U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE UMA PONTE PEDONAL ENTRE PORTO E GAIA

EDGAR MANUEL PEREIRA ALVES RIBEIRO

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo

MARÇO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

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 - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

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

Concluído o percurso que resultou neste trabalho, agradeço a todos os que contribuíram directa ou indirectamente para o seu resultado final.

- Ao Professor Álvaro Azevedo, meu orientador, pela oportunidade de desenvolver este tema, assim como pelo acompanhamento e partilha de conhecimento e engenho;
- À Professora Elsa Caetano pelo esclarecimento de questões relativas ao funcionamento de sistemas de cabos;
- Ao Professor Carneiro Barros pela disponibilidade e esclarecimento de questões teóricas que foram surgindo ao longo deste trabalho;
- Ao Professor Álvaro Cunha pela ajuda na interpretação do comportamento dinâmico da estrutura;
- Ao Professor Veloso Gomes pelo esclarecimento de questões relativas à hidrologia e aos impactos de uma obra desta natureza no meio em que se insere;
- Aos Professores António Arêde, Manuel Matos Fernandes, Nelson Vila-Pouca e Rui Calçada, pela ajuda prestada na interpretação do funcionamento e concepção das fundações da estrutura;
- Ao Professor Pedro Leão da FAUP pela disponibilização de elementos tridimensionais relativos ao local em questão;
- À Engenheira Armanda Carvalho e à Geóloga Luísa Borges da C. M. do Porto pela sua disponibilidade e elucidação relativamente às condições do local de intervenção;
- Ao Engenheiro Fernando Bastos pela ajuda na resolução de problemas que surgiram com o modelo de cálculo;
- Ao Engenheiro Ricardo Catarino, da Conduril, pelo tempo disponibilizado e interesse demonstrado na discussão de questões relacionadas com a exequibilidade do projecto, assim como pela ajuda prestada com a estimativa orçamental da obra.
- Ao Arquitecto Ângelo Assis pela ajuda no tratamento digital do modelo da ponte;
- À *artescan*, em especial ao Engenheiro João Boavida, pela disponibilidade demonstrada na elaboração da peça de vídeo.

RESUMO

O projecto desenvolvido tem como objectivo o estudo de uma solução base para uma ponte pedonal entre as margens do rio Douro. Esta solução pretende estabelecer uma conexão entre a praça da Ribeira e a praça Sandeman, reforçando a ligação pedonal entre as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia.

O sistema estrutural adoptado foi previamente estabelecido: uma ponte suspensa, inovadora, dotada não só de cabos superiores, como também de cabos inferiores. Estes cabos trabalham em sentidos opostos, o que permite, não só suportar o tabuleiro, como traccionar toda a estrutura através da aplicação de pré-esforço. A estrutura adquire assim uma rigidez suficiente acompanhada de uma grande esbelteza.

Em primeiro lugar é referido o estudo das condicionantes do local, nomeadamente topográficas, geológicas, hidrológicas e urbanas. Posteriormente procede-se à apresentação da concepção inicial e implantação da estrutura, definindo os parâmetros geométricos a adoptar para o modelo de cálculo.

A composição maioritária da estrutura por elementos de cabo implica uma análise geometricamente não linear. A técnica considerada para a análise estática do modelo de cálculo consiste na sucessiva actualização da geometria da estrutura através de uma análise não linear do tipo $P - \Delta$.

A análise da estrutura é elaborada com base nos regulamentos europeus e nacionais, utilizando preferencialmente as normas do Eurocódigo 1 e, quando necessário, as normas do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

A análise dinâmica da estrutura consiste numa análise modal convencional, com base na matriz rigidez resultante da análise não linear geométrica da estrutura, na aplicação de metodologias aproximadas e na simulação da acção de um grupo de peões na ponte, por intermédio de uma carga dinâmica.

A estrutura apresenta um comportamento muito dependente da sua geometria e dos esforços a que os cabos estão sujeitos. Deste modo, o dimensionamento da supra-estrutura ocorre iterativamente, sendo este maioritariamente condicionado pelo seu comportamento dinâmico da estrutura.

A localização da obra numa zona histórica, com o estatuto de Património Mundial reconhecido pela UNESCO, obriga a uma atenção especial relativamente à estética da ponte, o que condiciona algumas decisões importantes ao longo do trabalho.

Atendendo ao facto de ligar as ribeiras das cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia, sugere-se para esta obra o nome "Ponte da Ribeira".

PALAVRAS-CHAVE: ponte pedonal, ponte suspensa, sistema de cabos, pré-esforço, análise não linear.

ABSTRACT

This project aims to study a solution for a footbridge between the banks of the Douro River. This solution intends to establish a new connection between Praça da Ribeira and Praça Sandeman, making the pedestrian link between the cities of Porto and Vila Nova de Gaia easier.

The structural system was previously established: an innovative suspension bridge, with cables above and below the deck. These cables work in opposite directions, not only supporting the deck, as well as stretching the entire structure through the application of prestress. This provides stiffness to the structure, making possible the adoption of a slim deck.

This work begins with the study of the topographic, geologic, hydrologic and urban constraints of the area. Afterwards, the structure's design and initial implementation is made, defining the geometrical parameters to adopt on the calculation model.

This type of structure requires a nonlinear geometrical analysis. The method considered for that purpose is based on the successive update of the structure's geometry by means of a nonlinear $P - \Delta$ analysis.

The analysis of the structure is based on both national and European regulations. Preferentially one uses the rules of Eurocode 1, and when necessary, the rules of *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*.

The dynamic analysis of the structure is made with a modal analysis, based on the stiffness matrix that results from the nonlinear geometrical analysis, simplified methodologies and a simulation of the dynamic load of a group of pedestrians.

The geometry dependent behaviour of the structure and the effects of the prestress on the cables leads to an iterative design of the main structure. This dimensioning process is mostly constrained by the dynamic behaviour of the bridge.

The location of the bridge on an area of historic importance, with a World Heritage status by UNESCO, induces a special attention to the aesthetics of the bridge. This aspect constrains some important decisions related to the project.

Since the proposed structure consists on a connection between the banks of the cities of Porto and Vila Nova de Gaia, the name "Ponte da Ribeira" is suggested.

Note: "Ponte" means bridge and "Ribeira" means riverbank

KEYWORDS: footbridge, suspension bridge, cable system, prestress, nonlinear analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. ÂMBITO DO PROJECTO 1
1.2. AS PONTES DO PORTO 2
1.3. PONTES SUSPENSAS 12

2. DESCRIÇÃO GERAL DO PROJECTO 17
2.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA 17
2.2. CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES DO LOCAL 19
2.3. IMPLANTAÇÃO DA PONTE 20
2.4. CONCEPÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA 22
2.5. FASES DO DESENVOLVIMENTO DO PROJECTO 25

3. MATERIAIS 29
3.1. DESCRIÇÃO GERAL 29
3.2. AÇO 29
3.3. BETÃO ARMADO 31
3.4. MADEIRA 33
3.5. VIDRO 34

4. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA 37
4.1. MODELAÇÃO 37
4.1.1. ESTRUTURAS COM SISTEMAS DE CABOS 37
4.1.2. ANÁLISE COM PROGRAMAS DE CÁLCULO 38
4.2. ANÁLISE ESTÁTICA DA ESTRUTURA 44
4.2.1. SOLICITAÇÕES 44
4.2.2. COMBINAÇÕES 52
4.2.3. ANÁLISE QUANTITATIVA DOS RESULTADOS 62

4.3. ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA 64
4.3.1. CONCEITOS GERAIS DE ANÁLISE DINÂMICA 64
4.3.2. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE 69
4.4. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS 79
4.4.1. TABULEIRO 79
4.4.2. PILARES 82
4.4.3. CABOS PRINCIPAIS 85
4.4.4. PENDURAIS 87
4.4.5. FUNDAÇÕES DOS PILARES 89
4.4.6. ANCORAGENS E FUNDAÇÕES DOS CABOS 97
4.4.7. GUARDAS 104

