez. Assim, a equação dos modos próprios toma a forma

$$(\underline{K}_L + \underline{K}_G - \omega^2 \underline{M}) \underline{\phi}_n = \underline{0}$$

4.3.1.1. Acção dinâmica do vento

A acção do vento em pontes pode assumir uma importância central no seu dimensionamento. A importância desta acção depende de diferentes características como a secção transversal do tabuleiro, a sua deformabilidade e rigidez torsional, e também da distribuição de massas na estrutura.

A partir dos modos de vibração provocados é possível classificar o tipo de excitação aerodinâmica. Enquanto certos tipos de excitação provocam uma resposta de amplitude limitada, outros são susceptíveis de provocar uma resposta de amplitude crescente. Os primeiros, usualmente causados pela formação de vórtices ou pela turbulência do vento, têm um impacto pequeno podendo ainda assim causar desconforto aos utilizadores da ponte ou danos por fadiga. Já os tipos de excitação passíveis de provocar uma resposta de amplitude crescente podem ter um impacto significativo na estrutura, podendo mesmo levar à sua rotura. Esta instabilidade resulta da interacção entre o vento e o tabuleiro que leva ao aparecimento de forças aeroelásticas. Estas forças originam, por sua vez, o aparecimento de momentos torsores que ultrapassando a rigidez torsional da secção podem levar à sua rotura.

Enquanto nos dois casos apresentados as forças aerodinâmicas são substancialmente independentes dos modos de vibração da estrutura, existem casos em que estas forças são dependentes dos modos de vibração, podendo surgir auto-excitação e agravamento do comportamento dinâmico.

Destaca-se o caso do *flutter* clássico. O *flutter*²⁷ verifica-se quando as frequências fundamentais de flexão e de torção se encontram próximas²⁸. Este fenómeno ocorre quando o fluxo de ar provoca oscilações de torção e de flexão que por alterarem o ângulo do vento em relação ao tabuleiro provoca sustentação aerodinâmica da estrutura. Quando a velocidade do vento ultrapassa um determinado valor crítico, a energia fornecida ao sistema é superior à que a ponte é capaz de dissipar. O conhecido colapso da ponte de *Tacoma Narrows* (EUA) em Novembro de 1940 (apenas 4 meses após a sua inauguração) deveu-se a este fenómeno (ver a Figura 4.19).

²⁷ Agitação, palpitação.

²⁸ É recomendável que a razão entre a frequência vertical e de torção seja superior a 2,5 (Strasky, 2005).

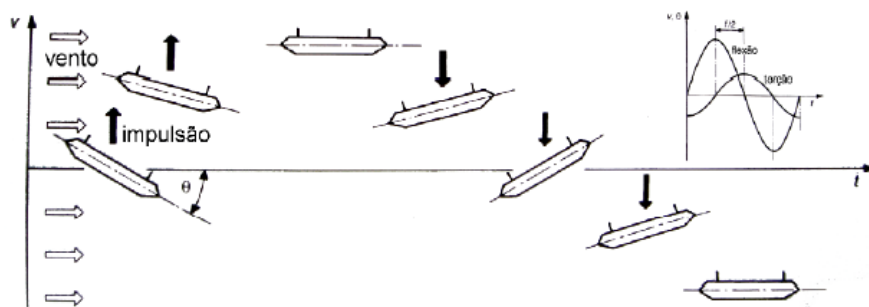


Figura 4.19 - Esquema do fenómeno de *flutter* – adaptado de (Strasky, 2005)

O estudo dos efeitos da acção dinâmica do vento sobre pontes é de importância fulcral para a garantia de obtenção de estruturas seguras e confortáveis de utilizar. Contudo, uma análise exaustiva desta acção implica a construção de modelos e ensaios em túnel de vento, opção desajustada no presente estudo. Assim, foi decidido estudar esta acção apenas estaticamente considerando forças estáticas equivalentes à acção do vento.

Sabe-se contudo que para estruturas de frequências próprias superiores a 0,5 Hz, a consideração de acções estáticas equivalentes à acção do vento conduz a resultados satisfatórios (Delgado).

4.3.1.2. Acções dinâmicas induzidas por peões

Uma das mais relevantes acções dinâmicas a que as estruturas estão sujeitas decorre da sua utilização. No caso de pontes rodoviárias e ferroviárias essas acções correspondem às forças decorrentes do tráfego. Em pontes pedonais, como a do presente estudo, a acção dinâmica da circulação dos peões pode criar problemas de ressonância. Com efeito, se a frequência própria da estrutura coincidir com a frequência de excitação induzida pelos peões pode criar-se um efeito de amplificação dos deslocamentos associados à vibração.

Saliente-se que ao caminhar sobre a estrutura, o peão carrega-a com forças dinâmicas. Estas forças apresentam componentes em todas as direcções. Na direcção vertical, forças associadas ao peso, na direcção do movimento, forças de tracção e na direcção transversal ao movimento, forças decorrentes da oscilação lateral do corpo.

A frequência típica da passada humana é de cerca de dois passos por segundo. Estudos sugerem que 95% dos peões caminham a um passo de frequência pertencente ao intervalo 1,65-2,35 Hz (Bachmann, et al., 1995). A frequência associada à acção horizontal aplicada pelos peões é cerca de metade da correspondente à da acção vertical, sendo usualmente considerada como pertencente ao intervalo 0,7-1,2 Hz.

É ainda importante ter em conta que a ponte pode ser utilizada por peões em corrida ou, por outro lado, num caminhar lento. As frequências associadas a estas utilizações são distintas das associadas a um caminhar normal, tendo também de ser consideradas na análise dinâmica.

O estudo do incidente ocorrido na inauguração da *Millennium Bridge* em Londres, na qual a ponte atingiu um deslocamento lateral de 7 cm, levou à formulação do problema do efeito *lock-in*. Este fenómeno ocorre quando as vibrações horizontais da estrutura se tornam perceptíveis. Nesta situação, o utilizador instintivamente sincroniza a sua passada com a oscilação da ponte de forma a tornar a travessia mais confortável. Contudo, esta sincronização dá origem a uma excitação ressonante da

ponte, aumentando a amplitude da vibração e fazendo com que mais utilizadores caminhem em fase. Uma excitação ressonante deste tipo leva a vibrações demasiado perceptíveis que por sua vez reduzem a confiança do utilizador na segurança da estrutura (Fitzpatrick, et al., 2001). Não é contudo esperado que possa ocorrer rotura devido a este efeito uma vez que os peões têm tendência a parar ou alterar a velocidade quando as vibrações se tornam desconfortáveis. Assim, quebra-se a excitação ressonante e a ponte volta ao estado inicial.

4.3.2. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE

A ocorrência de um elevado número de problemas associados à vibração em pontes pedonais demonstra a importância de estas serem calculadas em função não apenas das cargas estáticas, mas também de solicitações dinâmicas. O facto de não existir regulamentação que contemple o nível de vibração induzida pelos peões permite uma grande liberdade no desenho de estruturas. No entanto, é fundamental que a ponte satisfaça requisitos de conforto mínimos.

Tal como indicado na Secção 4.3.1.2, esta análise deve centrar-se na limitação de acelerações decorrentes da vibração da estrutura. Pretende-se sobretudo evitar que a frequência da acção dinâmica dos peões se encontre próxima das frequências naturais da estrutura.

Estudos realizados sobre estruturas reais permitiram elaborar expressões simplificadas da frequência própria fundamental para vários tipos de pontes (Bachmann, et al., 1995). No caso de pontes metálicas, a frequência fundamental é estimada por

$$f_1 = 35 L^{-0,73}$$

Estima-se assim, que para um vão de 75 m a frequência fundamental esperada é de cerca de 1,5 Hz. Este valor não dá garantias de bom comportamento dinâmico. Com efeito, encontra-se próximo das frequências de excitação induzidas pelo movimento dos peões.

O mesmo autor sugere também a avaliação indirecta do comportamento dinâmico através da rigidez vertical da ponte. Pontes com rigidez superior a 8 kN/mm apresentam, em geral, bom comportamento dinâmico (Bachmann, et al., 1995). Aplicando no modelo numérico uma carga vertical a meio vão e medindo os deslocamentos decorrentes é possível determinar esta rigidez. No caso em estudo, esta análise levou à determinação de uma rigidez vertical de aproximadamente 6,3 kN/mm que é um valor abaixo do indicado. Estas duas análises simplificadas apontam assim para a necessidade de efectuar um estudo dinâmico rigoroso.

Seguindo as recomendações técnicas para análise de vibrações em pontes pedonais (HiVoSS, 2008) a primeira etapa passa por avaliar as frequências naturais da estrutura. Assim, deve efectuar-se uma análise modal da estrutura considerando a não-linearidade geométrica. Esta análise, realizada com o programa de cálculo Robot, assume algumas simplificações. Como apresentado na análise estática, o modelo de cálculo assume a existência de apoios fictícios no topo dos pilares. Também a avaliação dos parâmetros de interacção solo-estrutura merece um estudo atento. Todos estes factores influem no cálculo das frequências naturais de vibração, devendo procurar-se que o modelo de cálculo seja o mais fiel possível.

A avaliação das frequências naturais da estrutura, feita a partir do modelo numérico anteriormente apresentado (Secção 4.1), toma em consideração a combinação de acções permanente. Assim, os efeitos do peso próprio da estrutura, cargas permanentes e pré-esforço são considerados nesta análise. A Tabela 4.10 sistematiza os 20 primeiros modos de vibração determinados, bem como o tipo de vibração que lhes está associada.

Tabela 4.10 - Modos próprios de vibração

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Tipo de deformação
1	1,6	0,62	Lateral
2	0,8	1,24	Lateral
3	0,53	1,89	Lateral
4	0,39	2,56	Lateral
5	0,36	2,76	Vertical
6	0,31	3,22	Lateral
7	0,29	3,44	Torsional
8	0,21	4,78	Lateral
9	0,2	5,05	Vertical
10	0,19	5,35	Lateral
11	0,17	5,81	Torsional
12	0,16	6,15	Lateral
13	0,14	7,05	Lateral
14	0,14	7,16	Vertical
15	0,12	8,03	Lateral
16	0,12	8,08	Vertical
17	0,12	8,54	Torsional
18	0,11	8,88	Vertical
19	0,11	8,92	Lateral/Torsional
20	0,11	9,14	Torsional

Verifica-se que a frequência fundamental da ponte é de apenas 0,62 Hz, longe dos anteriormente estimados 1,5 Hz. Contudo, este valor, sendo superior a 0,5 Hz, permite validar a opção de representar a acção do vento através de cargas estáticas. Ainda assim, é importante sublinhar que um estudo aprofundado em túnel de vento recorrendo a modelos aeroelásticos é sempre aconselhável para este tipo de estruturas.

Relativamente à acção induzida por peões, sabe-se que as gamas críticas de frequências naturais f_i de pontes pedonais são (HiVoSS, 2008)

- Para vibrações verticais e longitudinais:

$$1,25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2,3 \text{ Hz}$$

- Para vibrações laterais:

$$0,5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1,2 \text{ Hz}$$

Observa-se que a primeira frequência vertical da ponte é superior (2,76 Hz) às frequências de excitação associadas ao acto de caminhar. Não se esperam assim problemas no que concerne a excitações verticais, excepto no caso de a ponte ser atravessada por peões em corrida. Ainda assim, métodos expeditos permitem reforçar a validade desta hipótese. A fórmula apresentada de seguida permite estimar a aceleração máxima da estrutura devido à passagem de um peão (Bachmann, et al., 1995).

$$a_{max} = 4 \pi^2 f^2 y \alpha \phi$$

$f = 2,76$ Hz – frequência natural da estrutura;

$y = 0,112$ mm – deformada estática a meio vão para uma força vertical de 700 N;

$\alpha = 0,4$ – coeficiente de participação de Fourier para a primeira harmónica;

$\phi = 12$ – factor de amplificação dinâmica para um peão.

Da aplicação desta fórmula obtém-se uma aceleração máxima de $0,16 \text{ m/s}^2$. Assumindo como aceleração limite o valor obtido do Eurocódigo 0²⁹ de $0,7 \text{ m/s}^2$ para acelerações verticais, a ponte apresenta um bom comportamento.

No que respeita às frequências laterais da ponte a situação é mais grave dado que os dois primeiros modos de vibração se encontram no intervalo crítico de excitação lateral.

Uma forma de analisar a importância dos modos de vibração laterais decorre dos estudos da *Millennium Bridge*. É possível determinar o número de peões necessários para provocar o efeito de *lock-in* através da aplicação da fórmula empírica (Fitzpatrick, et al., 2001)

$$N_L = \frac{8 \pi \xi M f}{k}$$

na qual ξ , M e f representam o coeficiente de amortecimento, massa modal da estrutura e a frequência natural respectivamente. O factor k é uma constante de valor 300 Ns/m.

Admitindo um coeficiente de amortecimento de 4%³⁰, obtém-se para a estrutura em estudo um valor de $N_L=478$ utilizadores. Admitindo uma ocupação da ponte de um peão por metro quadrado, o número de utilizadores fica limitado a 300. Seria então necessária uma densidade no tabuleiro de cerca de $1,6 \text{ peões/m}^2$ a caminhar sincronizados com a estrutura para desencadear o efeito de *lock-in*. Tal cenário parece improvável, podendo assumir-se que não existirá na estrutura real instabilidade devido a este efeito.

Ainda que os métodos expeditos indiquem não haver problemas com o comportamento dinâmico da estrutura, é recomendável o estudo através de um modelo dinâmico da acção de peões. Com esse fim foi criado um modelo de acção dos peões correspondente a um grupo limitado de pessoas (Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007, 2005).

Define-se assim uma carga com uma componente vertical e outra horizontal, a analisar separadamente

$$F_{n,v} = 280 k_v (f_v) \sin(2 \pi f_v t)$$

$$F_{n,h} = 70 k_h (f_h) \sin(2 \pi f_h t)$$

²⁹ Valor obtido do Anexo A2 4.3.2 (1) (EN 1990, 2002).

³⁰ Valor obtido de (Bachmann, et al., 1995).

em que f_v representa a frequência própria vertical mais próxima de 2 Hz e f_h representa a frequência própria horizontal mais próxima de 1 Hz. Tomam assim os valores $f_v = 2,76$ Hz e $f_h = 1,24$ Hz.

Os coeficientes $k_v(f_v)$ e $k_h(f_h)$ podem ser obtidos da Figura 4.20.

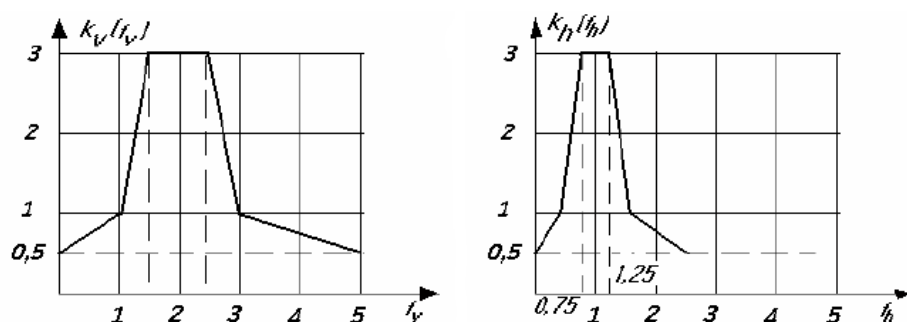


Figura 4.20 - Coeficientes de carga da análise dinâmica (Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007, 2005)

Da análise dos gráficos verifica-se que estes coeficientes assumem os valores $k_v(f_v) = 2$ e $k_h(f_h) = 3$. Obtém-se então

$$F_{n,v} = 280 \times 2 \sin(2\pi \times 2,76 t)$$

$$F_{n,h} = 70 \times 3 \sin(2\pi \times 1,24 t)$$

A força determinada é aplicada nos pontos críticos da estrutura tendo sido aplicada no modelo em estudo a meio vão, a um quarto de vão e a três quartos de vão.

De modo a garantir a estabilização da resposta, as acções são aplicadas durante 100 segundos nos pontos definidos. Recorrendo à análise *time-history* do Robot é possível determinar a resposta da estrutura. A Tabela 4.11 sistematiza os resultados obtidos.

Tabela 4.11 - Resumo das acelerações máximas na estrutura

	Carga aplicada		
	1/4 Vão	1/2 Vão	3/4 Vão
Acel. máx. vertical (m/s^2)	0,324	0,327	0,329
Acel. máx. horizontal (m/s^2)	0,07	0,068	0,065

O Eurocódigo 0³¹ sugere como valores limite para garantir o conforto dos peões em pontes pedonais

- $0,7 \text{ m/s}^2$ para acelerações verticais;
- $0,2 \text{ m/s}^2$ para acelerações horizontais;
- $0,4 \text{ m/s}^2$ para situações de ocupação da ponte por multidões.

Contrapondo estes limites aos valores observados no modelo numérico verifica-se que a ponte não deve apresentar problemas de comportamento dinâmico. Contudo, este modelo apenas considera a acção de um grupo limitado de peões. Seria então necessário um estudo aprofundado de modo a caracterizar a resposta da estrutura para diferentes situações de carga.