5. PROCESSO CONSTRUTIVO 107

6. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL 111

7. IMPACTO VISUAL 113

8. PEÇAS DESENHADAS 119

9. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 121

BIBLIOGRAFIA 123

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Panorâmica da zona do projecto 1
Fig.2 – Azulejo representativo da Ponte das Barcas 3
Fig.3 – Imagem da Ponte Pênsil, [1] 4
Fig.4 – Ponte Maria Pia 5
Fig.5 – Ponte Luís I 6
Fig.6 – Ponte da Arrábida 7
Fig.7 - Ponte de S. João 9
Fig.8 – Ponte do Freixo 10
Fig.9 – Ponte do Infante 11
Fig.10 e Fig.11 – Ponte sobre o estreito de Menai, [2] 12
Fig.12 e Fig.13 – Pontes George Washington e Golden Gate, [3] 13
Fig.14 e Fig.15 – Imagens da instabilidade ocorrida no acidente de Tacoma, [3] 13
Fig.16 e Fig.17 – Imagens do colapso da Ponte de Tacoma, [3] 14
Fig.18 e Fig.19 – Humber Bridge, [3] e [2] 14
Fig.20 e Fig.21 – Ponte 25 de Abril, [3] e [4] 15
Fig.22 – Ponte de Akashi-Kaikyo, [3] 15
Fig.23, 24 e 25 – Ponte suspensa de Kochenhof, [2] 16
Fig.26 – Praça da Ribeira 17
Fig.27 – Praça Sandeman 18
Fig.28 – Traçado sugerido para a nova ponte entre a praça da Ribeira (A) e a praça Sandeman (B) 21
Fig.29 – Esquema do traçado do tabuleiro – hipótese 1 22
Fig.30 – Esquema do traçado do tabuleiro – hipótese 2 (solução adoptada) 22
Fig.31 – Esquema do sistema estrutural 23
Fig.32 – Acesso ao tabuleiro do lado do Porto 24
Fig.33 – Acesso ao tabuleiro do lado de Vila Nova de Gaia 25
Fig.34 – Esquema da evolução do perfil transversal da ponte 26
Fig.35 – Esquema da evolução do perfil longitudinal da ponte 27
Fig.36 – Esquema dos vários grupos de cabos considerados 27
Fig.37 – Exemplo simples de não-linearidade geométrica 37
Fig.38 – Secção de um cabo analisada para obtenção do coeficiente de redução da inércia 40
Fig.39 e Fig.40 – Geometria adoptada para o modelo; vistas dos planos XOZ e XOY 41
Fig.41 – Vista lateral do modelo – plano XOZ 41

Fig.42 – Planta do modelo – plano XOY 41
Fig.43 – Perfil do modelo – plano YOZ 42
Fig.44 – Perspectiva tridimensional do modelo 42
Fig.45 e Fig.46 – Modelos utilizados para a verificação nos programas SAP e Robot 43
Fig.47 – Gráfico para conversão das temperaturas do ar nos valores a aplicar na estrutura, [12] 46
Fig.48 – Gráfico que relaciona a relação b/d_{total} com o coeficiente de forma $C_{f,x}$, [14] 50
Fig.49 – Imagem representativa dos elementos afectados pela carga hidroestática. 51
Fig.50 – Diagrama de esforços axiais da combinação permanente 52
Fig.51 – Diagrama de deslocamentos do tabuleiro para a combinação 2 53
Fig.52 – Diagrama de deslocamentos do tabuleiro para a combinação 3 53
Fig.53 – Diagrama de deslocamentos do tabuleiro para a combinação 4 54
Fig.54 – Diagrama de deslocamentos tabuleiro para a combinação 5 54
Fig.55 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 6 55
Fig.56 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 7 55
Fig.57 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 8 56
Fig.58 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 9 56
Fig.59 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 10 57
Fig.60 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 11 57
Fig.61 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 12 58
Fig.62 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 13 58
Fig.63 – Diagrama de esforços axiais para a combinação acidental de cheia 59
Fig.64 – Deformada da estrutura em caso de cheia 59
Fig.65 – Diagrama de esforços axiais para a combinação rara parcial longitudinal 60
Fig.66 – Deformada para a estrutura da combinação rara parcial longitudinal 60
Fig.67 – Diagrama de esforços axiais para a combinação ELU parcial longitudinal 61
Fig.68 – Deformada da estrutura para a combinação rara parcial transversal. 61
Fig.69 – Exemplo simples de dinâmica não-linear 66
Fig.70 - Esquema representativo do *flutter*, [15] 67
Fig.71 – Exemplos de secções estáveis e instáveis, [15] 68
Fig.72 – Imagem do modo de frequência mais baixa (tipo vertical) 73
Fig.73 – Imagem do primeiro modo lateral da combinação permanente 74
Fig.74 e Fig.75 - Gráficos para obtenção dos valores de $kvfv$ e $kh(fh)$, [23] 76
Fig.76 - Aceleração vertical no ponto onde ocorre o valor máximo 77

Fig.77 - Aceleração horizontal no ponto onde ocorre o valor máximo 77
Fig.78 – Imagem de um amortecedor de massa sintonizado, [21] 78
Fig.79 – Imagem de um amortecedor viscoso, [24] 79
Fig.80 – Esquema de barras após pré-dimensionamento (solução não adoptada) 80
Fig.81 – Esquema de barras adoptado 81
Fig.82 – Esquema de equilíbrio estático no topo do pilar, no plano XOY 82
Fig.83 – Esquema de equilíbrio estático no topo do pilar, no plano XOZ 82
Fig.84 – Modelo tridimensional utilizado para verificar os pilares 84
Fig.85 – Cabos do tipo FLC, [26] 85
Fig.86 – Cabos do tipo OSS, [26] 87
Fig.87 – Cenário geológico adoptado 89
Fig.88 – Esquema do maciço de 4 estacas não adoptado 91
Fig.89 – Esquema do maciço de 5 estacas 92
Fig.90 – Esquema de verificação ao corte 93
Fig.91 – Conversão em estaca equivalente para cálculo de armadura de esforço transverso 96
Fig.92 – Gráfico da capacidade de ancoragens com cabos, para um coeficiente de segurança de 2 em relação à rotura, [31] 99
Fig.93 – Ilustração representativa do maciço adoptado 101
Fig.94 – Esquema do maciço de estacas 103
Fig.95 – Esquema dos elementos verticais das guardas adoptadas 105
Fig.96 – Esquema do sistema de apoio para colocar os pendurais superiores e içar os módulos do tabuleiro 108
Fig.97 – Imagem do modelo tridimensional final 113
Fig.98 – Imagem do modelo tridimensional final 114
Fig.99 – Imagem do modelo tridimensional final 114
Fig.100 – Fotomontagem da margem direita do rio Douro 115
Fig.101 – Fotomontagem da margem esquerda do rio Douro 115
Fig.102 – Fotomontagem da Ponte da Ribeira 116
Fig.103 – Fotomontagem do enquadramento nocturno da ponte 116
Fig.104 – Imagem do ambiente utilizado na concepção do vídeo 117

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Pré-dimensionamento dos pilares 25

Tabela 2 – Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura à tracção f_u para aços de acordo com a EN 10025 ou o prEN 10113, [6] 30

Tabela 3 – Classes de resistência do betão e correspondentes valores característicos da tensão de rotura à compressão f_{ck} [MPa], valores médios da resistência à tracção f_{ctm} [MPa] e valores característicos da tensão de rotura à tracção f_{ctk} [MPa], [7] 32

Tabela 4 – Valores do módulo de elasticidade secante E_{cm} [GPa], [7] 32

Tabela 5 – Tipos correntes de armaduras ordinárias, [8] 33

Tabela 6 – Verificação dos esforços axiais nos cabos principais [kN] 43

Tabela 7 – Verificação das reacções [kN] 43

Tabela 8– Valores de variação diferencial de temperatura a aplicar em pontes, [12] 46

Tabela 9 – Coeficientes a aplicar aos valores de variação diferencial de temperatura, [12] 47

Tabela 10 – Comprimentos de rugosidade consoante as categorias de terreno, [14] 48

Tabela 11 – Altura equivalente do tabuleiro, [14] 49

Tabela 12 – Forças representativas da acção do vento nos cabos 50

Tabela 13 – Forças representativas da acção acidental de cheia 51

Tabela 14 – Esforços máximos obtidos [kN] 62

Tabela 15 – Esforços mínimos obtidos [kN] 63

Tabela 16 – Deslocamentos máximos verticais obtidos 64

Tabela 17 – Modos próprios da combinação 1 - permanente 70

Tabela 18 – Modos próprios da combinação 4 - rara 71

Tabela 19 – Modos próprios da combinação 5 - rara 72

Tabela 20 – Verificação das acelerações verticais através de metodologias simplificadas 75