³¹ Valores obtidos do Anexo A2 4.3.2 (1) (EN 1990, 2002).

É ainda aconselhável a realização de ensaios no final da construção de qualquer ponte pedonal³². Da análise da resposta dinâmica da ponte induzida pelos peões obtém-se informação importante relativamente aos parâmetros de dimensionamento. É ainda possível correlacionar a resposta da estrutura com a resposta simulada numericamente.

4.3.3. MEDIDAS CORRECTIVAS

No caso da resposta efectiva da estrutura não respeitar os limites de conforto estabelecidos é necessário considerar medidas de melhoria do comportamento dinâmico da ponte pedonal. Tendo em atenção a equação fundamental da dinâmica anteriormente apresentada,

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{C} \dot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} = \underline{p}(t)$$

é possível actuar em três parâmetros diferentes para melhorar a resposta dinâmica: massa (M), amortecimento (C) e rigidez (K).

No caso de pontes pedonais ligeiras, o aumento da massa modal através, por exemplo, do uso de lajes de tabuleiro em betão pode melhorar a resposta dinâmica à excitação provocada pelos peões. Esta medida deve contudo ser prevista em fase de projecto dado que uma ponte leve pode não estar preparada para o acréscimo de carga decorrente desta opção (HiVoSS, 2008).

A modificação da rigidez estrutural tem como objectivo alterar as frequências próprias de modo a que estas deixem de se situar no intervalo crítico da acção dos peões. Contudo, a alteração da rigidez implica, geralmente, alterações estruturais significativas que podem colidir com os objectivos de leveza arquitectónica e estrutural estabelecidos. Estas modificações devem, por isso, ser consideradas em fase de projecto (HiVoSS, 2008).

O último parâmetro sobre o qual é possível actuar é o amortecimento estrutural. A solução mais simples para uma ponte existente baseia-se no aumento do amortecimento estrutural, actuando sobre determinados elementos no interior da estrutura ou através da implementação de dispositivos de amortecimento.

Tem sido observado que as guardas, geralmente consideradas elementos não-estruturais, podem contribuir para um aumento de rigidez e de amortecimento da ponte pedonal³³. O uso de elastómeros nos apoios e em revestimentos podem contribuir para um acréscimo do amortecimento. Estes elementos obrigam no entanto a uma manutenção regular da ponte. Por fim, a escolha de ligações aparafusadas em detrimento de ligações soldadas pode também contribuir para um amortecimento global mais elevado (HiVoSS, 2008).

O uso de dispositivos de amortecimento externos pode ser uma opção eficaz em termos de fiabilidade e custo. Os dispositivos usualmente utilizados baseiam-se em técnicas de controlo passivo das vibrações e incluem amortecedores viscosos (VD³⁴) e amortecedores de massas sintonizadas (TMD³⁵). Também amortecedores de pêndulo, de colunas de líquido sintonizados ou de líquidos sintonizados podem ser utilizados, embora sejam menos vulgares (HiVoSS, 2008).

³² Os seguintes aspectos devem ser salvaguardados: identificação de frequências naturais críticas e factores de amortecimento; medição da resposta induzida por um peão isolado, por um grupo de peões e por um fluxo contínuo de peões (HiVoSS, 2008).

³³ No caso da ponte pedonal de Matadepera (Barcelona) este conceito é aplicado, utilizando as guardas como elementos estruturais (Sobrino, 2008).

³⁴ Viscous Dampers.

³⁵ Tuned Mass Dampers.

Os amortecedores viscosos são elementos de dissipação de energia que funcionam através da imposição de um movimento a um êmbolo, que força a passagem de um pistão através de um fluido. Semelhantes aos amortecedores dos automóveis operam apenas em movimentos relativos da estrutura. A Figura 4.21 ilustra a aplicação de um VD.



Figura 4.21 - Exemplo da utilização de um amortecedor viscoso na ponte Simone de Beauvoir – Paris (Duflot, et al., 2008)

Os amortecedores de massas sintonizadas são sistemas de inércia colocados em pontos específicos da estrutura. Consistem numa massa, uma mola e um amortecedor que representam um sistema secundário que contraria o movimento da estrutura (sistema primário). Este deslocamento relativo entre a estrutura e o TMD provoca dissipação de energia. Os TMD's apresentam como vantagem não precisarem de um ponto de apoio fixo para a sua aplicação, podendo ser apenas fixados na estrutura (Meinhardt, 2008). A Figura 4.22 ilustra a aplicação de um TMD vertical (esquerda) e um TMD horizontal (direita).



Figura 4.22 - Exemplo da aplicação de TMD's (HiVoSS, 2008)

4.4. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

4.4.1. TABULEIRO

O pavimento escolhido, em GFRP³⁶, requer um espaçamento limitado entre os elementos de suporte. Tal como indicado no capítulo de pré-dimensionamento (ver a Secção 3.5), a distância entre longarinas é de dois metros. A escolha do tipo de placa a aplicar no pavimento decorre da caracterização da sobrecarga actuante.

Two spans		Planks HD (H = 40 mm) - Load-bearing capacity in kN/m ²												
														
L (m) =		0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	
Ultimate limit state		-	-	-	48.37	37.23	29.70	24.29	20.23	17.10	14.62	12.64	11.01	
Serviceability limit state														
$\delta_{max} < L / 200$		-	-	-	45.75	23.42	13.55	8.54	5.72	4.02	2.93	2.20	1.69	
$\delta_{max} < L / 400$		-	-	-	22.87	11.71	6.78	4.27	2.86	2.01	1.46	1.10	0.85	

Figura 4.23 - Dimensionamento das placas de GFRP do tabuleiro – adaptado de (Fiberline Composites A/S, 2003)

Como se depreende da Figura 4.23, para um espaçamento entre apoios de dois metros, as placas HD suportam uma carga de estado limite último de 20,23 kN/m². O carregamento sobre o tabuleiro nunca ultrapassa o valor³⁷ de $1,5 Q = 6 \text{ kN/m}^2$, estando por isso assegurada a segurança das placas ao estado limite último. Verifica-se ainda que o valor máximo admissível para combinações raras (5,72 kN/m² para um $\delta_{max} < L/200$) é inferior à carga aplicada na combinação 14 ($Q = 4 \text{ kN/m}^2$). Também na combinação frequente se verifica o critério de deformabilidade, dado que a carga máxima admissível (2,86 kN/m² para um $\delta_{max} < L/400$) é inferior ao carregamento decorrente da combinação 17 ($0,3 Q = 1,2 \text{ kN/m}^2$). Confirma-se assim a aplicabilidade deste tipo de pavimento ao presente estudo.

As placas de pavimento apoiam directamente sobre longarinas IPE 450 espaçadas de dois metros, tal como exposto na Figura 4.24.

³⁶ Glass Fibre Reinforced Plastic.

³⁷ Ver a Secção 4.2.2. Combinações de acções.

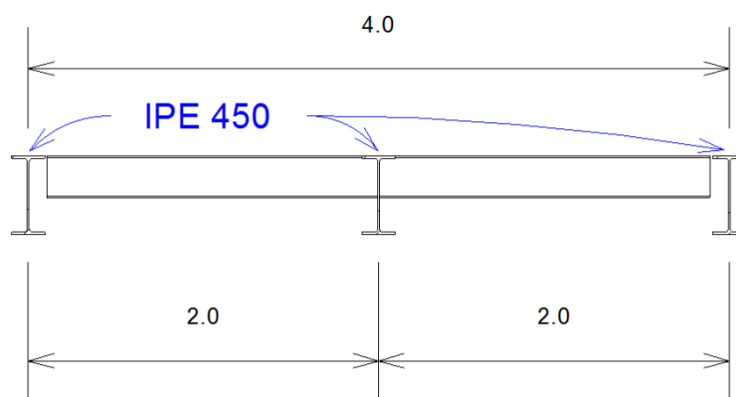


Figura 4.24 - Esquema transversal da estrutura do tabuleiro

As longarinas recebem a carga transmitida pelo pavimento transmitindo-a às carlingas principais, materializadas em perfis IPE 360. As carlingas principais encontram-se ligadas nas suas extremidades aos tirantes. Decorre do espaçamento entre tirantes que as carlingas principais se encontrem espaçadas de 12,5 m. Para aumentar a rigidez transversal da grelha do tabuleiro foram ainda consideradas carlingas secundárias (IPE 240) igualmente espaçadas entre si. Todos os perfis metálicos utilizam aço S 275 tal como referido em 3.5.3.

A estabilidade destes elementos estruturais está demonstrada na Secção 4.2.3 (Análise de resultados e alterações à estrutura) segundo as disposições do Eurocódigo 3.

A Figura 4.25 ilustra um módulo constituinte do tabuleiro.

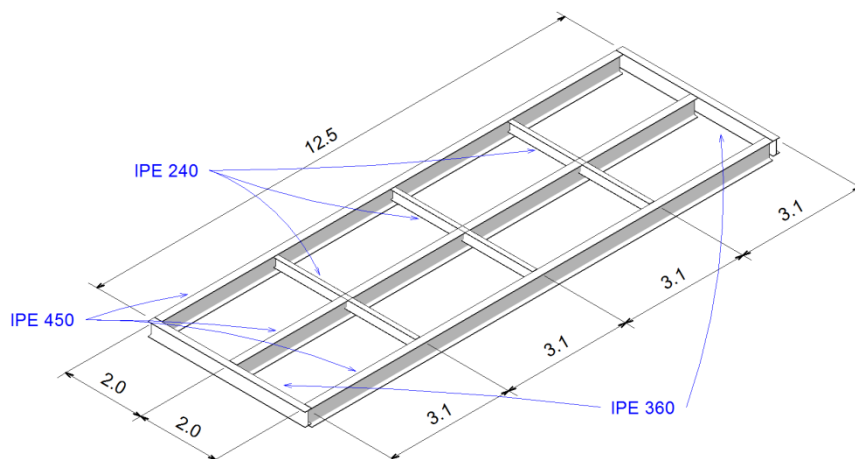


Figura 4.25 - Esquema de grelha estrutural

4.4.2. CABOS

De acordo com o que se encontra definido na Secção 3.5.4, os cabos a utilizar serão do tipo *full locked coil strands* (FLC). Este tipo de cabos caracteriza-se pela secção compacta quando comparado com cabos de espiral aberta. São particularmente indicados para estruturas expostas aos elementos por serem fechados e assim conseguirem evitar a entrada de agentes externos para o interior do cabo. Na Figura 4.26 podem observar-se exemplos típicos de secções de cabos FLC.

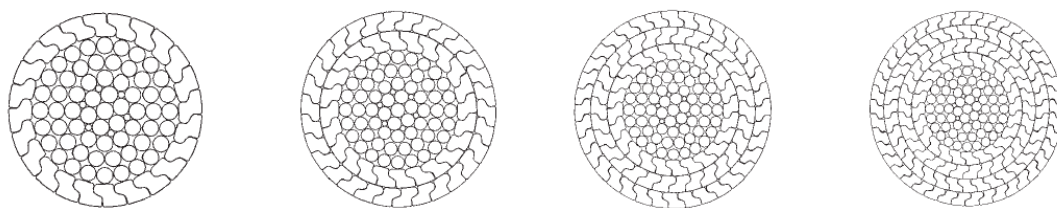


Figura 4.26 - Exemplo de secções de cabos FLC – adaptado de (Macalloy, 2004)

A definição dos diâmetros a utilizar decorre da análise de esforços na estrutura. Pretende-se que a capacidade mobilizada dos cabos seja limitada para garantir um bom comportamento à fadiga. A partir da consulta do catálogo do fabricante Macalloy podem definir-se os diâmetros necessários (Figura 4.27).

Diameter (mm)	Cross Section A (mm ²)	Minimum Break Load MBL (kN)	Elastic Stiffness E-A (MN)	Weight (kg/m)
32	681	1015	112	5.6
36	862	1285	142	7.1
40	1077	1605	178	8.9
44	1303	1945	215	10.7
48	1551	2315	256	12.8
52	1841	2750	304	15.2
56	2136	3190	352	17.6
60	2452	3660	405	20.2
64	2789	4165	460	23.0
68	3149	4700	513	26.0
72	3530	5210	575	29.1
76	3933	5790	641	32.4
80	4358	6405	710	35.9
84	4805	7045	783	39.6
88	5274	7720	860	43.5
92	5764	8430	940	47.5

Figura 4.27 - Características dos cabos FLC (Macalloy, 2004)

A Tabela 4.12 resume os diâmetros escolhidos para cada par de cabos, bem como os esforços máximos actantes e capacidade resistente mobilizada. São ainda apresentados os valores de pré-esforço a aplicar aos pares de cabos para assegurar a geometria pretendida para a estrutura quando sujeita à combinação de acções permanentes.

Tabela 4.12 - Quadro resumo do dimensionamento dos cabos

	Par de cabos				
	1	2	3	4	5
Esforço máximo (kN)	623,61	514,23	303,55	176,58	293,96
Diâmetro (mm)	44	40	40	40	40
MBL (kN)	1945	1605	1605	1605	1605
Capacidade resistente mobilizada (%)	32,06%	32,04%	18,91%	11,00%	18,32%
Pré-esforço (kN)	120,00	48,50	33,50	22,00	35,00

4.4.3. LIGAÇÃO DOS CABOS AO TABULEIRO

A escolha das ligações dos cabos ao tabuleiro depende naturalmente da selecção de cabos a utilizar. A consulta do catálogo do fabricante dos cabos levou à escolha de uma ligação com cavilha como exemplificado na Figura 4.28.

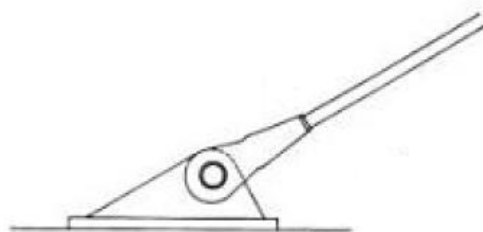


Figura 4.28 - Esquema da ligação dos cabos ao tabuleiro - adaptado de (Strasky, 2005)

Analisando o quadro presente na Figura 4.29 torna-se clara a opção de utilizar ligações do tipo *fork-socket F125*. Com efeito, este é o tipo de ligação adequado a cabos com diâmetros pertencentes ao intervalo 39 – 44 mm, intervalo em que se inserem os cabos utilizados na ponte em estudo.

Socket Type	Minimum Break Load MBL (kN)	Cable Diameter (mm)	D (mm)	A max (mm)	B max (mm)	C (mm)	E (mm)
F-196	165	10-12	25	22	41	25	49
F-198	250	13-16	31	29	52	29	57
F-104	440	17-20	41	40	73	45	90
F-108	680	21-25	51	47	82	60	120
F-111	980	26-28	57	53	93	65	130
F-115	1220	29-32	63	59	104	72	144
F-118	1470	33-36	70	65	137	80	160
F-120	1960	36-38	76	71	138	88	176
F-125	2550	39-44	89	84	145	100	200
F-128	2740	45-49	95	96	190	108	216

Figura 4.29 – Ligação dos cabos ao tabuleiro a utilizar - adaptado de (Macalloy, 2004)

4.4.4. PILARES

Após os cálculos de pré-dimensionamento (ver a Secção 3.5) é necessário verificar se a solução determinada é aplicável à estrutura real. Do cálculo no modelo global da estrutura obtêm-se as acções no topo dos pilares. Com efeito, as reacções obtidas nos apoios fictícios do modelo de cálculo global correspondem às acções actuantes no topo dos pilares. A Tabela 4.13 resume os valores das acções máximas determinadas para o topo dos pilares tanto para condições de serviço como de estado limite último. Admite-se para os pilares a utilização de aço S 355.

Tabela 4.13 - Acções no topo dos pilares

	FX	FY	FZ
Acção máxima (kN)	1065,74	-69,46	1018,58
Acção máxima de serviço (kN)	706,08	-46,36	679,91

A análise das acções nos pilares leva à constatação da elevada acção segundo o eixo longitudinal da ponte (eixo X). Verifica-se que esta acção horizontal leva a elevados momentos flectores em torno do eixo Y, que em conjugação com a reduzida carga vertical dificultam a execução de fundações apropriadas. A opção pela libertação de momentos em Y na base dos pilares e utilização de espias³⁸ para amarração torna-se assim evidente.

O cálculo destes elementos é feito recorrendo a um modelo numérico com auxílio do programa Robot. A modelação parte da secção definida em âmbito de pré-dimensionamento (Figura 4.30).

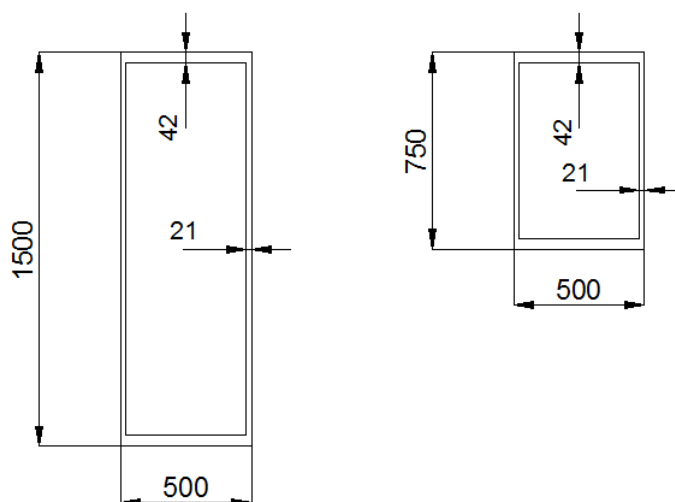


Figura 4.30 - Secção dos pilares pré-dimensionada

O modelo numérico é materializado por um pilar de secção variável espiado no extremo sul da ponte (Figura 4.31). As acções sobre este modelo são o peso próprio e as acções definidas na Tabela 4.13.

³⁸ Back-stays: as espas ligam os pilares a apoios fixos no solo, impedindo assim o deslocamento horizontal no seu topo.

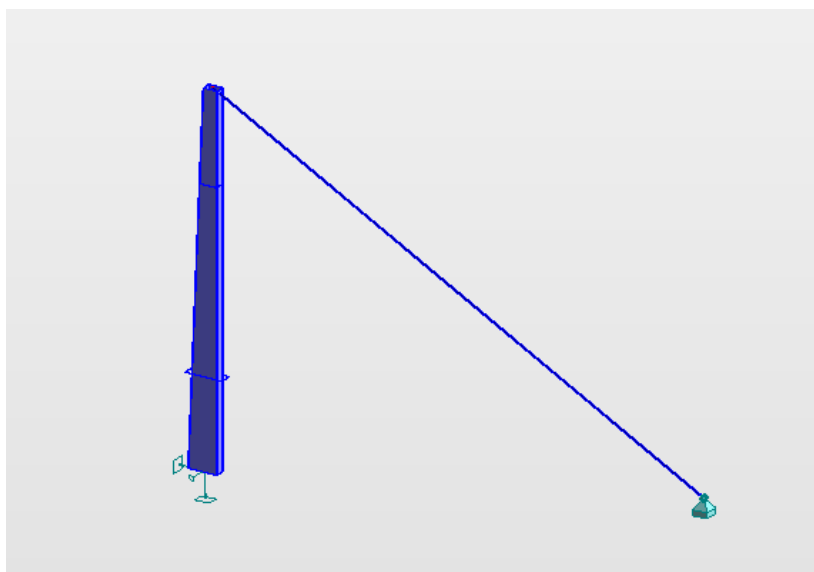


Figura 4.31 - Modelo numérico dos pilares

É possível verificar a aplicabilidade das secções escolhidas através do uso da função de verificação automática pelo Eurocódigo 3 do programa de cálculo Robot.

Para as acções determinadas a partir do cálculo da estrutura constata-se que a secção variável pré-dimensionada para o pilar assegura bom comportamento à rotura e em serviço (Figura 4.32 e Figura 4.33).

EN 1993-1:2005/AC:2009 - Verificação das barras (ELU) 1						
Resultados		Mensagens				
Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
1 Barra1	SecçãoVariá	S 355	92.23	42.07	0.18	4 ELU

Figura 4.32 - Verificação da segurança dos pilares de acordo com o EC3

EN 1993-1:2005/AC:2009 - Verificação das barras (ELS) 1										
Resultados		Mensagens								
Peça	Perfil	Material	Ratio(uy)	Caso (uy)	Ratio(uz)	Caso (uz)	Ratio(vx)	Caso (vx)	Ratio(vy)	Caso (vy)
1 Barra1	SecçãoVariá	S 355	0.00	5 ELS	0.09	5 ELS	0.62	5 ELS	0.31	5 ELS

Figura 4.33 - Verificação do comportamento em serviço dos pilares de acordo com o EC3

Importa ainda quantificar e dimensionar as espias. Verifica-se que estas estão sujeitas aos esforços apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Esforços máximos nas espias

Esforços máximos nas espias	
Esforço máximo (kN)	1153,93
Esforço máximo em serviço (kN)	763,31

Para estes esforços instalados, e mantendo a limitação da capacidade resistente mobilizada, constata-se que devem ser aplicados cabos com diâmetro de 52 mm ($MBL = 2750 \text{ kN}$ (Macalloy, 2004)).

4.4.5. FUNDAÇÕES DOS PILARES

As fundações dos pilares constituem um ponto fulcral da obra. Apenas o seu correcto dimensionamento pode garantir um bom comportamento estático e dinâmico da estrutura.

A realização de qualquer obra de fundações implica um estudo aprofundado dos terrenos onde esta será implantada. Com esse fim, a realização de sondagens para determinar as características do terreno de implantação torna-se imprescindível.

Contudo, e por se enquadrar o presente estudo num âmbito meramente académico, a realização de ensaios no local torna-se desajustada. Assim, decidiu-se caracterizar o cenário geológico aproximado, a partir de informação obtida por ensaios realizados na proximidade do local.

Tal como em grande parte da região Norte de Portugal, o solo no Campus da FEUP é um solo residual do granito. “Em termos geológicos, o local é formado por uma camada relativamente espessa de solo residual (que em certos locais ultrapassa 20 m), sobre um maciço rochoso algo complexo” (Matos Fernandes, 2006). Assume-se neste estudo a existência de um solo residual do granito com elevada espessura. Importa assim definir as grandezas características deste tipo de solos de modo a estimar a sua capacidade de carga.

Este tipo de solos aproxima-se mais do comportamento típico dos solos arenosos do que das argilas, podendo o seu ângulo de atrito ser tomado como $\phi' = 36^\circ$ e o seu peso volúmico $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ (Matos Fernandes, 2006). O ângulo de atrito de cálculo³⁹ toma o valor de $\phi'_d = 30^\circ$.

As acções sobre as fundações decorrem do cálculo dos pilares, indicando a Tabela 4.15 os esforços actuantes máximos.

Tabela 4.15 - Esforços de dimensionamento das fundações

$N_{Ed} \text{ (kN)}$	$M_{x,Ed} \text{ (kN m)}$	$V_{Ed,x} \text{ (kN)}$	$V_{Ed,y} \text{ (kN)}$
1744,92	410,37	84,04	106,11

Por se tratar de uma estrutura leve, a hipótese de ser assente em fundações directas pode ser estudada. A existência de momentos flectores apenas num sentido (em torno do eixo longitudinal da ponte) faz prever a necessidade de considerar o uso de sapatas excêntricas. Esta possibilidade visa centrar a sapata não no eixo do pilar mas na linha de acção dos esforços. Assim é possível obter um diagrama de tensões do solo aproximadamente uniforme (Figueiras, et al., 2003).

A primeira etapa no dimensionamento das fundações passa por determinar a capacidade de carga do solo. Esta assenta nas seguintes hipóteses

- i) o solo comporta-se como um material rígido-plástico;
- ii) o solo obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb;
- iii) a resistência ao corte do solo é nula acima da base da sapata;
- iv) o atrito e a adesão são nulos entre a sapata e o solo acima da base desta.

³⁹ Segundo os coeficientes de segurança parciais da Combinação 2 da Abordagem de Cálculo 1 do Eurocódigo 7.

A capacidade de carga é a razão da carga de rotura pela área da base da fundação (Matos Fernandes, 2009)

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B L}$$

$$q_{ult} = c N_c s_c + q N_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma$$

A partir do ângulo de atrito de cálculo é possível determinar, por consulta de tabelas, os valores de N_c , N_q e N_γ . Os restantes coeficientes dependem destes valores e da razão entre os lados da fundação. Esta razão toma o valor estimado $B/L = 3/4$ que se prevê representar a proporção entre lados da sapata.

Substituindo os coeficientes, obtém-se a capacidade de carga

$$q_{ult} = 0 + 20 \times 18,40 \times 1,38 + \frac{1}{2} \times 20 \times 3 \times 20,09 \times 0,78 = 977,95 \text{ kPa}$$

Este valor reveste-se contudo de uma grande incerteza dado que não se baseia em resultados de sondagens para a análise do solo. Fundamenta-se sim na análise de sondagens realizadas na proximidade do local de implantação da obra, sendo por isso a sua validade limitada. Assim, uma capacidade de carga reduzida $q_{ult} = 500 \text{ kPa}$ foi assumida nos cálculos subsequentes.

Por haver predominância de momento apenas num sentido, é aplicável neste caso o uso de sapatas excêntricas. Este tipo de fundação procura centrar a sapata não no eixo do pilar, mas na linha de acção dos esforços. Assim, impõe-se na base da sapata um diagrama de tensão do solo aproximadamente uniforme (Figueiras, et al., 2003). A Figura 4.34 ilustra este conceito.

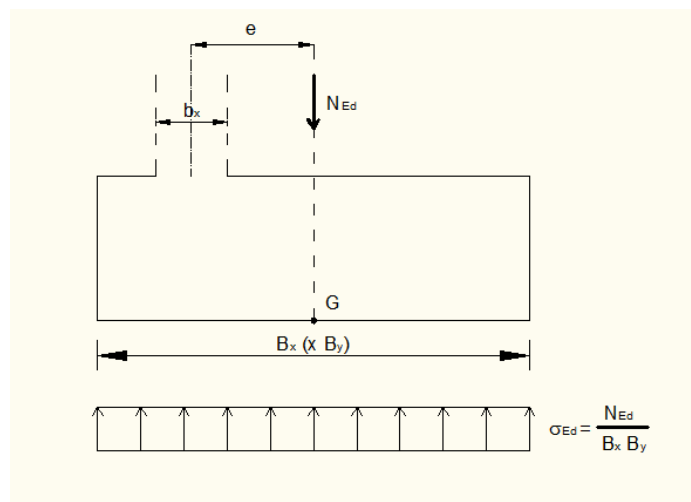


Figura 4.34 - Esquema de sapata excêntrica

A excentricidade dos pilares em relação ao centro de gravidade da sapata é determinada por

$$e_y = \frac{M_{x,Ed}}{N_{Ed}} = \frac{410,37}{1744,92} = 0,24 \text{ m} \approx 0,25 \text{ m}$$

Por sua vez, a dimensão do lado a que se aplica a excentricidade deve respeitar a condição

$$B_y \geq b_y + 2 e = 0,50 + 2 \times 0,25 = 1 \text{ m}$$

Tendo em atenção a medida do pilar (1,5 m) na direcção perpendicular a esta, entende-se a adopção de lados maiores para as fundações. A opção recai assim sobre uma sapata quadrada de dimensões $B_x = B_y = 2$ m.

A validação desta opção depende da verificação da inequação (Figueiras, et al., 2003)

$$\sigma_{Ed} = \frac{1,1 N_{Ed}}{B_x B_y} \leq \sigma_{Rd,solo}$$

Vem então

$$\sigma_{Ed} = \frac{1,1 \times 1744,92}{2 \times 2} = 479,85 \text{ kPa}$$

que é um valor inferior à capacidade de carga do solo ($\sigma_{Rd,solo} = q_{ult} = 500 \text{ kPa}$ ⁴⁰), validando assim a opção tomada. Na Figura 4.35 pode ver-se a solução escolhida em planta.

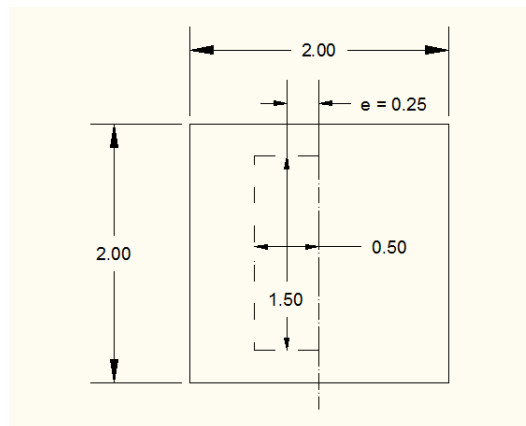


Figura 4.35 - Vista em planta das sapatas

A definição da altura da sapata parte da imposição da condição de sapata rígida. Para assegurar maior uniformidade de tensões no solo a seguinte condição deve ser verificada

$$H \geq \frac{a_0}{2}$$

sendo H a altura da sapata e a_0 a maior distância do pilar ao bordo da sapata. No caso em estudo, $H \geq 0,31$, tendo-se optado pela definição de uma altura útil, $d = 0,45$ m e uma altura total $H = 0,50$ m.

A aplicabilidade desta solução depende também da verificação de determinadas condições. Indica o Eurocódigo 2 que a resistência de sapatas ao punçoamento deve ser verificada, quando estas não prevejam armadura específica, em perímetros de controlo localizados a uma distância não superior a duas vezes d da periferia do pilar (EN 1992, 2010). Estabelece ainda o ponto 6.4.4(1) os valores de cálculo a adoptar para a resistência ao punçoamento (v_{Rd}) e para a força útil actuante (v_{Ed}).

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} \frac{2 d}{a} \geq v_{min} \frac{2 d}{a}$$

Nesta equação a é a distância da periferia do pilar ao perímetro de controlo considerado. Os outros coeficientes são definidos no ponto 6.4.4(1) (EN 1992, 2010).

⁴⁰ O uso de diferentes notações deve-se ao uso corrente da designação q_{ult} na área da geotecnia, e de $\sigma_{Rd,solo}$ na área das estruturas para designar a mesma grandeza – capacidade de carga do solo.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u d} \left[1 + k \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right]$$

com,

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

em que V_{Ed} representa o punçoamento actuante e ΔV_{Ed} a reacção vertical útil no interior do perímetro de controlo.

Obtém-se para o caso presente os valores (admitindo betão de classe C 20/25)

$$v_{Rd} = 0,776 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} = 0,133 \text{ MPa}$$

Verifica-se assim a condição $v_{Ed} \leq v_{Rd}$ e a escolha da altura da sapata é validada.

A determinação das armaduras é feita através do cálculo à flexão para as tensões σ_{Ed} . Com efeito, os bordos das sapatas podem ser calculados como consolas encastradas numa secção que dista 15% (para o interior) da face do pilar. Utilizando a tensão instalada no solo como acção actuante na sapata, é possível determinar o momento de cálculo na secção suposta encastrada (Figueiras, et al., 2003). Partindo da geometria da sapata e do valor esperado de tensão do solo ($\sigma_{Ed,solo} = 479,85 \text{ kPa}$) é possível determinar o momento de cálculo.

$$M_{Ed} = 479,85 \times 2 \times 0,9875 \times \frac{0,9875}{2} = 467,93 \text{ kNm}$$

A partir do momento instalado pode ser determinada a necessidade de armadura:

$$A_{s,y} = \frac{M_{Ed}}{0,85 d f_{yd}} = \frac{467,93}{0,85 \times 0,45 \times 435 \times 10^3} = 28,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14 \text{ } \phi 16$$

Na direcção perpendicular os cálculos determinam uma área mínima de armadura correspondente a quatro varões $\phi 16$. Este valor é manifestamente reduzido, tendo-se por isso optado por uma armadura $A_{s,x}$ de 10 varões $\phi 16$. Fica assim definida a armadura a utilizar em ambas as direcções, sendo esta aplicada nas faces superior e inferior da sapata. A Figura 4.36 ilustra a distribuição de armadura nas sapatas.

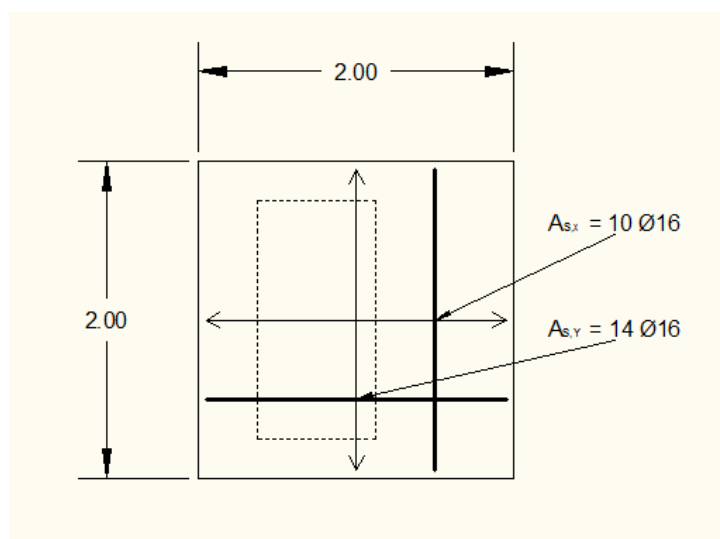


Figura 4.36 - Esquema de armaduras nas sapatas

4.4.6. ANCORAGEM DAS ESPIAS DOS PILARES

A função estrutural das ancoragens consiste em transmitir um esforço de tracção da estrutura ao terreno envolvente. Esta transmissão de esforços é possível através da mobilização da resistência ao corte do solo ou da rocha perfurada.

Na sua forma mais comum, estes elementos são compostos por armaduras de aço de alta resistência. Estas armaduras podem ser constituídas por barras, varões ou cabos e são envolvidas em calda de cimento para garantir a sua fixação.