Tabela 21 – Verificação das secções com o programa de cálculo, segundo o EC 3 80

Tabela 22 – Verificação das secções com o programa de cálculo, segundo o EC 3 81

Tabela 23 – Esforços máximos no topo dos pilares 82

Tabela 24 – Valores resultantes do equilíbrio estático 83

Tabela 25 – Resistência das secções ao enfunamento 83

Tabela 26 – Reacções máximas na base dos pilares 84

Tabela 27 – Características dos cabos *FLC*, [26] 86

Tabela 28 – Dimensionamento dos cabos principais 87

Tabela 29 – Características dos cabos *OSS*, [26] 88

Tabela 30 – Dimensionamento dos cabos principais 88

Tabela 31 – Características do solo considerado 89
Tabela 32 – Reacções mínimas na base dos pilares..... 92
Tabela 33 – Esforços de dimensionamento das ancoragens e respectivos maciços..... 98
Tabela 34 – Capacidade de carga do terreno para as diversas solicitações..... 101
Tabela 35 – Esforços actuantes no maciço 101
Tabela 36 – Esforços exercidos pelas ancoragens..... 102
Tabela 37 – Esforços exercidos pelos cabos inferiores 102
Tabela 38 – Estimativa orçamental da obra 111

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A - Área da secção

A_e - Área da estaca

$a_{máx}$ - Aceleração máxima

A_{ref} - Área de referência

A_s - Área da secção de uma armadura

A1 e A2 - Esforços exercidos pelas ancoragens

B - Largura do maciço

b - Largura da secção

c' - Coesão efectiva do solo

C_{dir} - Factor direccional do vento

C_{forma} - Coeficiente de forma

C_o - Coeficiente orográfico

C_r - Coeficiente de rugosidade

C_{sea} - Factor de época do vento

D - Diâmetro

D_s - Diâmetro da furação da ancoragem

d - Altura útil do maciço

d_{total} - Altura equivalente do tabuleiro

E - Módulo de elasticidade

e - Espessura

E_{cm} - Módulo de elasticidade secante do betão de peso normal

Ep_d - Impulso passivo na face do maciço

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_{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 de uma 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

G_k - Valor característico de uma acção permanente

H - Força horizontal ou altura

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 de uma secção

i_c, i_q, i_γ - Coeficientes correctivos devido à inclinação da carga

K – Matriz de rigidez

K_G - Rigidez geométrica

K_L - Rigidez linear

k_l - Factor de turbulência

K_p - Coeficiente do impulso passivo do solo

k_r - Factor de terreno

k_{sur} - Coeficiente de superfície

L - Comprimento

l_e - Comprimento elástico ou comprimento de encurvadura

L_s - Comprimento de amarração da ancoragem

l_t - Distância entre estacas

M - Matriz de massa ou massa modal da estrutura ou momento flector

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

$N_{rd,e}$ - Valor de cálculo do esforço axial resistente de uma estaca

N_{sd} - Valor de cálculo do esforço axial actuante

P - Força ou pressão actuante no vidro

q - Sobrecarga actuante nas guardas

q' - Valor da tensão efectiva vertical ao nível da base do maciço

Q_k - Valor característico de uma acção variável

qp - Pressão de pico do vento

q_{ult} - Capacidade de carga do terreno

r - Raio de uma secção circular

s_c, s_q, s_γ - Coeficientes correctivos devido à forma da fundação

S_d - Atrito na base do maciço

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 máxima uniforme da ponte

$T_{ancoragem}$ - Força resistente da ancoragem

V - Força vertical ou velocidade

V_b - Velocidade do vento

$V_{b,0}$ - Velocidade de referência do vento

V_{cd} - Termo corrector da teoria de Mörsch

V_m - Velocidade média do vento

V_{sd} - Valor de cálculo do esforço transverso actuante ou valor de cálculo da força vertical actuante

V_{rd} - Valor de cálculo do esforço transverso resistente

V_{wd} - Resistência das armaduras de esforço transverso segundo a teoria de Mörsch

W_k - Pressão dinâmica do vento

x, y, z - Coordenadas

z_0 - Comprimento de rugosidade

$z_{0,II}$ - Comprimento de rugosidade de um terreno de categoria II

Ø' - Ângulo de atrito do solo

$\emptyset_e$ - Diâmetro da estaca

ξ - Coeficiente de amortecimento

Δ - Deslocamento

ΔT - Variação de temperatura

ΔT_{cool} - Variação diferencial de temperatura negativa

ΔT_{heat} - Variação diferencial de temperatura positiva

$\Delta T_{M,heat}$ - Variação diferencial de temperatura positiva para uma superfície de 50mm

$\Delta T_{M,cool}$ - Variação diferencial de temperatura negativa para uma superfície de 50mm

$\Delta T_{N,con}$ - Variação uniforme de temperatura de contracção

$\Delta T_{N,exp}$ - Variação uniforme de temperatura de expansão

α - Coeficiente de dilatação térmica ou ângulo ou coeficiente de participação de Fourier

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

$\sigma_{rd,e}$ - Valor de cálculo da tensão resistente da estaca

σ_{sd} - Valor de cálculo da tensão actuante

$\sigma_{sd,e}$ - Valor de cálculo da tensão actuante na estaca

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

DTU - Documentos Técnicos Unificados

EC - Eurocódigo

ELS - Estado limite de serviço

ELU - Estado limite último

FLC - *Full Locked Coil Strand*

IRS - Injecção repetitiva e selectiva

OBC - *Ontario Bridge Code*

OSS - *Open Spiral Strand*

PVB - Polivinil butiral

RB - Regulamento Britânico

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

SGG - Saint Gobain Glass

TMD - *Tunned Mass Damper*

VD - *Viscous Damper*

1

Introdução

1.1. ÂMBITO DO PROJECTO

As margens do rio Douro são os pontos fortes de lazer e turismo das cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia. Através de uma passagem pedonal, pretende-se garantir a articulação entre estas duas margens. De um lado a Ribeira do Porto, integrada em área classificada como Património Mundial da Humanidade em 1996, e do outro a área do Centro Histórico de Gaia. No seu conjunto, as duas áreas constituem um território de grande sensibilidade paisagística, ao mesmo tempo que se assumem como espaços privilegiados de lazer e animação urbana.

Tendo como base um objectivo estruturante, o de reforçar a conexão entre as faixas ribeirinhas do rio Douro e a relação entre a cidade e o rio, aproveitando a dinamização que nos últimos tempos se tem vindo a instalar nestes territórios, o novo atravessamento servirá, tanto quanto possível, para assegurar e reforçar a continuidade e a coesão urbana de ambos os lados.



Fig.1 – Panorâmica da zona do projecto

Poder-se-ia admitir que esta conexão está assegurada pela ponte Luís I, localizada a Nascente do local em estudo. Embora garanta a amarração física das duas margens num nível mais próximo ao rio, esta ponte não facilita a aproximação das zonas de maior dinâmica urbana. Em primeiro lugar, dada a localização da ponte, é necessário percorrer uma grande distância entre a praça da Ribeira e a praça Sandeman. Para além deste aspecto, o tabuleiro inferior da ponte Luís I é um canal predominantemente destinado ao trânsito automóvel e com grande intensidade de tráfego, não sendo dotado de passeios capazes de proporcionar uma travessia confortável e segura aos seus transeuntes.

Uma nova ponte possibilitaria assim uma aproximação de duas zonas que, autonomamente, se apresentam já com grande capacidade de atracção. A sua ligação em percurso de passeio permitiria um melhor aproveitamento do potencial lúdico do local, assim como o desenvolvimento de novas dinâmicas motivadas pela sua interacção, reforçando as conexões territoriais e tirando partido da sua complementaridade funcional.

A praça da Ribeira, na margem direita, e a praça Sandeman, na margem esquerda, apresentam-se como os espaços de cada uma das margens com melhores condições de acolhimento desse atravessamento, uma vez que preconizam espaços estabilizados de permanência de pessoas a partir dos quais se desenvolvem os diferentes percursos ou circuitos de lazer das respectivas áreas envolventes (de um lado o aglomerado urbano reconhecido como Património Mundial, do outro as Caves do Vinho do Porto de grande divulgação internacional e em vias de classificação).

Distanciadas cerca de 250m e praticamente opostas, estas praças estão também a cotas similares. Do lado Norte existe uma frente-rio contínua, preenchida por edifícios com 4/5 pisos de origem habitacional, e do lado de Gaia, uma frente-rio marcada pelas morfologias urbanas dos grandes armazéns de vinho do Porto, que se desenvolvem numa plataforma inclinada desde a frente do rio até à cota alta da cidade. Nesta organização mais ou menos orgânica é possível diferenciar um eixo urbano praticamente rectilíneo, a rua Cândido dos Reis, antiga rua Direita, via estruturante de ligação entre a cota baixa e a cota alta de Vila Nova de Gaia. Estas duas identidades obrigam a encontrar uma estrutura capaz de se adaptar igualmente às duas extremidades.

O modelo estabelecido para a ponte foi previamente delineado, tratando-se de uma ponte suspensa bastante inovadora. A implantação concreta, o traçado, o perfil e o dimensionamento são as questões a resolver, constituindo assim o âmbito deste projecto.