Nas ancoragens existem duas zonas distintas:

- Zona de amarração, responsável pela transmissão dos esforços ao terreno;
- Zona livre, onde não é transmitido qualquer esforço ao terreno⁴¹.

A Figura 4.37 ilustra o corpo de uma ancoragem típica.

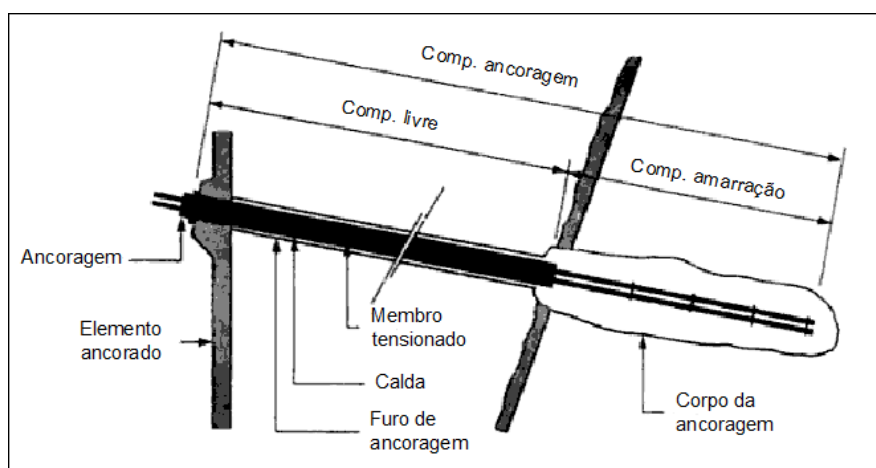


Figura 4.37 - Exemplo de ancoragem - adaptado de (Xanthakos, 1991)

A execução de ancoragens efectua-se inicialmente com a realização de um furo circular, com um diâmetro entre 100 e 150 mm. O diâmetro do furo depende da capacidade de carga pretendida e do tipo de terreno onde a ancoragem é realizada. Neste furo é introduzida armadura cuja fixação ao solo decorre da injeção de calda de cimento. A injeção é feita sob pressão, de forma a garantir um alargamento da zona de amarração e consequentemente uma maior eficácia da ancoragem.

A ligação da ancoragem à estrutura é designada por cabeça da ancoragem e pode ser materializada por uma cabeça de pré-esforço ou, no caso de grandes cargas, por um bloco de betão. A cabeça da ancoragem deve assegurar que as armaduras da ancoragem são carregadas axialmente, bem como deve possibilitar o ensaio e o retensionamento da ancoragem na sua vida útil.

Antes de serem colocadas em serviço, as ancoragens devem ser pré-tensionadas para garantir pequenas deformações elásticas aquando da aplicação das cargas. É também aconselhável a realização de ensaios de carga para atestar o bom funcionamento das ancoragens para o nível de esforço pretendido.

A escolha do tipo de armadura a aplicar depende sobretudo da capacidade de carga pretendida. Para ancoragens de grande capacidade, as ancoragens de cabo apresentam vantagens em relação às restantes não só na resistência, mas também no transporte e montagem.

⁴¹ Nesta zona, a utilização de mangas sem atrito a envolver a armadura previne a transmissão de esforços ao terreno.

Para o dimensionamento das ancoragens recorre-se ao método de Bustamante. Sabe-se da Secção 4.4.4 que o esforço máximo instalado nos cabos é de 1153,93 kN, tendo a ancoragem de ser dimensionada para resistir a este esforço de tracção.

No máximo, cada ancoragem deve ser submetida a um esforço de 1500 kN. Verifica-se assim que cada espia pode ser amarrada apenas numa ancoragem.

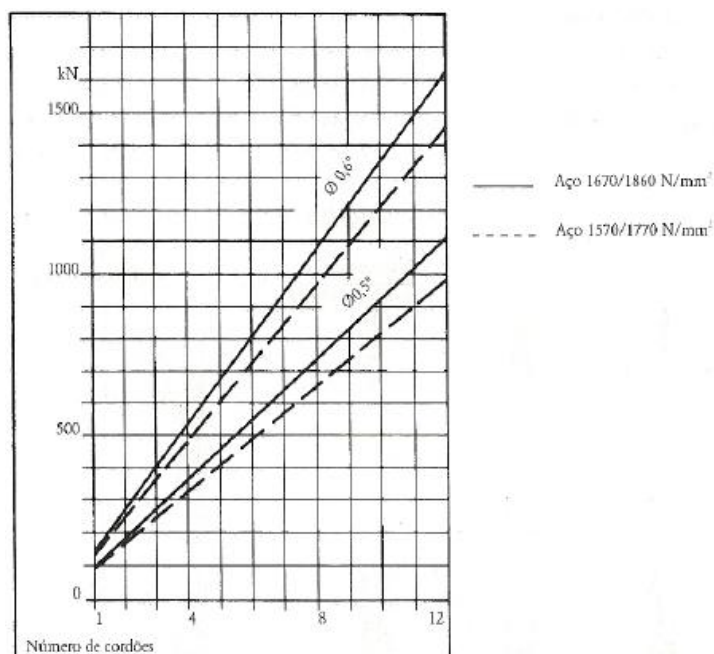


Figura 4.38 - Capacidade resistente de ancoragens com cabos (Coelho, 1996)

Da Figura 4.38 deduz-se que para um esforço de 1200 kN a utilização de 9 varões de aço 1670/1860 MPa com diâmetro $\phi 0,6''$ é suficiente para garantir a correcta amarração das espias. Para esta opção de armadura o diâmetro de ancoragem a adoptar é de 100 mm.

Considerando o sistema de injeção repetitiva e selectiva (IRS) o comprimento de amarração (L_s) é dado por

$$L_s > \frac{T_{\text{ancoragem}}}{\tau \pi D_s}$$

sendo $T_{\text{ancoragem}}$, τ e D_s respectivamente a força transmitida à ancoragem, a tensão de corte resistente do solo e o diâmetro da furação (Coelho, 1996). Considerando que a ancoragem se estende até uma camada de granito pouco alterado W2, o diâmetro de furação pode ser tomado igual ao da ancoragem. Assumindo um valor de $\tau = 1$ MPa, vem que

$$L_s > \frac{1200}{1000 \times \pi \times 0,1} = 3,82 \text{ m}$$

Pode assim ser considerado um comprimento de amarração L_s de 4 m.

Importa ainda referir o ângulo da ancoragem em relação à horizontal. Pretende-se que este tome sensivelmente o mesmo valor das espias, podendo assumir-se um ângulo de 30°.

4.4.7. GUARDAS

A função principal destes elementos é garantir a segurança dos peões, mantendo-os dentro dos limites do tabuleiro e diminuindo o risco de queda.

O Decreto-Lei nº 163/2006 de 8 de Agosto impõe que as passagens de peões desniveladas devem “*ter corrimãos duplos situados, respectivamente, a alturas da superfície da rampa de 0,75 m e de 0,90 m*”.

Impõe ainda o RSA⁴² no seu Artigo 48º que “*Nas guardas dos passadiços deve considerar-se, aplicada ao seu nível superior, uma força horizontal uniformemente distribuída com valor característico igual a 1,5 kN/m*”.

A Figura 4.39 ilustra um corte transversal das guardas definidas, assim como o ponto de aplicação da carga.

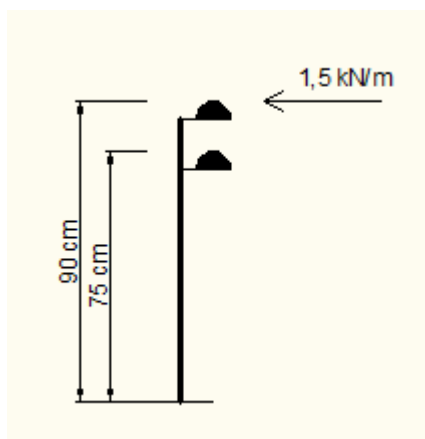


Figura 4.39 - Corte transversal das guardas

A geometria imposta às guardas está exposta na Figura 4.40. Estas consistem de barras verticais afastadas de 15 cm, havendo ligações ao tabuleiro a cada 150 cm.

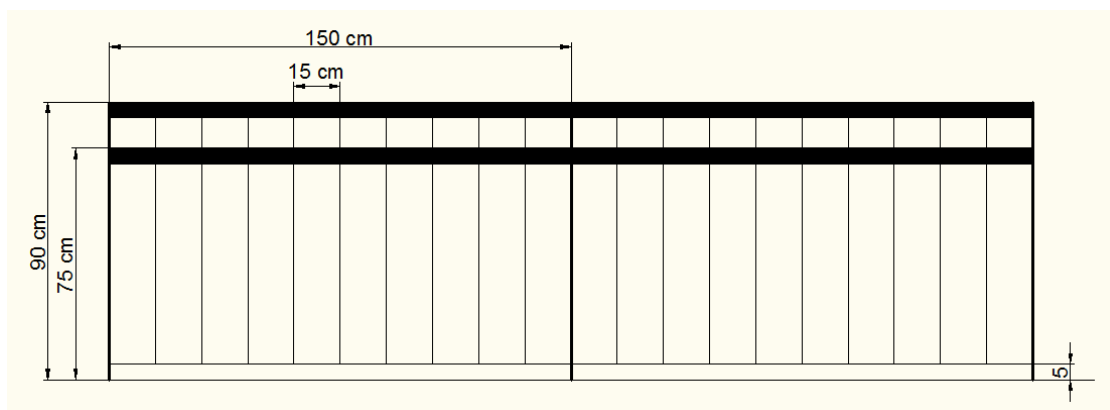


Figura 4.40 - Vista frontal das guardas

Resulta do modelo exposto e do carregamento definido que estes elementos podem ser dimensionados apenas para o efeito do momento flector na secção de encastramento no tabuleiro. Assim, vem que

⁴² Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

$$\sigma_{Rd} \geq \frac{M_{Sd}}{I} y = \frac{1,5 q h l}{I} y$$

onde q , h e l representam respectivamente a sobrecarga, a altura e o afastamento de guardas ligadas ao tabuleiro.

Considerando que as barras verticais têm uma secção de 1x10 cm, resulta uma inércia da secção de

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{0,01 \times 0,1^3}{12} = 8,33 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

E conseqüentemente

$$\sigma_{Sd} = \frac{1,5 \times 1,5 \times 0,9 \times 1,5}{8,33 \times 10^{-6}} \times \frac{0,1}{2} = 182250 \text{ kPa}$$

Assim, as guardas podem ser realizadas utilizando secções maciças de 1x10 cm recorrendo a aço S 275 ($\sigma_{Rd} = 275 \text{ MPa} > \sigma_{Sd}$).

Para os corrimãos, pode recorrer-se a secções de GFRP. A partir dos dados constantes do catálogo do fabricante Fiberline, determina-se, interpolando os valores apresentados, que o perfil *Handrail* 180 x 120 x 10 pode ser aplicado. Com efeito, considerando um espaçamento entre apoios de 150 cm, este perfil resiste a uma carga máxima de 33,38 kN/m na direcção X (ver Figura 4.41), superior à acção majorada $q_{Sd} = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ kN/m}$ (Fiberline Composites A/S, 2003).

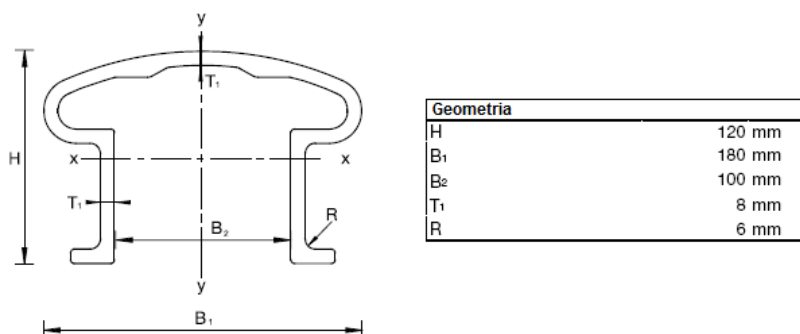


Figura 4.41 - Geometria dos corrimãos escolhidos – adaptado de (Fiberline Composites A/S, 2003)

5

PROCESSO CONSTRUTIVO

Tal como na generalidade dos projectos, também no caso do projecto de pontes pedonais é necessário tomar em consideração o modo de execução da obra. Com efeito, pretende-se que a construção seja feita de forma eficaz, minimizando o tempo de construção e tornando o processo construtivo o mais simples possível. O processo construtivo é condicionado pela sua exequibilidade, pela segurança na execução da obra, pelo tempo de execução previsto e pela economia de recursos e materiais.

Tratando-se o presente estudo de uma ponte pedonal suspensa, opta-se pela construção por avanços sucessivos. Por se tratar de uma estrutura leve, não são necessários grandes elementos de suporte e escoramento, e ao recorrer a avanços sucessivos é possível garantir que a estrutura suporte o seu próprio peso durante as principais fases da construção. A construção por avanços sucessivos permite ainda minimizar os períodos de interrupção de trânsito na via estruturante, ponto essencial para garantir que a construção causa o mínimo de transtorno possível.

A construção da ponte inicia-se com a regularização do terreno em ambos os encontros, seguindo-se a execução das ancoragens e das fundações. De seguida, os pilares podem ser posicionados com o auxílio de gruas, devendo ser devidamente escorados para garantir a sua estabilidade nesta fase (Figura 5.1).

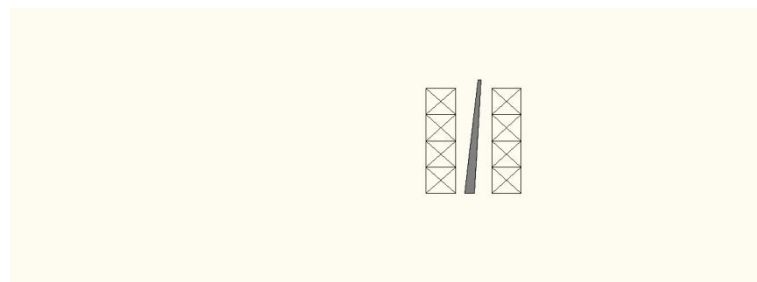


Figura 5.1 - Colocação dos pilares

Após a instalação dos pilares é possível fazer a ligação destes às ancoragens através dos cabos especificados (Figura 5.2). Estes cabos ancorados no terreno assumem uma função vital, não apenas na vida útil da estrutura, mas também na fase de construção ao assegurarem a estabilidade dos pilares.

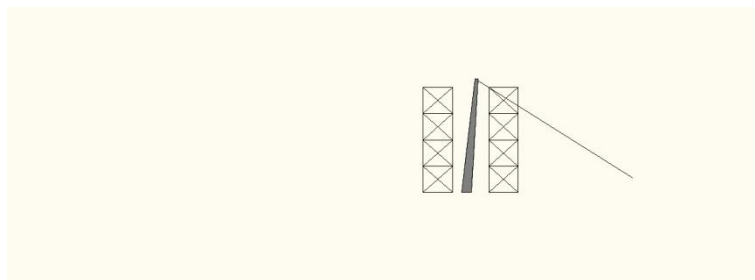


Figura 5.2 - Instalação dos cabos ancorados no terreno

São então executados os encontros do tabuleiro e de seguida é possível avançar com a colocação dos módulos da grelha do tabuleiro iniciando pelo extremo Sul (Figura 5.3). O tabuleiro é constituído por módulos com cerca de 12,5 metros de comprimento, correspondendo a cada módulo um par de cabos de suporte. Os módulos são preparados em estaleiro, sendo depois içados para o local de aplicação (Figura 5.3 a Figura 5.8). À colocação de cada módulo de tabuleiro corresponde a instalação de um par de cabos de suporte. É importante referir que os dois primeiros módulos devem ser devidamente escorados aquando da sua instalação, dado que por se iniciar a construção no extremo Sul da ponte não é possível contar com a capacidade resistente dos pilares. Isto acontece porque existe libertação de momentos na base dos pilares, podendo estes rodar no sentido longitudinal da ponte. Nos módulos seguintes os pilares já contribuem para a estabilização do tabuleiro. A instalação do tabuleiro prossegue assim até atingir o encontro Norte (Figura 5.8).

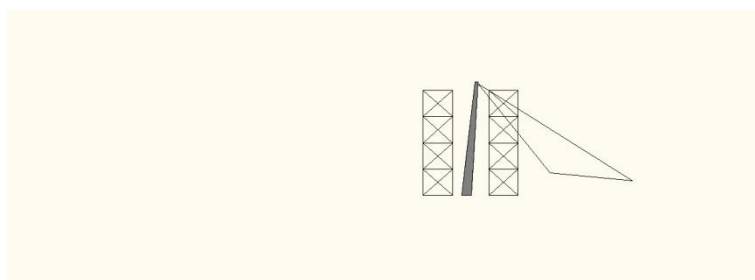


Figura 5.3 - Colocação do primeiro módulo do tabuleiro

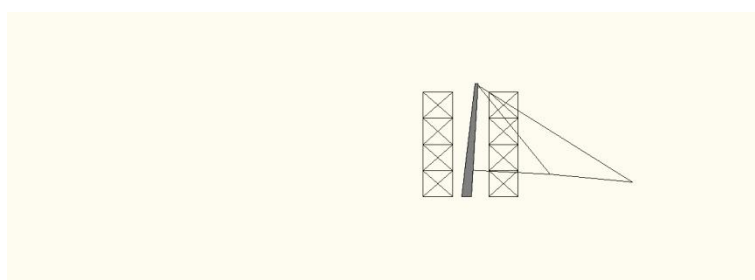


Figura 5.4 - Colocação do segundo módulo do tabuleiro

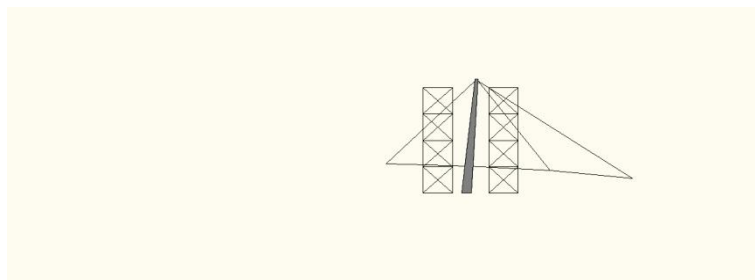


Figura 5.5 - Colocação do terceiro módulo do tabuleiro

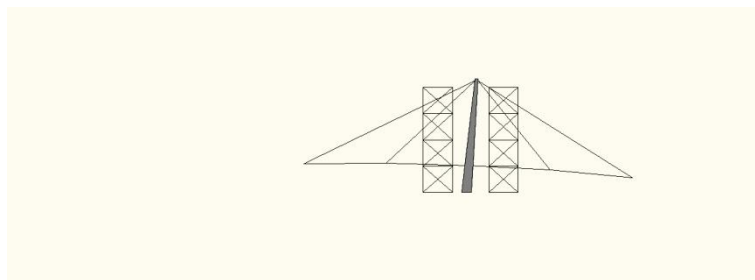


Figura 5.6 - Colocação do quarto módulo do tabuleiro

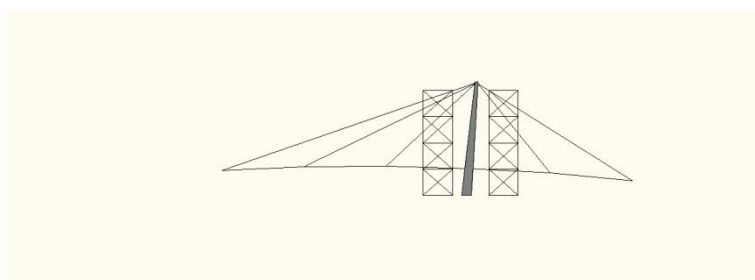


Figura 5.7 - Colocação do quinto módulo do tabuleiro

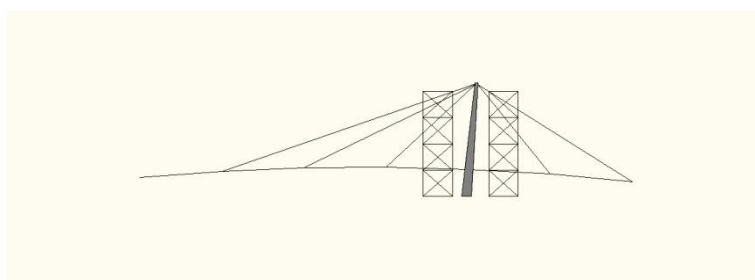


Figura 5.8 - Colocação do sexto e último módulo do tabuleiro

Instalado o tabuleiro, é necessário garantir que os níveis de pré-esforço aplicados aos cabos garantem a geometria pretendida quando a ponte está sujeita apenas ao peso próprio. Cumprida esta tarefa conclui-se a montagem da estrutura (Figura 5.9).

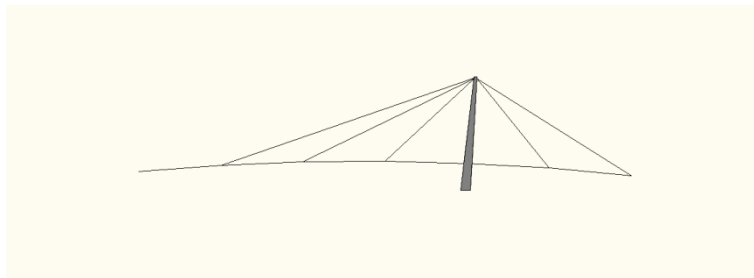


Figura 5.9 – Fase final da construção da estrutura

Dependendo da capacidade de alocação de recursos para a construção, certas etapas podem ocorrer simultaneamente com a montagem da estrutura ou podem suceder-lhe. É o caso da construção dos acessos à ponte e da colocação do pavimento. Com a colocação de guardas e restantes acabamentos dá-se por terminada a construção da estrutura.

Por fim, e para assegurar a qualidade da construção, é indispensável a realização de ensaios de carga e testes de comportamento dinâmico. Apenas deste modo é possível validar os resultados do modelo de cálculo e determinar a necessidade de aplicação de medidas de controlo de vibrações. Após a verificação do bom comportamento da estrutura quando sujeita a cargas estáticas e dinâmicas é possível abrir a ponte ao público, dando-se por terminada a construção.

6

ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

O custo de construção da estrutura em estudo pode ser estimado com base nos custos directos associados às quantidades de materiais. A Tabela 6.1 explicita as quantidades referentes aos diferentes trabalhos, bem como os custos que lhes estão associados. O custo global é assim estimado em aproximadamente 357 000 € (trezentos e cinquenta e sete mil euros), cerca de 1 190 € / m².

Tabela 6.1 - Estimativa orçamental

Trabalho	Item	Quantidade	Un.	Custo unitário (€)	Custo parcial (€)
Fundações e ancoragens	Fundações	4,5	m ³	250,00	1 125,00
	Ancoragens	60	m	170,00	10 200,00
Pilares	Pilares metálicos pré-fabricados	24 700	kg	4,00	98 800,00
Cabos	FLC ø 52	794,6	kg	15,00	11 919,00
	FLC ø 44	793,8		15,00	11 907,00
	FLC ø 40	1 287,9		15,00	19 318,50
Estrutura metálica do tabuleiro	IPE 450	17 500	kg	4,00	70 000,00
	IPE 360	1 600			6 400,00
	IPE 240	2 250			9 000,00
Pavimento	Fiberline Plank HD	300	m ²	150,00	45 000,00
Guardas	Fiberline Handrail	180	m	16,00	2 880,00
	Perfis aço	7 100	kg	4,00	28 400,00
Acessos	Betão armado	5	m ³	250,00	1 250,00
	Elevador de escada	1	un.	8 000,00	8 000,00
Acabamentos	10% do restante				32 419,95
TOTAL					356 619,45

7

ACESSOS À PONTE E IMPACTO VISUAL

A construção da ponte pedonal objecto deste estudo decorre de uma necessidade funcional. Com efeito, a motivação para a construção da estrutura decorre da necessidade de melhorar a acessibilidade ao novo edifício da AEFEUP. Contudo, o projecto de pontes pedonais não deve centrar-se apenas na função, devendo considerar também a forma. Assim, compreende-se que o estudo contemple desde a concepção inicial uma preocupação com o enquadramento urbanístico e com a integração visual na envolvente.

A concepção da estrutura contempla uma vertente funcional, limitando as inclinações das rampas e tendo em consideração as especificidades decorrentes da necessidade de facilitar o acesso a utilizadores com dificuldades de mobilidade.

Decorre das características do local de implantação da ponte que a estrutura principal não atinge os encontros à cota existente no terreno. De facto, no encontro Norte é necessário vencer um desnível de 1,55 metros e no encontro Sul este desnível atinge os 0,88 metros. Considerando a regularização do terreno admite-se um desnível de 1,2 metros e de 0,5 metros respectivamente.

No encontro Norte opta-se pela colocação de um lanço de escadas composto por 7 degraus com cerca de 17 centímetros de altura (Figura 7.1).

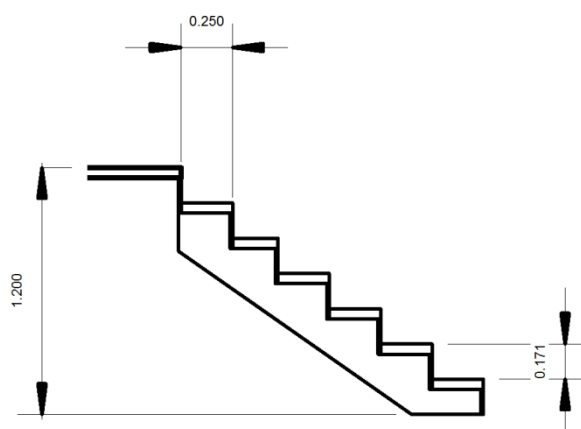


Figura 7.1 - Secção das escadas no encontro Norte

Este lanço de escadas apresenta desenvolvimento em *U* de modo a facilitar o acesso ao tabuleiro, ilustrando a Figura 7.2 a geometria definida para o encontro Norte.

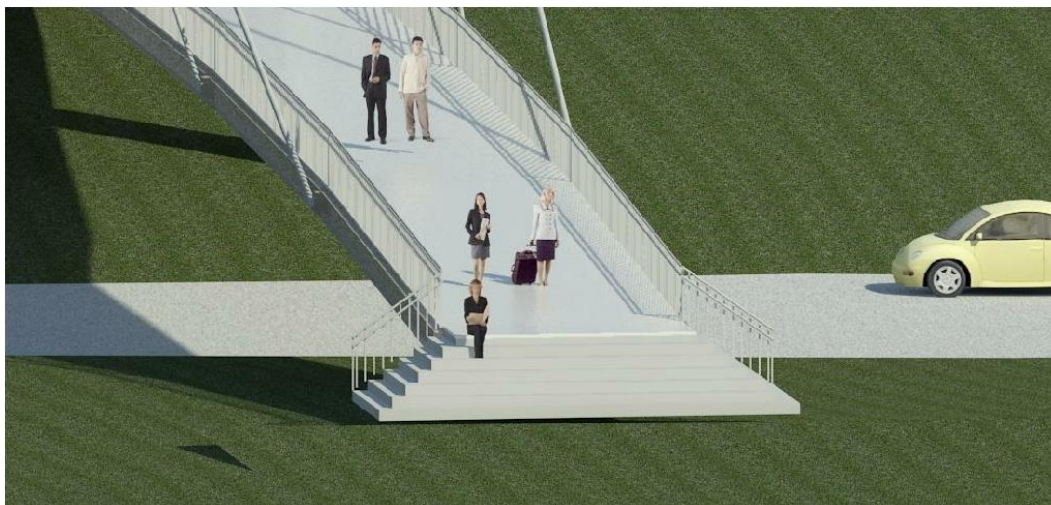


Figura 7.2 - Ilustração do encontro Norte

No entanto, o acesso exclusivamente por escadas não respeita as normas de acessibilidade, sendo necessário prever a existência de alternativas. A construção de uma rampa de acesso poderia contornar este problema, mas o respeito pelos limites de inclinação regulamentares obrigaria a uma rampa demasiado extensa em planta levantando assim problemas de enquadramento com o resto da estrutura e não sendo tão funcional como desejável.

As circunstâncias apresentadas levam à adopção de um elevador de escada. Esta solução, ilustrada na Figura 7.3, permite uma instalação rápida e simples, facilitando o acesso ao tabuleiro a utilizadores com problemas de mobilidade. O sistema é composto por uma plataforma elevatória retráctil acoplada ao corrimão. Esta solução, quando correctamente instalada, soluciona os problemas de acessibilidade sem afectar o enquadramento visual da estrutura.



Figura 7.3 - Elevador de escada – adaptado de (Escada Fácil, 2010)

No encontro Sul o desnível não é significativo, podendo ser vencido por uma rampa de inclinação semelhante à do último tramo da ponte (Figura 7.4).

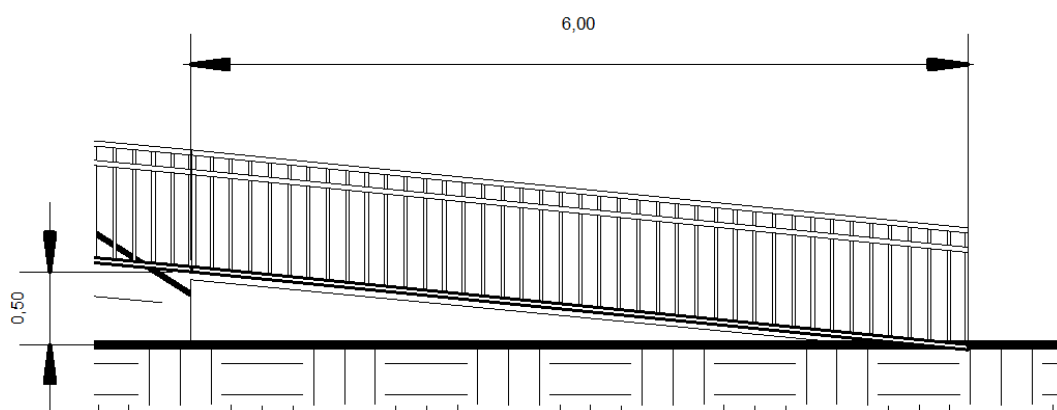


Figura 7.4 - Rampa de acesso no encontro Sul

Na Figura 7.5 pode ver-se o encontro do tabuleiro com o terreno no extremo Sul da ponte.



Figura 7.5 - Ilustração do encontro Sul

No projecto de uma obra desta natureza o estudo do impacto visual assume uma relevância preponderante. Com este propósito foi construído um modelo tridimensional da ponte, visível na Figura 7.6, Figura 7.7 e Figura 7.8.

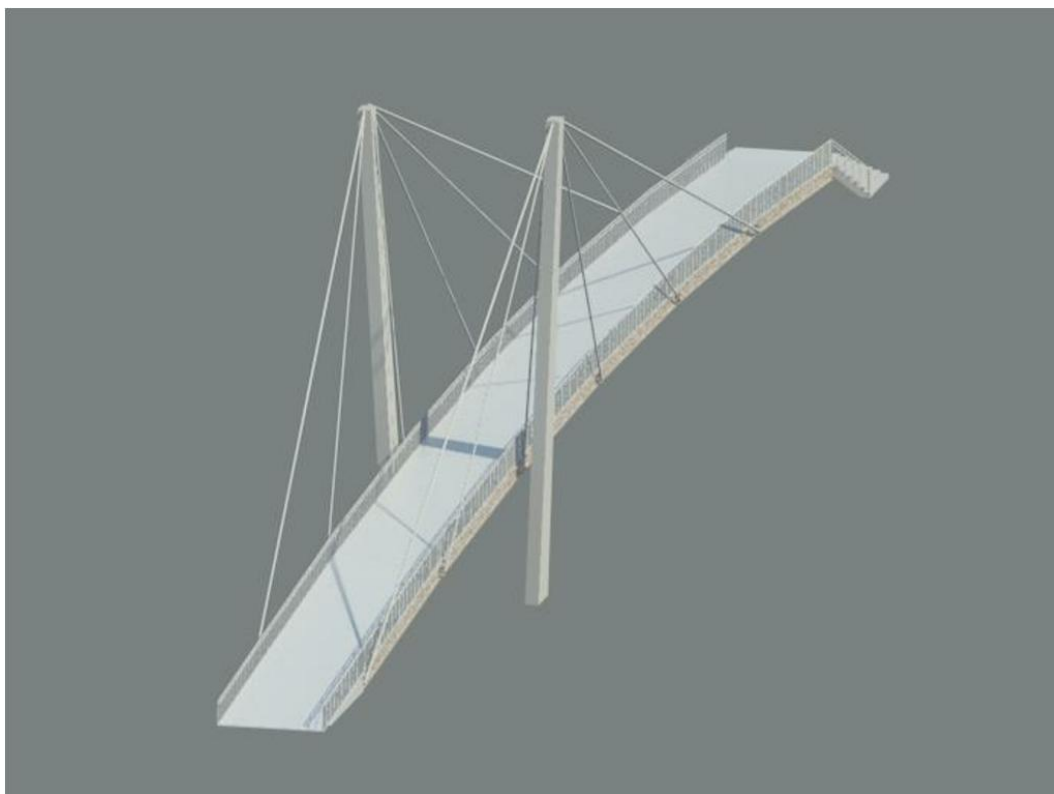


Figura 7.6 - Modelo tridimensional da ponte - Vista de Sul



Figura 7.7 - Modelo tridimensional da ponte - Vista de Norte



Figura 7.8 – Representação gráfica do modelo tridimensional

Após a execução do modelo tridimensional é possível projectar a integração da ponte na envolvente urbanística através da realização de fotomontagens. Recorre-se com esse fim a fotografias aéreas da zona de implantação (Microsoft, 2010), sobrepondo-lhes a estrutura modelada (Figura 7.9, Figura 7.10, Figura 7.11 e Figura 7.12).