1.2. AS PONTES DO PORTO

O rio Douro constituiu ao longo dos tempos um obstáculo para as populações do Porto e de Vila Nova de Gaia, sendo a sua travessia uma das necessidades mais sentidas.

A necessidade de comunicar e de praticar a actividade comercial entre as duas populações obrigou à adopção de medidas para ultrapassar o problema, desde a utilização de pequenas embarcações à improvisação de um sistema de passadiços assentes sobre barcaças.

Ponte das Barcas

Este sistema, denominado ponte de barcas, foi utilizado abundantemente pelos Romanos na expansão do seu Império. Estas pontes flutuantes, além de oferecer pouca segurança, obrigando à limitação do tráfego, apresentavam o inconveniente de ser necessário desmontá-las, sempre que surgia a ameaça de cheia, para as salvaguardar da destruição.

A Ponte das Barcas entre Porto e Gaia teve a sua existência no século XIX. Foi inaugurada em 1806, sendo o seu projecto elaborado por Carlos Amarante. Constituída por vinte barcas ligadas por cabos de aço, a ponte podia abrir para dar passagem ao tráfego fluvial, [1].

As fragilidades deste sistema ficaram bem patentes com um dos mais dramáticos acontecimentos da história da cidade portuense, aquando da segunda invasão francesa, em 1809. A população em pânico fugiu para a outra margem utilizando a ponte, mas esta cedeu, perdendo a vida milhares de pessoas.



Fig.2 – Azulejo representativo da Ponte das Barcas

A ponte chegou mesmo a ser reconstruída após a tragédia. No entanto, acabou por ser substituída definitivamente pela Ponte Pênsil em 1843.

A grande dificuldade de construção de uma ponte permanente consistia no facto de até à Revolução Industrial não ter sido possível vencer um vão com a dimensão exigida pelo local. Foi com o conjunto de mudanças tecnológicas da industrialização que surgiu o ferro fundido, tornando-se assim possível a construção de uma solução satisfatória, a Ponte Pênsil.

Ponte D. Maria II (Ponte Pênsil)

Oficialmente designada por Ponte D. Maria II, mas nunca assim conhecida, a Ponte Pênsil foi então a primeira ponte permanente a estabelecer não só uma ligação regular entre a cidade do Porto e Vila Nova de Gaia, mas também a única sobre o rio Douro.

Podendo ser considerada a mais grandiosa obra de engenharia civil realizada na cidade do Porto na primeira metade do século XIX, esta ponte constituiu um expressivo elemento da alteração da paisagem ribeirinha e teve um papel fundamental no desenvolvimento económico do país, conferindo à cidade do Porto um crescimento industrial bastante acentuado.

A localização escolhida para esta ponte foi a zona dos Guindais, no Porto, e o sítio denominado de Penedo, em Vila Nova de Gaia. Uma localização com elevação suficiente para permitir a passagem às embarcações do rio Douro.

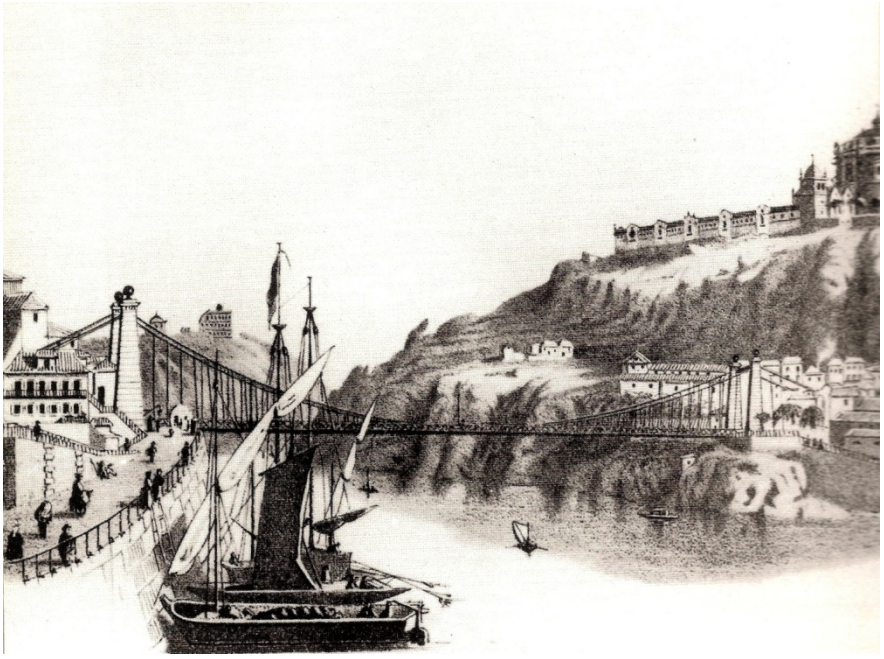


Fig.3 – Imagem da Ponte Pênsil, [1]

Esta ponte, projectada pelos engenheiros Mellet e Bigot, tratava-se de uma ponte suspensa, uma verdadeira inovação para a época. A estrutura apoiava-se, de cada lado, em dois obeliscos de granito de 18m de altura, ligados superiormente por uma lâmina de ferro. Das janelas dos obeliscos pendiam os cabos de suspensão que suportavam um tabuleiro de madeira com 6m de largura ao longo de 150m de vão. O tabuleiro era mantido 10m acima do nível médio das águas, [1].

No entanto, desde muito cedo a ponte inspirou alguma desconfiança devido às oscilações constantes. Este facto foi agravado com os desastres das pontes de tipologia semelhante de Angers e de La Roche-Bernard. Por este motivo, a Ponte Pênsil foi, desde cedo, alvo de um minucioso exame anual.

A impossibilidade de substituir os cabos, a degradação do ferro e o facto de as ancoragens não poderem ser vistoriadas para avaliação da sua resistência impuseram a sua substituição.

A Ponte Pênsil foi desmantelada após a abertura da Ponte Luís I em 1886. Dela restam actualmente os pilares e as ruínas da casa da guarda militar que assegurava a ordem e o regulamento da ponte, assim como a cobrança de portagens para a sua travessia.

Ponte Maria Pia

A construção da rede ferroviária em Portugal, com o intuito de estabelecer ligação entre as duas principais cidades do país, voltou a colocar a questão da travessia do Douro, sendo este um dos principais problemas a ultrapassar.

A linha-férrea que ligaria Porto a Lisboa foi autorizada em 1852, prevendo o estudo da passagem do caminho-de-ferro da margem Sul para a Norte. Inicialmente equacionou-se a hipótese de utilizar “uma ponte volante movida a vapor ou por outros meios convenientes”, uma solução provisória enquanto não fosse construída uma ponte fixa, [1].

Após um estudo bastante moroso do traçado da linha e da obra de arte a adoptar para transpor o rio, tendo mesmo sido necessária a intervenção do Governo, o concurso internacional para a ponte foi por fim aberto em 1875, sendo o seu projecto final aprovado em 1876.

A concepção da obra de arte foi dada à empresa *G. Eiffel et Compagnie*, aquela que oferecia não só o melhor orçamento, como também a melhor solução estrutural, para além de ter sido considerada como a mais bem conseguida esteticamente.

A Ponte Maria Pia, nome em honra de Maria Pia de Sabóia, constitui uma obra de grande beleza arquitectónica. Projectada pelos engenheiros Gustave Eiffel e Théophile Seyrig e construída entre Janeiro de 1876 e Novembro de 1877, foi a primeira ponte ferroviária a unir as duas margens do rio Douro.



Fig.4 – Ponte Maria Pia

A ponte é constituída por um arco biarticulado de 160m de corda e 43m de flecha, que suporta um tabuleiro ferroviário de 353m através de pilares em treliça, a uma altura de 61m sobre o rio Douro.

Esta obra introduziu o método das forças na análise estrutural, constituindo assim um marco fundamental para o desenvolvimento da engenharia civil a nível mundial, sendo mesmo reconhecida pela *American Society of Civil Engineers*, que lhe atribuiu a prestigiada designação de *International Civil Engineering Landmark*.

Ainda assim, a ponte era apenas dotada de uma linha, o que obrigava não só à passagem alternada de composições, como também obrigava a que estas circulassem a uma velocidade inferior a 20 km/h e com cargas limitadas.

No último quartel do século XX tornou-se evidente que a ponte Maria Pia já não respondia satisfatoriamente às necessidades, o que levou à cessação dos seus serviços, passando estes para a Ponte de São João em 1991, ou seja 114 anos após o início da sua utilização.

Embora a obra possua, indubitavelmente, uma enorme riqueza, tal não tem impedido a sua degradação ano após ano, não lhe tendo ainda sido atribuída qualquer utilização prática para o futuro.

Ponte Luís I

Como foi referido anteriormente, apesar da sua importância para o desenvolvimento das comunicações entre as duas margens do rio, a Ponte Pênsil desde muito cedo levantou dúvidas sobre a sua segurança. Além de que, com a progressão do comércio e o aumento exponencial do número de fábricas, surgiu um crescimento do tráfego para Gaia e Lisboa, para o qual a Ponte Pênsil não estava capacitada.

A 17 de Fevereiro de 1876 a Câmara Municipal do Porto solicitou ao Governo a urgente substituição da Ponte Pênsil.

Em Agosto de 1880 foi publicada uma portaria com o programa para a abertura do concurso referente à construção da nova ponte, um concurso preparado com um cuidado especial quanto às funcionalidades desejadas, mas permitindo a liberdade absoluta quanto à solução estrutural.

Deste concurso saiu vencedora a proposta da empresa belga *Société de Willebroeck*, com um projecto do engenheiro Teófilo Seyrig, que já fora autor da concepção e chefe da equipa de projecto da Ponte Maria Pia, [1].



Fig.5 – Ponte Luís I

A ponte Luís I é uma ponte metálica com dois tabuleiros, o superior de 392m, à cota 62m, e o inferior de 174m, à cota 12m, previstos inicialmente para circulação rodoviária. Do tabuleiro superior descem quatro pendurais de cada lado, ligados ao arco e terminados no tabuleiro inferior. O arco da ponte tem 172m de corda e 44,6m de flecha. Os encontros do arco, em cantaria, dão apoio aos pilares que suportam o tabuleiro superior.

A ponte Luís I mantém-se ao serviço de uma forma ininterrupta desde a sua inauguração, sendo actualmente, em conjunto com a Torre dos Clérigos, o ex-líbris da cidade do Porto.

No âmbito do projecto do Metropolitano do Porto, o tabuleiro superior passou, muito recentemente, a ser utilizado exclusivamente pelo metro e por peões, tendo sido deslocada a passagem rodoviária para montante, por intermédio da construção de uma nova ponte, a Ponte do Infante.

Ponte da Arrábida

Em meados da década de quarenta do século XX a circulação efectuada na Ponte Luís I começou a ser realizada com muita dificuldade devido à intensificação do tráfego rodoviário. Motivada sobretudo pela expansão demográfica do distrito do Porto e do Concelho de Vila Nova de Gaia, esta circulação crescente tornou patente a insuficiência desta ponte para escoar todo o tráfego.

Em Março de 1952 a Junta Autónoma de Estradas adjudicou ao Prof. Edgar Cardoso a elaboração de anteprojectos para uma ponte rodoviária que unisse os planaltos do Candal, em Vila Nova de Gaia, e da Arrábida, no Porto. Este apresentou cinco soluções de materiais distintos, nomeadamente, betão armado, betão pré-esforçado, alvenaria regular, metálica suspensa e em arco.

A solução escolhida acabou por ser a baseada num arco de betão armado, sendo o projecto definitivo entregue em Agosto de 1955.

As obras tiveram início em 1956 e terminaram em 1963, sendo betonado pela primeira vez no mundo um arco de tão grandes dimensões sobre um cimbre metálico de vão único, e forçosamente muito deformável, [1].



Fig.6 – Ponte da Arrábida

A ponte ostenta um tabuleiro com uma largura total de 26,5m e um comprimento de 614,6m, sendo a altura da rasante nos encontros de 68m.

O arco, formado por duas "costelas", possui uma corda teórica de 270m e uma flecha de 52m, tendo uma espessura variável de 4,5m nas bases e 3m na zona do fecho. Cada "costela" do arco forma um caixão bicelular com a largura de 8m, sendo ambas ligadas solidamente entre si através de um contraventamento reticulado.

Inicialmente a ponte dispunha de quatro elevadores para que os peões pudessem vencer a altura de 70m do rio ao tabuleiro, facilitando em muito a travessia pedonal. O tabuleiro, por sua vez, era composto por duas faixas de rodagem com 8 m cada, separadas por uma faixa sobrelevada de 2 m de largura, duas pistas para ciclistas com 1,70 m cada e dois passeios sobrelevados de 1,50 m de largura.

Actualmente o seu uso é quase exclusivamente rodoviário, sendo o tabuleiro ocupado por duas faixas de rodagem, cada uma com três vias de 3,10m.

Ponte de S. João

A necessidade de uma nova ponte surgiu devido à insuficiência das infra-estruturas existentes para garantir a ligação ferroviária do Porto com o Sul do país. A capacidade de circulação proporcionada pela Ponte Maria Pia revelava-se insuficiente para assegurar as solicitações correntes.

A partir de 1945 começou a ser equacionada a possibilidade de construir uma nova ponte na localização posteriormente adoptada para a Ponte da Arrábida, que servisse quer o tráfego rodoviário, quer o ferroviário. No entanto, no início dos anos cinquenta foi decidida a construção de uma ponte unicamente rodoviária neste local e outra, ferroviária, mais a montante.

Em 1963, após a construção da Ponte da Arrábida, a Companhia de Caminhos de Ferros Portugueses convidou o Prof. Edgar Cardoso a elaborar um primeiro anteprojecto para esta nova ponte, localizada vinte e oito metros a montante da Ponte Maria Pia. Esta nova solução contemplava um arco metálico e o reaproveitamento do cimbre metálico usado na Ponte da Arrábida. Todavia, o Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes (CSOPT), atendendo à proximidade da ponte a ser substituída e à necessidade de melhorar a estética da solução proposta, recomendou um concurso que conferisse a liberdade de utilização ou não do cimbre da Ponte da Arrábida, assim como a de seguir o anteprojecto do Prof. Edgar Cardoso. O concurso teve um desfecho problemático, na medida em que uma solução foi acusada de plágio, prolongando o seu desenrolamento e terminando mesmo na sua anulação em Outubro de 1978.

Após a obra ter sido considerada imprescindível, em 1983 o ministro da Habitação, Obras Públicas e Transportes determinou que a solução a pôr em concurso fosse a de pórtico múltiplo de betão armado pré-esforçado. A construção da Ponte S. João viria a demorar o dobro do inicialmente previsto, em grande parte devido ao facto do Prof. Edgar Cardoso não ter preparado de início nenhum projecto completo de execução, sendo o projecto elaborado à medida que decorria a construção da ponte e o seu autor testava diversas opções. Foi por fim inaugurada a 24 de Junho de 1991, dia de S. João, Santo Padroeiro da cidade do Porto, [1].

A Ponte de S. João localiza-se a 180m da Ponte Maria Pia. Constituída por um pórtico múltiplo contínuo de pilares verticais e com a extensão de 500m, a ponte tem três vãos, de 125m, 250m e 125m, apoiados em dois grandes pilares fundados no leito do rio junto a cada uma das margens. O vão central, de 250m, constitui ainda hoje um recorde mundial para pontes ferroviárias deste tipo.



Fig.7 - Ponte de S. João

Os pilares apresentam uma secção variável da base até ao topo. Na base a secção é tubular com 12m de diâmetro exterior e 10m de diâmetro interior. No topo a secção é rectangular de cantos arredondados com as dimensões exteriores de 6,5m x 5m.

O tabuleiro da ponte encontra-se à cota 66m, sendo constituído por um caixão bicelular de secção trapezoidal com uma altura total variável entre os 12m sobre os pilares principais e os 6m, quer na secção central, quer sobre os pilares de transição para os viadutos.

Os viadutos laterais perfazem um total de 528,8m de extensão, sendo o do lado Norte de 170m e o do lado Sul de 358,8m. Os vãos dos viadutos são de 60m, sendo complementados do lado do Porto com um vão de 50m e do lado de Gaia com um vão de 58,8m.

Ponte do Freixo

Em meados dos anos sessenta, estudos realizados pelos órgãos municipais das duas autarquias envolvidas previam já a necessidade de uma nova transposição rodoviária do rio Douro a cerca de 700m a montante da Ponte Maria Pia.

No início dos anos setenta acentuou-se a polémica em torno da localização da nova travessia e da articulação com as pontes e a rede viária existente. Surgiram várias hipóteses, quer de localizações distintas, quer de reforço das pontes existentes.

O problema tomou uma morosidade acentuada até que em 1985 foi publicado o anúncio de pré-qualificação para a elaboração do projecto da nova ponte rodoviária sobre o rio Douro na zona do Freixo, assim como dos seus acessos e ligações complementares.