Figura 7.9 - Fotomontagem - Vista de Sul



Figura 7.10 - Fotomontagem - Vista de Este

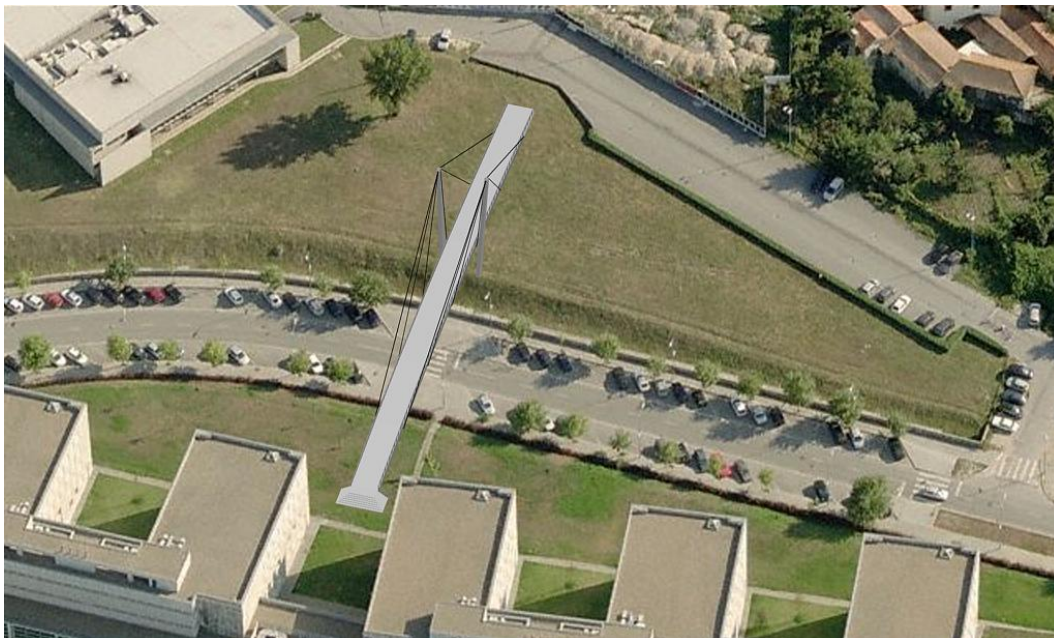


Figura 7.11 - Fotomontagem - Vista de Norte



Figura 7.12 - Fotomontagem - Vista de Oeste

As imagens do modelo tridimensional evidenciam a esbelteza da estrutura e a transparência que lhe está associada. A colocação dos pilares de forma assimétrica liberta o extremo Norte da ponte. Com efeito, a extremidade Sul da ponte está implantada num espaço verde aberto sem edifícios próximos e assim, a presença dos pilares não colide em termos visuais com o edificado existente.

8

PEÇAS DESENHADAS

Neste capítulo apresentam-se os desenhos definidores da geometria da estrutura, nomeadamente:

Planta à escala 1:500;

Planta à escala 1:250;

Alçados à escala 1:250;

Elevação Norte à escala 1:100;

Elevação Sul à escala 1:100;

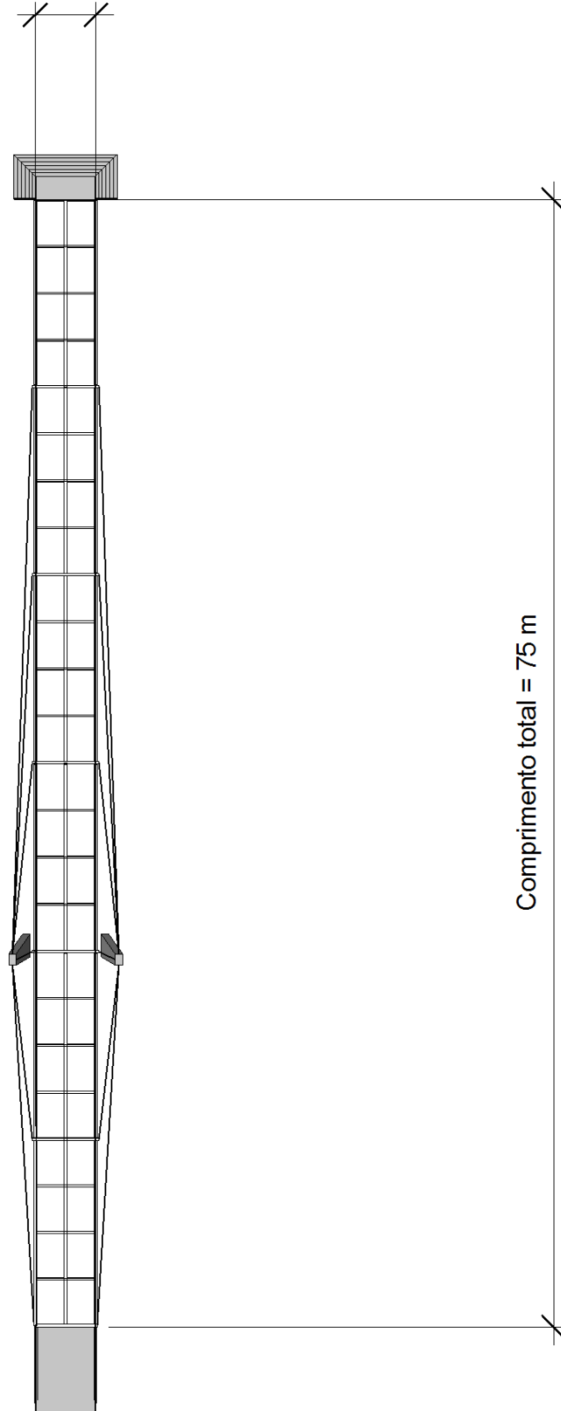
Corte transversal AA' – Pormenor do tabuleiro à escala 1:20;

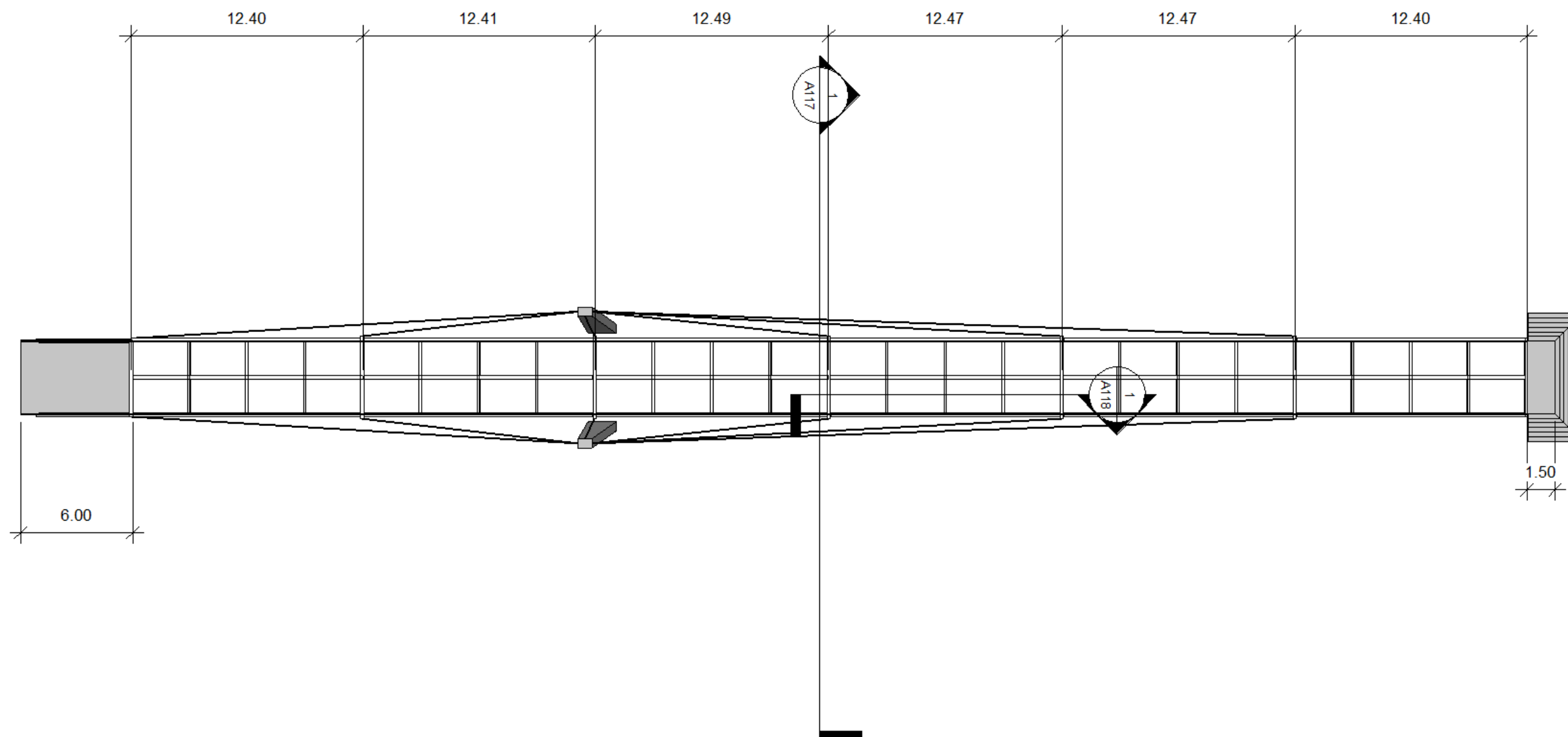
Corte longitudinal BB' – Pormenor do tabuleiro à escala 1:50;

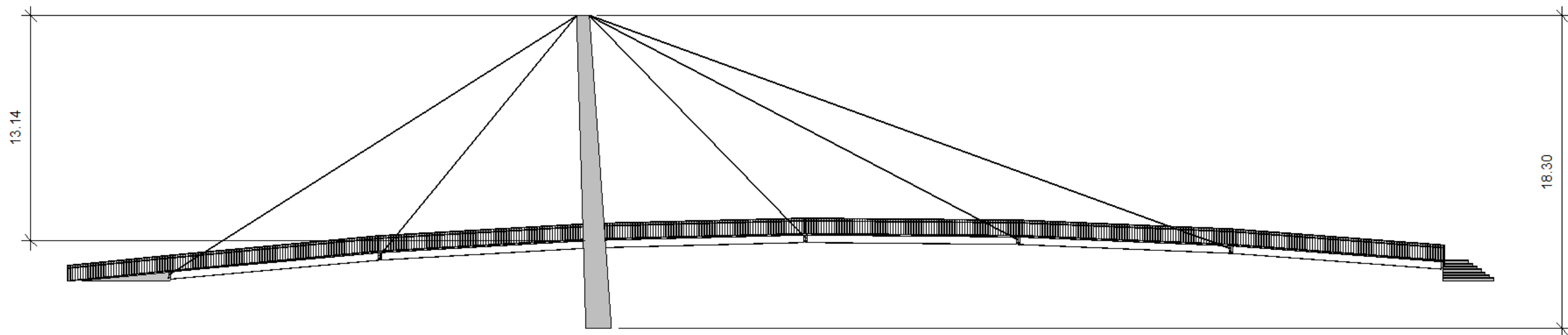
Planta da face inferior das fundações à escala 1:20;

Secção das fundações à escala 1:10.

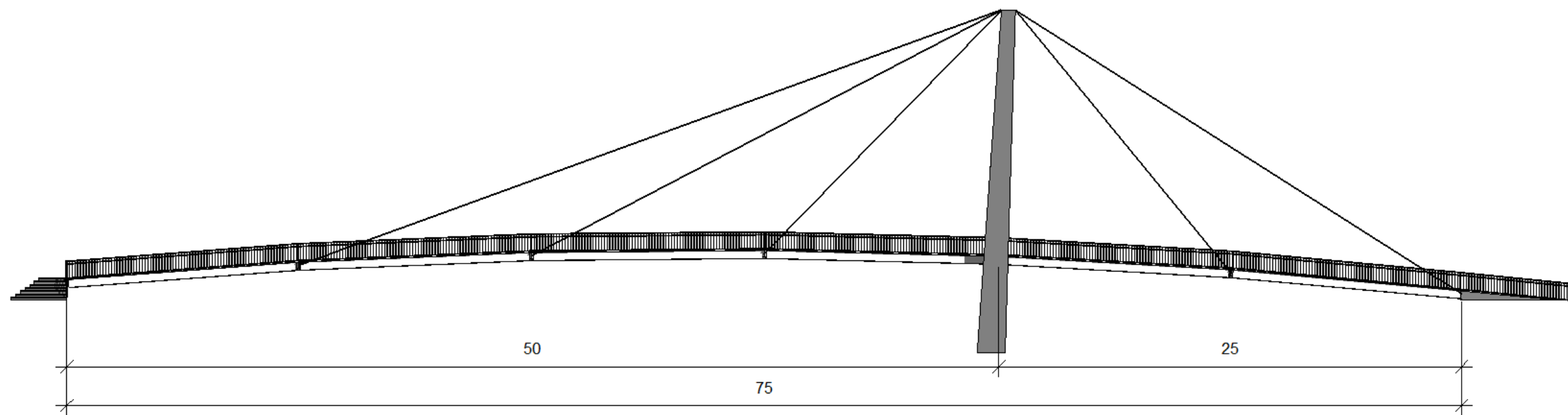
Largura do tabuleiro = 4 m



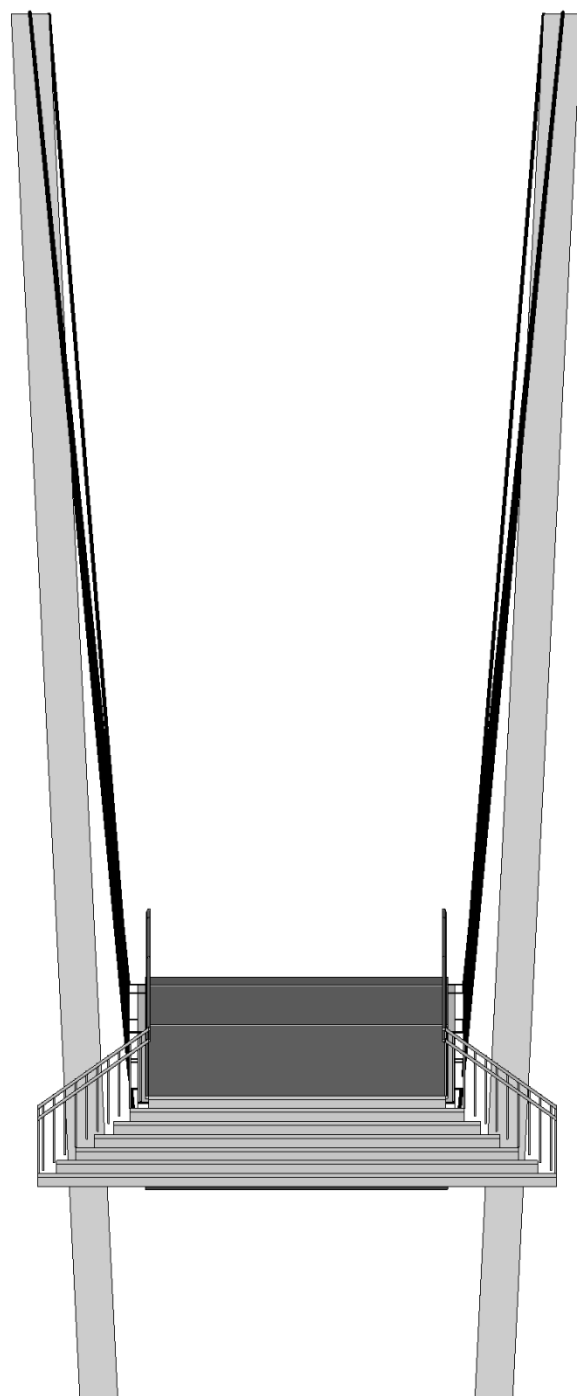


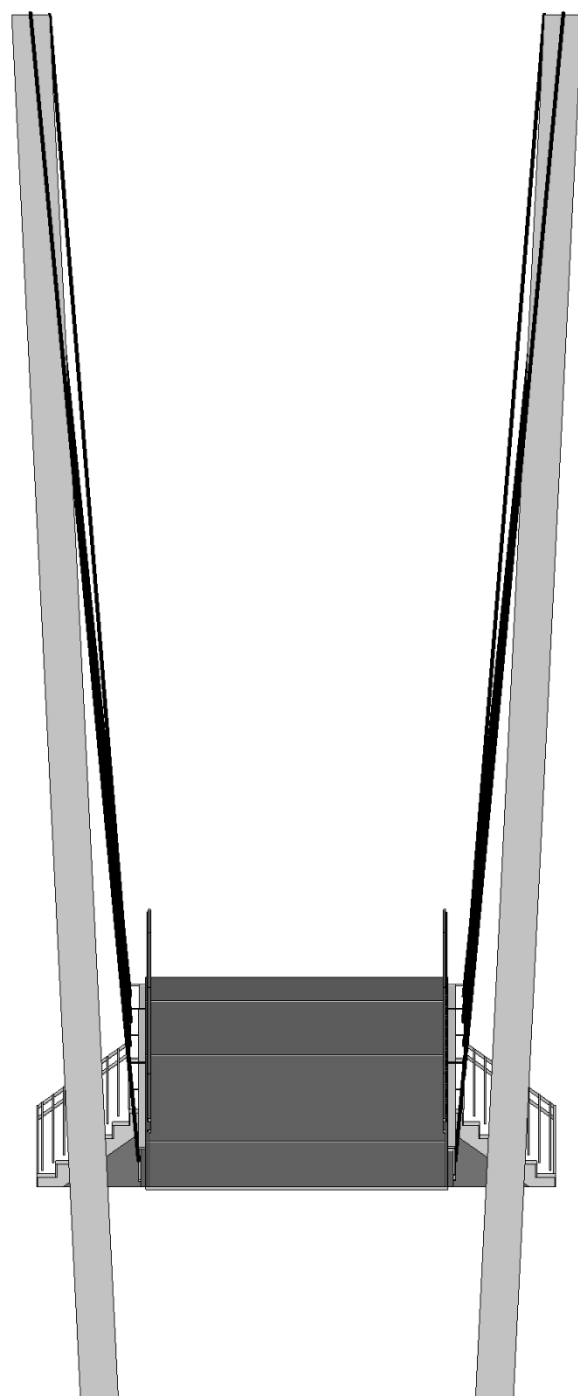


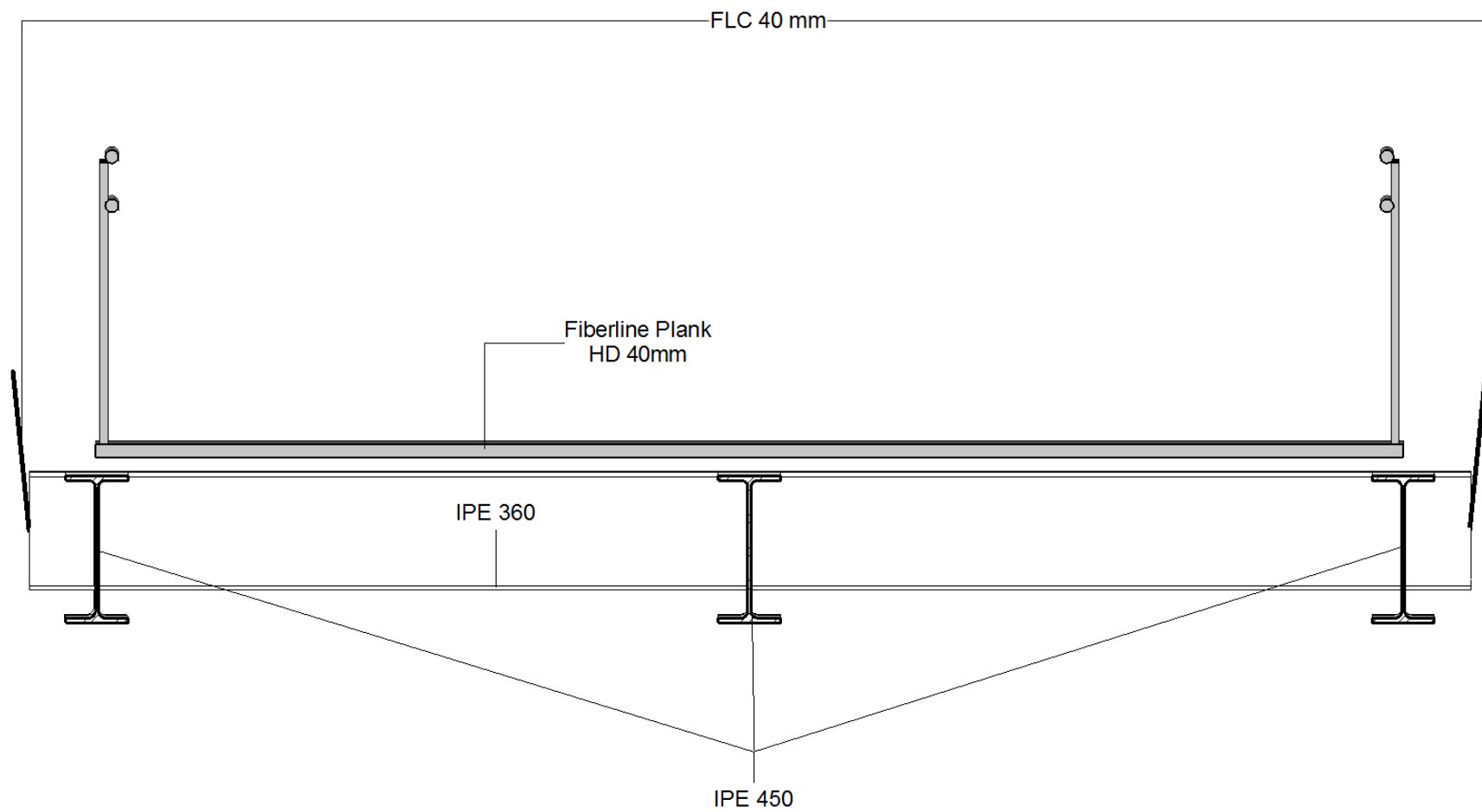
1 Alçado Nascente
1 : 250



2 Alçado Poente
1 : 250







Mestrado Integrado em Engenharia Civil

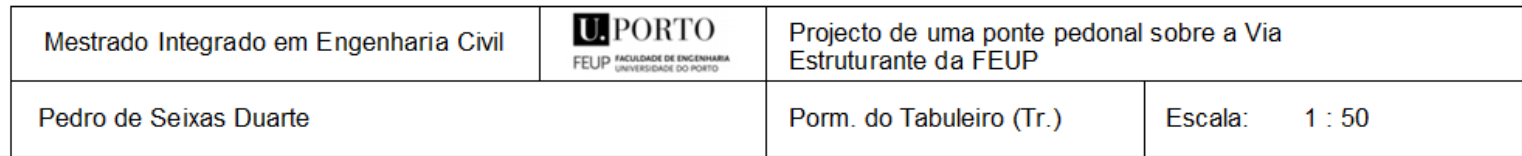
U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

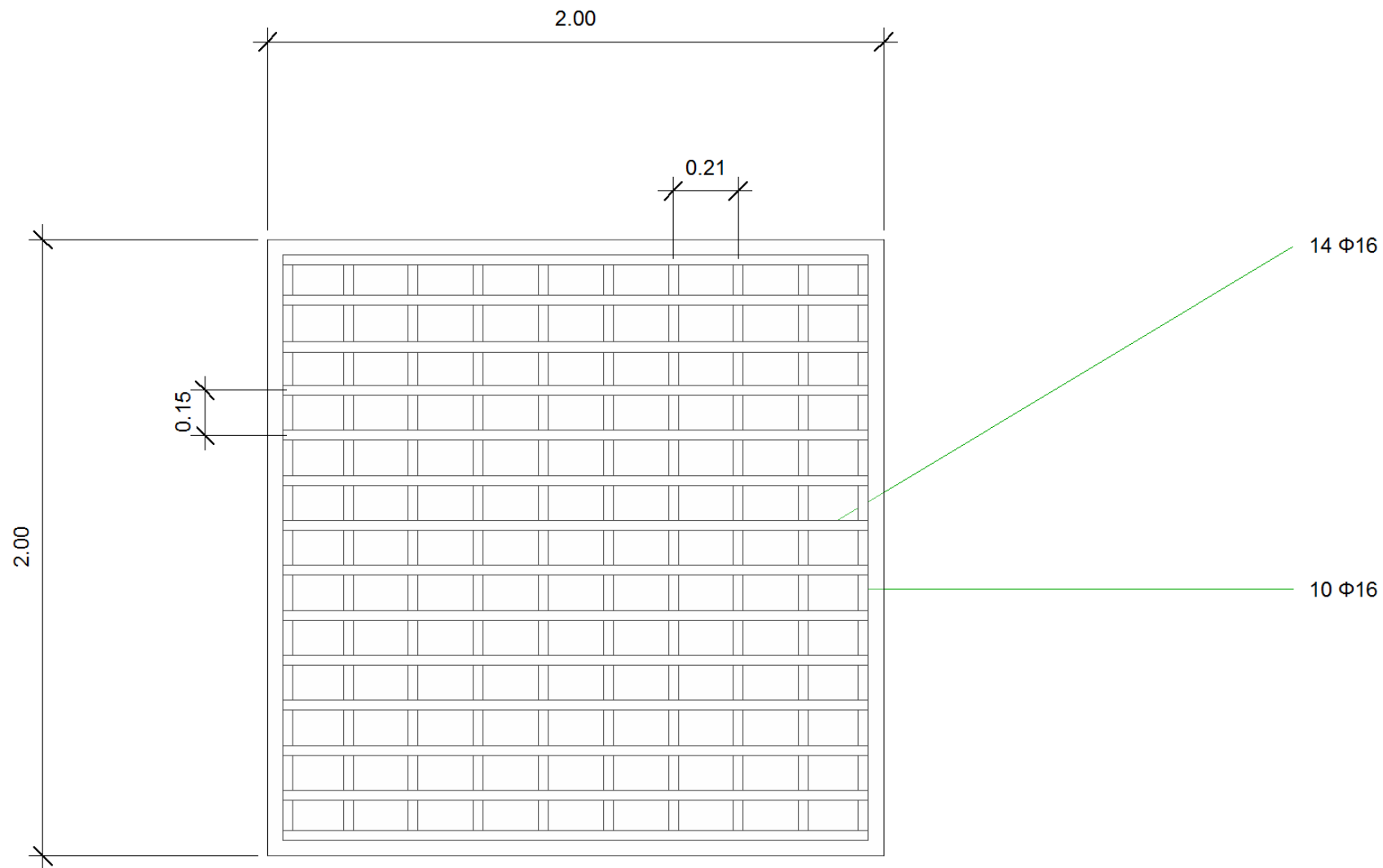
Projecto de uma ponte pedonal sobre a Via Estruturante
da FEUP

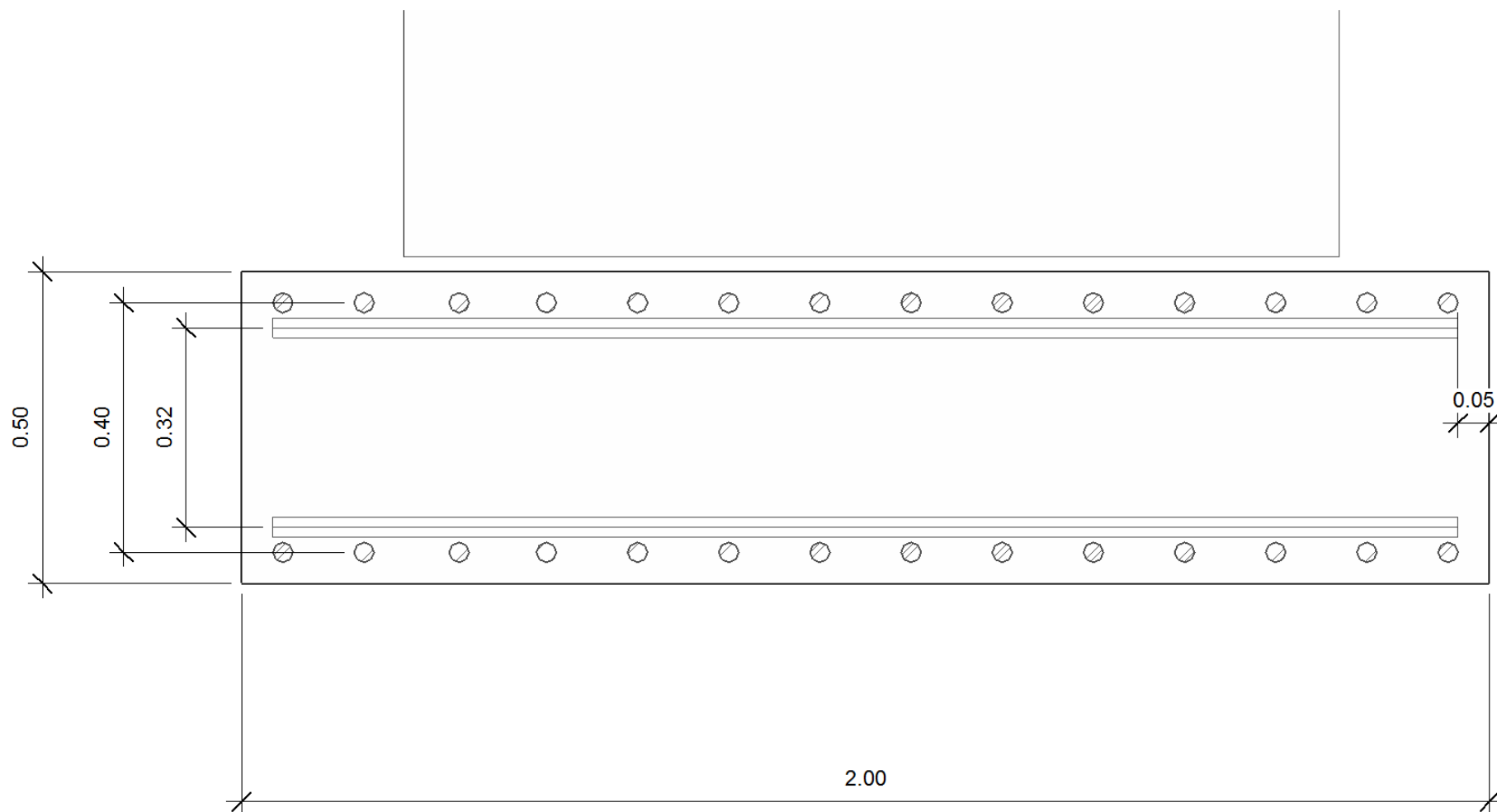
Pedro de Seixas Duarte

Pormenor do Tabuleiro

Escala: 1 : 20







Mestrado Integrado em Engenharia Civil

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

Projecto de uma ponte pedonal sobre a Via Estruturante
da FEUP

Pedro de Seixas Duarte

Fundações - Secção

Escala: 1 : 10

9

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Concluído o projecto, torna-se relevante explicitar as limitações do estudo, bem como as possibilidades de desenvolvimento futuro que este apresenta.

O ponto de partida do projecto é a mitigação de um problema funcional, de acessibilidades, através da execução de uma ponte pedonal suspensa. O projecto refere-se a uma localização específica com um uso associado a essa mesma localização. Assim, o presente estudo visa determinar uma possível solução para estes requisitos, e caracterizá-la de modo exaustivo.

Uma limitação inerente a este estudo prende-se com a falta de elementos técnicos caracterizadores do local de implantação. Com efeito, a ausência destes dados leva à adopção de parâmetros considerados prováveis, mas que podem não corresponder às características reais. O contexto apresentado, em conjunto com a complexidade que uma estrutura deste tipo invariavelmente apresenta, leva a que este não seja um projecto de execução *per se*. Procura-se ao longo deste estudo analisar as opções tomadas de forma aprofundada, tendo em consideração a falta pontual de resultados, quer de ensaios experimentais, quer de sondagens caracterizadoras do local de implantação.

Procura-se no projecto de pontes pedonais que estas apresentem comportamento satisfatório às acções estáticas e dinâmicas a que estão sujeitas. Devido às características de leveza e esbelteza deste tipo de estrutura, o seu comportamento dinâmico deve ser parte integrante do estudo desde o início da concepção. Para o caso em estudo, tanto as acções estáticas como as acções dinâmicas induzidas por peões foram consideradas no cálculo. A acção do vento foi considerada estática, por simplificação, tal como é sugerido por diversos autores. Enquanto no modelo de cálculo a acção dinâmica induzida por peões não é significativa, esta hipótese deve ser testada após a conclusão da estrutura e, caso se verifique necessário, controlada através de alterações estruturais ou da aplicação de dispositivos de controlo de vibrações. No que concerne à acção do vento, as forças estáticas equivalentes consideradas não provocam deformações significativas da estrutura. Ainda assim, é aconselhável um estudo em túnel de vento recorrendo a modelos aeroelásticos de modo a prever o comportamento da estrutura quando solicitada pelo vento.

Os resultados obtidos na análise e o dimensionamento efectuado permitem concluir que a solução estrutural desenvolvida é aplicável à obra em estudo. Contudo, a caracterização precisa das condições de implantação e as alterações ao projecto daí decorrentes constituem um possível desenvolvimento futuro.