O concurso público internacional no âmbito da CEE teve lugar em 1992, sendo a obra adjudicada no mesmo ano. A abertura ao tráfego deu-se em Setembro de 1995.

A solução encontrada pelo Prof. António Reis e pelo Eng.º Daniel de Sousa para a obra de arte foi condicionada pelas características do traçado que obrigavam ao atravessamento do Douro a uma cota baixa, pela localização num troço do rio em que este é bem mais largo que o habitual, pela localização do canal de navegação, pela necessidade da ponte integrar oito vias de tráfego, pela inserção na densa malha urbana, pelas condições geológico-geotécnicas e os elevados caudais de cheia de projecto, assim como pelo prazo pretendido para a sua execução, [1].



Fig.8 – Ponte do Freixo

A Ponte do Freixo ostenta um tabuleiro constituído por dois caixões unicelulares independentes de secção trapezoidal com 18m de largura, que perfazem uma largura total de 36m. Estes têm uma altura variável entre os 2,5m a meio vão do tramo da extremidade Norte e um máximo de 7,5m na ligação aos pilares principais. A inclinação das almas é variável para reduzir a largura do banzo inferior, que se mantém assim constante nos tramos de altura variável. Os caixões são pré-esforçados no sentido longitudinal e no sentido transversal na laje do tabuleiro e verticalmente nas almas das secções junto dos apoios do maior vão, o que permitiu reduzir a sua espessura e o peso das aduelas de arranque.

Os vãos apresentam valores distintos, nomeadamente, da margem direita para a esquerda, 52,5m, 72,5m, 115m, 150m, 115m, 72,5m, 72,5m, 55m, perfazendo assim um total de 705m. Com esta distribuição, apenas dois dos pilares se localizam na zona mais profunda do rio.

Os três conjuntos de pilares mais centrais encontram-se ligados monoliticamente com o tabuleiro, enquanto que os restantes suportam aparelhos de apoio de "neoprene-teflon". Em cada secção de apoio existe um conjunto de dois pilares, um por cada caixão.

Ponte do Infante

A mais recente ponte do Porto surgiu no âmbito da substituição do tabuleiro superior da Ponte Luís I, que deixou de ser de utilização rodoviária para dar lugar ao metropolitano.

O Concurso Público Internacional para a Concepção e Construção foi lançado em Maio de 1997, tendo sido encontrada uma proposta vencedora em Março de 1998.

Inaugurada a 30 de Março de 2003, a Ponte do Infante, assim baptizada em memória do portuense Infante D. Henrique, liga a Alameda das Fontainhas no Porto à escarpa da serra do Pilar em Gaia.

A solução vencedora, cujo projectista foi o Eng.º José Ordóñez, corresponde a uma obra de identidade muito própria que pode ser descrita como sóbria e transparente, constituindo uma marca indelével do avanço técnico da nossa época.

Toda a estrutura é composta por elementos planos e sem ornamentos adicionais, resultando assim numa obra em que cada elemento preenche um papel funcional e estrutural.



Fig.9 – Ponte do Infante

Apresentando uma solução de arco "tipo Maillart[1]", a Ponte do Infante tem uma extensão total de 371m, sendo constituída por um arco laminar invulgarmente abatido, 280m de corda e com uma flecha de 25m, que contrasta com a elevada rigidez do tabuleiro. Este é de secção em caixão com uma altura constante de 4,5m e uma largura de 20m e está apoiado em pilares afastados de 35m.

O arco laminar, de perfil poligonal, tem uma espessura de 1,5m e uma largura que varia entre os 20m nos encontros e 10m, ao longo de 70m da zona central.

A relação entre o vão e a flecha do arco constitui mais um recorde mundial para a cidade do Porto, ou seja, entra-se em domínios nunca antes atingidos em pontes desta tipologia, consideradas pelos especialistas mundiais como as mais esbeltas.

[1] Robert Maillart foi um engenheiro suíço que revolucionou a Engenharia Civil através das suas pontes em arco de betão armado caracterizadas por um traçado abatido.

A sua utilização rodoviária processa-se em duas faixas de rodagem de duas vias, tendo cada uma cerca de 3,25m. A segurança da circulação é assegurada por um separador central com 1m de largura entre os dois sentidos.

1.3. PONTES SUSPENSAS

As pontes suspensas começaram por se desenvolver nas regiões de clima quente, nomeadamente, na China, na Índia, em África e na América do Sul. A sua aparição remonta à antiguidade, através da utilização de cordas de fibras naturais, constituindo inicialmente sistemas de uma só corda que sustentava uma cesta onde o passageiro era transportado, evoluindo até à forma de pontes suspensas.

A era das pontes suspensas primitivas foi iniciada em 1617, a partir da apresentação de um projecto de Faustus Verantius para uma ponte em Veneza. No entanto, as primeiras pontes suspensas devem-se ao americano J. Finley, já em 1796.

A substituição das cordas de fibras naturais por cabos de aço correspondeu à fase posterior dos passadiços primitivos.

Com a Revolução Industrial e consequente desenvolvimento tecnológico desenvolveram-se novos sistemas de armações em ferro-forjado, assim como novos métodos de fabrico do aço, possuidor de uma força de tensão superior.

Foi então nesta época, século XIX, que as pontes suspensas modernas fizeram a sua aparição, inicialmente com o uso de correntes metálicas e posteriormente utilizando fios de aço entrelaçados, permitindo vencer vãos cada vez maiores.

As primeiras grandes pontes suspensas foram construídas na Grã-Bretanha e em França, ainda no século XIX. Estas pontes eram caracterizadas especialmente pelas suas torres volumosas e pela estrutura de suspensão filiforme.

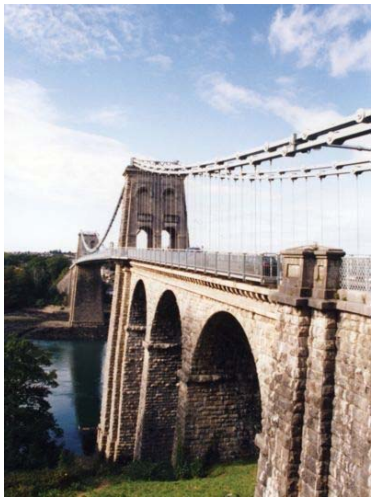




Fig.10 e Fig.11 – Ponte sobre o estreito de Menai, [2]

Em 1826 foi construída uma ponte suspensa sobre o estreito de Menai, no País de Gales. Esta ponte, da autoria do inglês Thomas Telford, alcançou o recorde de vão deste tipo de pontes, uma distância de 177m, ultrapassando os 137m da ponte inglesa de Tweed.

Em Portugal, a primeira ponte suspensa a surgir foi a denominada "Ponte Pênsil do Porto", referida na secção anterior.

No século XX, este tipo de pontes foi alvo de uma expansão bastante significativa no que respeita ao comprimento do vão. Nos Estados Unidos da América são construídas duas pontes suspensas de grande vão, nomeadamente, a ponte George Washington e a ponte Golden Gate, com distâncias entre as torres principais de 1067m e 1280m, respectivamente.




Fig.12 e Fig.13 – Pontes George Washington e Golden Gate, [3]

As primeiras pontes suspensas eram então caracterizadas por uma robustez acentuada. O funcionamento destes sistemas assemelha-se a um arco invertido, formado pelos cabos, que resistem à tracção, transmitindo esforços de compressão às torres que os suportam, que necessitam de uma rigidez considerável para resistir ao efeito dinâmico do vento. Em pontes suspensas de grande vão a sobrecarga é quase desprezável, comparativamente com o peso próprio da estrutura, o que permite que a viga de rigidez do tabuleiro possa tomar uma esbelteza considerável, pois apenas necessita de resistir às flexões produzidas pelas possíveis desigualdades de esforços provocados pelas sobrecargas.

No entanto, não são apenas as torres que necessitam de resistir ao efeito dinâmico do vento. A 7 de Novembro de 1940 ocorreu o mais celebre acidente da história das pontes suspensas com a esbelta ponte de Tacoma, nos Estados Unidos da América, que colapsou devido a fenómenos de instabilidade aerodinâmicos provocados pela acção de um vento de apenas 60km/h.




Fig.14 e Fig.15 – Imagens da instabilidade ocorrida no acidente de Tacoma, [3]

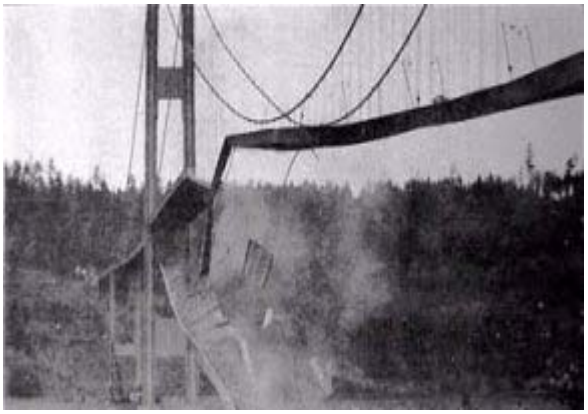
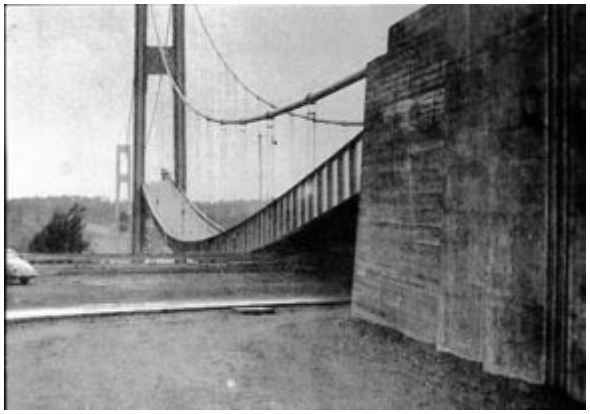



Fig.16 e Fig.17 – Imagens do colapso da Ponte de Tacoma, [3]

Após esta ocorrência, os fenómenos de instabilidade aerodinâmica começaram a ser alvo de atenção por parte dos engenheiros, começando a ser adoptadas novas medidas na concepção deste tipo de pontes a fim de melhorar comportamento dinâmico da estrutura, nomeadamente, a utilização de tabuleiros de forma aerodinâmica, dotados de maior rigidez torsional e suspensos por pendurais inclinados.

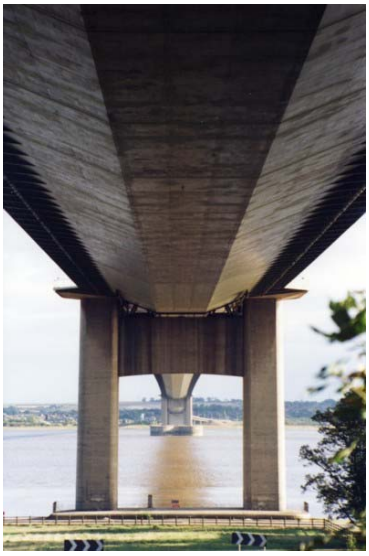



Fig.18 e Fig.19 – Humber Bridge, [3] e [2]

Em 1981, na concepção da "Humber Bridge", a maior ponte suspensa do mundo na data da sua construção com um vão principal de 1410m, estas medidas já foram adoptadas.

Em Portugal, é em Lisboa que surge a ponte suspensa de maior relevo do país, mantendo-se como tal até aos dias de hoje, a ponte "25 de Abril". Inaugurada em 1966, esta ponte superou, aquando da sua construção, a ponte suspensa de maior vão da Europa, a ponte escocesa de "Firth of Forth".

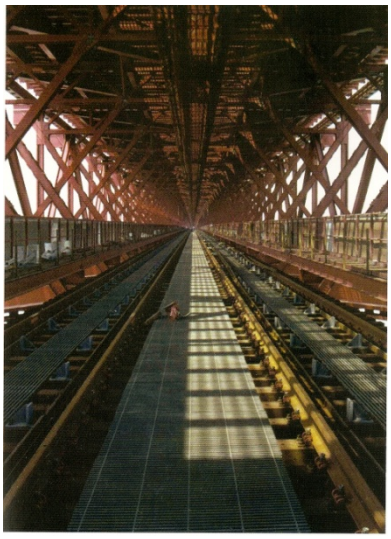



Fig.20 e Fig.21 – Ponte 25 de Abril, [3] e [4]

A ponte sobre o Tejo vence um vão central de 1013m, utilizando torres cuja altura acima do nível médio das águas é de 190,5m. Destas torres descem os cabos principais com 58,6cm de diâmetro, que mantêm o tabuleiro com um gabarito de 70m.

Actualmente, a detentora de recordes mundiais é a Ponte Akashi-Kaikyo, concluída em 1998 no Japão. Esta ponte possui 3911m de comprimento total, distribuídos por três vãos, tendo o principal 1991m (inicialmente este media 1990m, mas devido ao sismo Kobe o seu comprimento extendeu-se, sem problemas significativos no seu funcionamento). A treliça que constitui a viga do tabuleiro possui uma altura de 14m.



Fig.22 – Ponte de Akashi-Kaikyo, [3]

Para além de possuir o vão mais extenso, esta ponte é também a mais alta, medindo as suas torres 282,8m acima do nível do mar; é também a mais cara construída até à data (3,4 mil milhões de euros).

No que respeita a pontes suspensas, tendo em conta a particularidade do modelo adoptado para o projecto a desenvolver, resta referir a única ponte conhecida cuja ideologia da estrutura é semelhante. Trata-se de uma ponte pedonal existente na Alemanha, na cidade de Estugarda, mais concretamente em Kochenhof. Projectada pela empresa *Schlaich Bergermann und Partner*, esta ponte suspensa apresenta a particularidade de só possuir pilares num dos seus lados. No que respeita ao comportamento estrutural, esta obra de arte não só apresenta cabos superiores a suportar o tabuleiro, como também possui cabos inferiores que contribuem para o controlo do comportamento dinâmico da mesma, permitindo assim uma esbelteza acentuada do tabuleiro. Esta ponte vence um vão de 42,5m, tendo o seu tabuleiro uma largura constante de 3m e uma espessura de apenas 13cm. Esta esbelteza é proporcionada pela, já referida, existência dos cabos inferiores.







Fig.23, 24 e 25 – Ponte suspensa de Kochenhof, [2]

2

Descrição geral do projecto

2.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

Tal como foi indicado no capítulo 1, neste projecto é proposta a conexão entre a praça da Ribeira, no Porto, e a praça "Sandeman", em Vila Nova de Gaia. Localizadas nas frentes ribeirinhas das respectivas cidades, estas praças constituem locais notáveis, repletos de história e beleza.

A existência da Praça da Ribeira remonta a um período anterior ao século XIV, sendo já mencionada em cartas régias em 1389. Situada no centro da cidade antiga, desempenhava um papel essencial para o desenvolvimento comercial da Cidade do Porto, tendo mesmo sido o centro desta actividade até ao início do século XIX, quando foi substituída nestas funções pela Praça Nova.



Fig.26 – Praça da Ribeira

Entre 1776 e 1784, a praça foi alvo de um programa de remodelação que se propunha a conferir-lhe não só um cariz monumental, mas também estabelecer uma ligação com a Rua de S. João e desta com

o Largo de S. Domingos, Rua das Flores e por fim a Rua do Almada, permitindo assim o escoamento dos produtos que lá chegavam oriundos de outras paragens e a deslocação fácil dos habitantes.

Embora o programa idealizado inicialmente tenha sido completamente desvirtuado, o espírito de remodelação permaneceu e surgiu a monumental Fonte da Praça da Ribeira, estrutura arquitectónica adoçada à parede da casa fronteira ao rio, com uma altura equivalente a três andares. Iniciada antes de 1784, estava concluída em 1786, sendo John Whitehead, muito provavelmente, o autor da sua planta. Esta fonte veio substituir um chafariz do séc. XVII que existiu na praça. Hoje, novamente construído no seu local de origem, o chafariz alberga uma peça escultórica da autoria de José Rodrigues, conhecida por "Cubo da Ribeira".

Repleta de história, tanto nas praças mais luminosas como nas vielas mais escuras, toda esta zona se encontra repleta de ruelas, casas encavalitadas colina acima, largos minúsculos com fontanários e alminhas com santos ausentes que nos conferem uma visão próxima do passado.

Actualmente a praça da Ribeira, também apelidada de “praça do Cubo” devido à escultura referida anteriormente, constitui um lugar de referência para quem visita a cidade. Além de ponto de atracção turística, é também um importante espaço social, dispondo o local de variados espaços de animação nocturna.

Passando para a outra margem, surge virada para o rio, no centro histórico de Vila Nova de Gaia a praça Sandeman, com o nome oficial de Largo Miguel Bombarda.



Fig.27 – Praça Sandeman

Esta praça adquiriu este novo nome por albergar o museu ligado à história e produção de vinho do Porto da casa Sandeman & Cª., SA. Este museu, o único do género em Portugal, alberga um tesouro de artefactos coleccionados por várias gerações, que segue tanto a história como a tradição da Casa Sandeman durante os últimos séculos.