BIBLIOGRAFIA

- Adilardi, Alessandro e Frascioni, Lorenzo. 2008.** Design of a pedestrian bridge made with pultruded profiles of fibreglass-reinforced plastics in Prato. *Footbridge 2008 - Third International Conference*. Porto, Portugal : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- Alves Ribeiro, Edgar Manuel. 2008.** *Projecto de uma ponte pedonal entre Porto e Gaia*. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- Azeredo, Manuel. 1998.** Ponte Pênsil. *As Pontes do Porto*. [Online] 30 de Junho de 1998. <http://paginas.fe.up.pt/~azr/pontes/pensil.htm>.
- Bachmann, Hugo, et al. 1995.** *Vibration problems in structures: practical guidelines*. Basel : Birkhäuser, 1995.
- Bentley Systems, Inc. 2007.** *STAAD.Pro 2007 Technical Reference Manual*. 2007.
- Carneiro de Barros, Rui. 2006.** *A Não-Linearidade Geométrica na Análise de Estruturas Elásticas*. Porto : FEUP, 2006.
- Chopra, Anil K. 2007.** *Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ : Pearson Education, Inc, 2007.
- Coelho, S. 1996.** *Tecnologia de Fundações*. Amadora : Escola Profissional Gustave Eiffel, 1996.
- Constructalia. 2010.** The steel construction website. *Constructalia*. [Online] 2010. [Citação: 28 de Abril de 2010.] http://www.constructalia.com/common/pop_externo.jsp?url2=/en/resources/Contenido/00249484Foto_Big.pdf&titulo=IPE%20beam%20-%20Dimensions%20and%20Properties&seccion=Steel%20Products&subseccion=231199&idSeccion=249476&tipo=otro&id=249484.
- Cortright, Robert. 2007.** 25 de Abril Bridge. *Structurae*. [Online] Maio de 2007. <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=99379>.
- Darger, Niels Jakob. 2007.** Akashi Kaikyo Bridge . *Structurae*. [Online] 1 de Junho de 2007. <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=96472>.
- Decreto-Lei n.º 163/2006. 2006.** *Normas de Acessibilidade*. Lisboa : Diário da República, 2006.
- Delgado, Raimundo.** *Apontamentos sobre a Acção do Vento (Capítulo V do RSA) para a disciplina de Conceção e Dimensionamento de Edifícios Altos*. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Duflot, Philippe e Taylor, Doug. 2008.** Fluid Viscous Dampers: An effective way to suppress pedestrian-induced motions in footbridges. *Footbridge 2008 - Third International Conference*. Porto, Portugal : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- EN 1990. 2002.** *EN 1990 - Bases para o Projecto de Estruturas*. Bruxelas : Comité Europeu de Normalização, 2002.
- EN 1991. 2002.** *EN 1991 - Acções em Estruturas*. Bruxelas : Comité Europeu de Normalização, 2002.
- EN 1992. 2010.** *EN 1992 - Projecto de Estruturas de Betão*. Bruxelas : Comité Europeu de Normalização, 2010.

- EN 1993. 2010.** *EN 1993 - Projecto de Estruturas de Aço*. Bruxelas : Comité Europeu de Normalização, 2010.
- EN 1997. 2010.** *EN 1997 - Projecto Geotécnico*. Bruxelas : Comité Europeu de Normalização, 2010.
- Escada Fácil. 2010.** Elevadores de escada. *Escada Fácil*. [Online] 2010. <http://www.escadafacil.pt/fotosH350.htm#>.
- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 2003.** Historial. *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*. [Online] 08 de 11 de 2003. http://www.fe.up.pt/si/web_base.gera_pagina?p_pagina=1183.
- Fiberline Composites A/S. 2003.** *Fiberline Design Manual*. Kolding, Dinamarca : Fiberline Composites A/S, 2003.
- Fiberline Composites. 2010.** Fiberline Plank HD. *Fiberline Composites*. [Online] 2010. [Citação: 12 de Abril de 2010.] <http://www.fiberline.com/structures/fiberline-planks/fiberline-plank-hd/fiberline-plank-hd>.
- Figueiras, Joaquim A. e Costa, Aníbal. 2003.** *Fundações - Apontamentos de Estruturas de Betão 2*. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.
- Fitzpatrick, Tony, et al. 2001.** *Linking London: The Millennium Bridge*. Londres : The Royal Academy of Engineering, 2001.
- Gandarela, Ana Sofia, et al. 2007.** *Projecto de uma Ponte Pedonal Suspensa sobre a Via Estruturante da Asprela*. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2007.
- Gerber, Marianne. 2008.** Menai Straits Bridge. *Structurae*. [Online] 2008. <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=2681>.
- Google MAPS. 2010.** Google Maps. *Google*. [Online] 2010. <http://maps.google.com/>.
- Gottemoeller, Frederick. 2004.** *Bridgescape - The Art of Designing Bridges*. New Jersey : John Wiley & Sons, Inc., 2004.
- HiVoSS. 2008.** Vibrações em pontes pedonais: Recomendações técnicas de projecto. *Hivoss*. [Online] 8 de Setembro de 2008. http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIVOSS/docs/Footbridge_Guidelines_PT01.pdf.
- Janberg, Nicolas. 2008.** Brooklyn Bridge. *Structurae*. [Online] 6 de Outubro de 2008. <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=120419>.
- . 2009. Sutong Bridge. *Structurae*. [Online] 12 de Maio de 2009. <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=148556>.
- . 2009. Töss Footbridge Images. *Structurae*. [Online] Julho de 2009. <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=152891>.
- Juvandes, Luís. 2003.** *Apontamentos das aulas de Resistência dos Materiais*. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.
- Kanakaris-Wirtl, Inge. 2006.** Vasco da Gama Bridge. *Structurae*. [Online] Julho de 2006. <http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=65075>.
- Lei 2110. 1961.** *Regulamento Geral das Estradas e Caminhos Municipais*. Lisboa : Diário do Governo, 1961.

Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007. 2005. *Handbook 4 - Design of Bridges*. Pisa : Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007, 2005.

Macalloy. 2004. *Macalloy Cable Structures*. 2004.

Matos Fernandes, Manuel. 2006. *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais Volume I*. Porto : FEUP Edições, 2006.

—. **2009.** *Mecânica dos Solos II Volume*. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.

Meinhardt, Christian. 2008. Application of tuned mass dampers for bridge decks. *Footbridge 2008 - Third International Conference*. Porto, Portugal : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.

Microsoft. 2010. Bing Maps. *Bing*. [Online] 2010. <http://www.bing.com/maps/>.

Podolny, Jr., Walter. 1999. Cable-Suspended Bridges. [autor do livro] Roger L. Brockenbrough e Frederick S. Merrit. *Structural Steel Designer's Handbook*. New York : McGraw-Hill, Inc., 1999.

RSA. 1983. *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Lisboa : Diário da República, 1983.

Sobrino, Juan A. 2008. Three pedestrian steel bridges in Spain. *Footbridge 2008 - Third International Conference*. Porto, Portugal : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.

Strasky, Jiri. 2005. *Stress Ribbon and Cable-Supported Pedestrian Bridges*. London : Thomas Telford Ltd, 2005.

Stromberg Architectural. 2010. GFRP - Glass Fiber Reinforced Polymer. *Stromberg Architectural*. [Online] 2010. <http://www.strombergarchitectural.com/materials/gfrp>.

Structurae. 2004. Tacoma Bridge. *Structurae*. [Online] Dezembro de 2004. <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0000074>.

Xanthakos, Petros P. 1991. *Ground anchors and anchored structures*. Hoboken, NJ : John Wiley & Sons, Inc., 1991.

Anexos

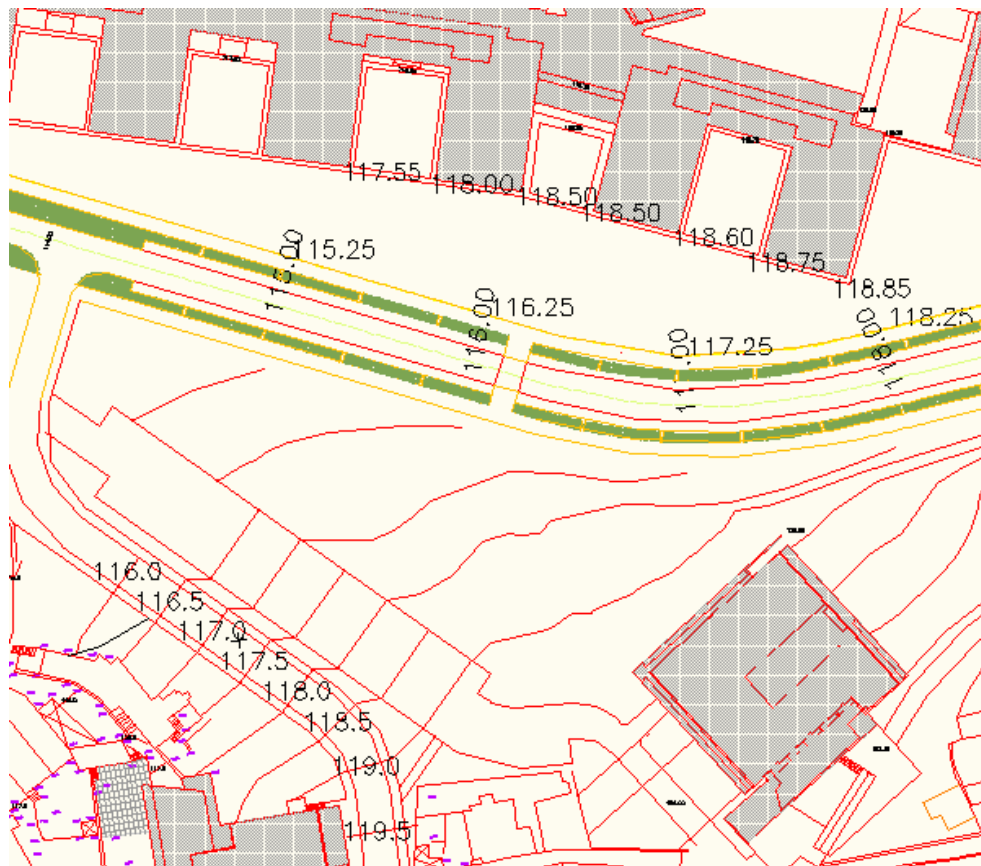
A1 – INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA

A2 – FICHAS TÉCNICAS FIBERLINE

A3 – CATÁLOGO DOS CABOS MACALLOY

A4 – CATÁLOGO DE PERFIS IPE ARCELORMITTAL

A1 – INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA

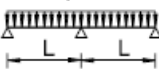


A2 – FICHAS TÉCNICAS FIBERLINE

Planks HD (H = 40 mm) - Load-bearing capacity in kN/m²



One span												
												
L (m) =	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
Ultimate limit state												
-	261.2	174.2	128	81.89	56.87	41.78	31.99	25.28	20.47	16.92	14.22	
Serviceability limit state												
$\delta_{max} < L / 200$	-	128	41.53	18.13	9.43	5.51	3.49	2.34	1.65	1.21	0.91	0.70
$\delta_{max} < L / 400$	-	63.97	20.77	9.06	4.72	2.75	1.74	1.17	0.83	0.60	0.45	0.35

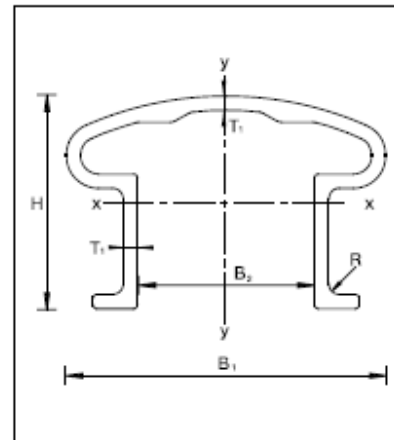
Two spans												
												
L (m) =	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
Ultimate limit state												
-	-	-	-	48.37	37.23	29.70	24.29	20.23	17.10	14.62	12.64	11.01
Serviceability limit state												
$\delta_{max} < L / 200$	-	-	-	45.75	23.42	13.55	8.54	5.72	4.02	2.93	2.20	1.69
$\delta_{max} < L / 400$	-	-	-	22.87	11.71	6.78	4.27	2.86	2.01	1.46	1.10	0.85

Axial load-bearing capacity in kN - Handrail 180 x 120 x 10 - A

FIBERLINE COMPOSITES

Design value for compressive load-bearing capacity	
Buckling in y direction	
Buckling length L_k in m	Load-bearing capacity in kN
1.00	376.0
1.10	344.4
1.20	315.4
1.30	289.0
1.40	265.0
1.50	243.3
1.60	223.7
1.70	206.1
1.80	190.2
1.90	175.8
2.00	162.9
2.10	151.1
2.20	140.5
2.30	130.9
2.40	122.2
2.50	114.3
2.60	107.0
2.70	100.4
2.80	94.4
2.90	88.8
3.00	83.7
3.10	79.1
3.20	74.7
3.30	70.7
3.50	63.6

Design value for compressive load-bearing capacity	
Buckling in x direction	
Buckling length L_k in m	Load-bearing capacity in kN
0.50	617.6
0.60	506.1
0.70	576.6
0.80	553.7
0.90	529.8
1.00	505.4
1.10	480.9
1.20	456.7
1.30	433.0
1.40	410.0
1.50	387.9
1.60	366.8
1.70	346.7
1.80	327.6
1.90	309.6
2.00	292.7
2.10	276.7
2.20	261.8
2.30	247.8
2.40	234.7
2.50	222.4
2.60	211.0
2.70	200.2
2.80	190.2
3.00	172.0



Geometry	
H	120 mm
B1	180 mm
B2	100 mm
T1	8 mm
R	6 mm

Cross-section constants	
A	3 613 mm ²
I_{xx}	4 935 568 mm ⁴
W_{xx}	85 833 mm ³
$A_{k,y}$	1 806 mm ²
C_1	57.5 mm
I_w	11 945 895 mm ⁴
W_w	132 732 mm ³
$A_{k,x}$	2 529 mm ²

Material properties	
E_{cr}	23 000 MPa
$f_{t,cr}$	240 MPa

Partial coefficients	
γ_{mf}	1.3
$\gamma_{m,t}$	1.3

Max. compressive load-bearing capacity with unbraced flanges	
	488.6 kN

Dead weight	
	6.50 kg/m

Buckling length	
	$L_k = L$ 0.7L 0.5L 2L

A3 – CATÁLOGO DOS CABOS MACALLOY

Table 2: Full Locked Coil Strand

Diameter (mm)	Cross Section A (mm ²)	Minimum Break Load MBL (kN)	Elastic Stiffness E-A (MN)	Weight (kg/m)
32	681	1015	112	5.6
36	862	1285	142	7.1
40	1077	1605	178	8.9
44	1303	1945	215	10.7
48	1551	2315	256	12.8
52	1841	2750	304	15.2
56	2136	3190	352	17.6
60	2452	3660	405	20.2
64	2789	4165	460	23.0
68	3149	4700	513	26.0
72	3530	5210	575	29.1
76	3933	5790	641	32.4
80	4358	6405	710	35.9
84	4805	7045	783	39.6
88	5274	7720	860	43.5
92	5764	8430	940	47.5
96	6276	9165	1023	51.7
100	6890	10050	1123	56.8
104	7452	10860	1215	61.4
108	8037	11700	1310	66.2
112	8643	12575	1409	71.2
116	9271	13480	1511	76.4
120	9922	14415	1617	81.8
124	10594	15385	1727	87.3
128	11289	16385	1840	93.0

Table 3: Fork Socket Dimensions							
Socket Type	Minimum Break Load MBL (kN)	Cable Diameter (mm)	D (mm)	A max (mm)	B max (mm)	C (mm)	E (mm)
F-196	165	10-12	25	22	41	25	49
F-198	250	13-16	31	29	52	29	57
F-104	440	17-20	41	40	73	45	90
F-108	680	21-25	51	47	82	60	120
F-111	980	26-28	57	53	93	65	130
F-115	1220	29-32	63	59	104	72	144
F-118	1470	33-36	70	65	137	80	160
F-120	1960	36-38	76	71	138	88	176
F-125	2550	39-44	89	84	145	100	200
F-128	2740	45-49	95	96	190	108	216
F-130	3530	50-52	108	108	207	118	236
F-132	4410	53-56	121	120	227	132	264
F-135	4700	57-64	127	126	231	138	276
F-138	5100	64-69	133	139	232	142	284
F-140	5880	70-76	140	151	240	148	296
F-142	6860	77-80	152	163	255	170	340
F-144	8580	81-88	178	183	272	181	362
F-146	10790	89-102	190	200	402	220	440
F-150	12260	103-111	250	200	424	280	560
F-160	13240	112-118	275	220	416	300	600
F-170	15690	119-128	290	240	507	325	650

A4 – CATÁLOGO DE PERFIS IPE ARCELORMITTAL

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ³	h _x mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPEAA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
PEA 240+	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IFE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IFE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
PEA 270+	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IFE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IFE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
PEA 300+	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IFE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IFE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
PEA 330+	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IFE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IFE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
PEA 360+	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IFE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IFE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
PEA 400+	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IFE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IFE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
PEA 450+	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IFE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IFE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
PEA 500+	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IFE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IFE O 500+	107	505	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