O concelho de Gaia possui referências históricas de uma riqueza singular, sendo as suas caves em parceria com os barcos rabelos a sua imagem de marca e um dos ex-líbris da "cidade do Porto". Durante séculos os barcos rabelos traziam o vinho do Porto do Alto Douro, desembarcando na zona ribeirinha gaiense. Hoje em dia esse percurso é recriado para fins turísticos.

A zona actualmente encontra-se em remodelação, estando prevista a criação de um Centro Multimédia a fim de promover uma imagem moderna e inovadora da empresa *Gran Cruz Porto*.

Intrinsecamente ligado ao vinho do Porto, este local de grande qualidade paisagística apresenta-se como um espaço privilegiado para despender algum tempo a contemplar a envolvente.

2.2. CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES DO LOCAL

Nesta secção são abordadas as características de ordem topográfica, geológica, hidrológica e urbana dos locais correspondentes à implantação da ponte.

Características de ordem topográfica

Relativamente à topografia, pretende-se que a estrutura a projectar alcance a cota do tabuleiro inferior da ponte Luís I e se mantenha com um valor igual ou superior a esta ao longo de uma distância considerável para permitir a passagem pelo local de embarcações de grande porte, mantendo assim as características de navegabilidade actual do rio Douro.

Através das Câmaras Municipais do Porto e de Vila Nova de Gaia e do site do Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos foram obtidos elementos topográficos necessários à caracterização do local. Este último refere que o banzo inferior da ponte Luís I se situa à cota 11,8m, confirmando o que se poderia depreender das referências topografias fornecidas pelos municípios. As marginais em questão apresentam cotas de 4,5m e 3,9m, sendo a primeira referente à praça da Ribeira e a segunda à praça Sandeman. Existe assim uma elevação máxima de 7,9m a vencer. As plantas com as cotas altimétricas dos locais podem ser encontradas no anexo A1.

Características de ordem geológica

A nível do subsolo, apenas foi possível recolher informações relativas à margem do Porto. Estas informações são no entanto muito limitadas, pois tratam-se de registos baseados em sondagens realizadas em torno do hotel Pestana, na década de 80.

Obviamente que a tratar-se de um projecto de carácter profissional seria necessário recorrer a vários ensaios nos locais de implantação e a levantamentos rigorosos, para aí garantir uma caracterização precisa do subsolo.

No entanto, as informações obtidas confirmaram a existência do rio da Vila, um afluente entubado do rio Douro, que desce a rua de S. João, atravessando a praça da Ribeira, o que condiciona bastante qualquer construção que se pretenda fundar nas imediações do traçado do referido rio.

No anexo A2 encontram-se os valores obtidos para as sondagens efectuadas nas proximidades do local de implantação e as Cartas de Zonamento Geotécnico e de Geomorfologia.

Características de ordem hidrológica

Por intermédio do contacto estabelecido com a Sociedade de Reabilitação Urbana da Câmara Municipal do Porto, no âmbito do plano Porto Vivo, foram obtidos dados relativos às profundidades do rio Douro, assim como a localização do canal de navegação na zona em que o projecto se insere.

Unindo as duas marginais por uma linha, verifica-se que esta intersecta os limites do canal de navegação a 45m da margem Norte e a 145m da margem Sul, apresentando este uma largura de 60m. É também de realçar que ao longo da linha, à excepção das imediações das margens, não existem grandes variações de profundidade, sendo 8m a profundidade média.

A carta referente à componente hidrológica do local encontra-se reproduzida no anexo A3.

Características de ordem urbana

Por último, perspectivando a função da ponte e o tipo e frequência de uso, interessa também conhecer os eventos sociais que habitualmente se realizam no local e avaliar o seu impacto funcional, podendo estes vir a condicionar o projecto da obra de arte que se pretende desenvolver. Embora nas duas margens do rio a densidade de pessoas no espaço público não seja muito elevada, existem certos eventos, em determinadas épocas festivas, que invertem completamente esta tendência, podendo mesmo haver uma superlotação do local. A título exemplificativo pode-se referir a afluência ao local na noite de S. João, que marca presença todos os anos de 23 para 24 de Junho e as mais recentes corridas aéreas, designadas de "Red Bull Air Race", que registaram uma assistência de 600 mil espectadores.

2.3. IMPLANTAÇÃO DA PONTE

A implantação a adoptar para a ponte necessita de especial atenção, quer em planta, quer em perfil. No que respeita ao primeiro aspecto, a primeira opção a considerar, seria logicamente ligar directamente as duas praças. Todavia esta opção não seria muito viável no que respeita ao espaço disponível na margem portuense. O espaço existente revela-se insuficiente para colocar os cabos de amarração dos pilares, bem como um acesso ao tabuleiro da ponte.

A existência de rampas de acesso em ambas as margens é algo que se torna evidente quando se pretende que o tabuleiro da estrutura alcance a cota do tabuleiro inferior da ponte Luís I, uma vez que a inclinação máxima do tabuleiro é limitada por lei.

Para além desta escassez de área, existe ainda a problemática do rio entubado que passa na praça da Ribeira, reduzindo bastante a qualidade dos solos do local. Em ambos os lados existiria ainda o problema de se estar a colocar uma estrutura de porte considerável, a condicionar a vista que ambas as praças têm para o rio.

Após serem equacionadas várias alternativas para o alinhamento da ponte, conforme os esboços no anexo A4, foi adoptado o traçado representado na figura 28.



Fig.28 – Traçado sugerido para a nova ponte entre a praça da Ribeira (A) e a praça Sandeman (B)

A solução proposta consiste em partir da praça da Ribeira com uma rampa de acesso que se prolonga ao longo de cerca de 65m até ao Cais da Estiva, através da qual se ganha a altura necessária para lançar o tabuleiro até à outra margem, tomando uma direcção praticamente paralela à da ponte Luís I.

O alinhamento intersecta a margem do lado de Gaia ligeiramente a Poente da praça Sandeman, no enfiamento da rua Cândido dos Reis, de modo a não condicionar a maravilhosa vista panorâmica que se possui desta praça para a cidade do Porto e para a ponte Luís I.

Esta solução permitiria também utilizar o espaço do Cais da Estiva para as fundações dos pilares e ancoragens dos cabos da ponte, sem ser necessário recorrer a grandes tratamentos da margem portuense. Não obstante, esta solução apresenta um grande vão, 240m, intersectando o canal de navegação a cerca de 40metros da margem do Porto e a cerca de 140m da margem de Gaia.

Inicialmente ainda foi considerada a hipótese de criação de umas "ilhas artificiais", que permitissem a redução do vão, mas as correntes existentes no Rio assim como a redução da navegabilidade do mesmo apresentaram-se como aspectos condicionantes para o abandono desta ideia.

Tendo em conta o que foi referido na secção 2.2 relativamente ao canal de navegação e às profundidades do rio, considerou-se suficiente garantir um troço de 60m de tabuleiro, na parte central do rio, acima de uma cota de 12,5m (conferindo uma margem para os cabos inferiores). Pretendendo

atingir tal valor, sem cometer excessos na altura total e respeitando a inclinação máxima legal[2] de 6%, duas hipóteses distintas foram consideradas.

A primeira hipótese correspondeu ao desenho de um traçado assimétrico, em que o tabuleiro ganha 4m no margem do Porto antes de partir com uma inclinação constante de 6% até atingir uma altura de 12,5m. Na outra margem, adoptou-se um procedimento idêntico sendo a altura ganha ainda em terra de 2,5m. A transição entre as duas rectas seria garantida por um arco de raio 618m, perfazendo uma distância de 74m acima de 12,5m.

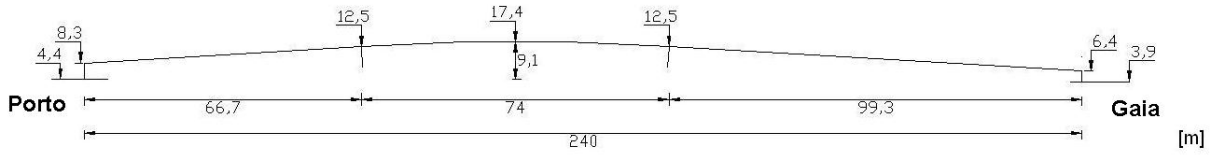


Fig.29 – Esquema do traçado do tabuleiro – hipótese 1

A segunda hipótese, solução adoptada, consistiu numa solução simétrica, recorrendo a um aterro do lado de V.N. de Gaia que, além de permitir a redução do vão a ultrapassar, cria um espaço lúdico sobre o rio, como será posteriormente descrito. Nesta solução o tabuleiro desenvolve-se do lado do Porto a partir da cota 8,3m (3,8m acima da cota da plataforma existente), subindo até à cota 12,5m com uma inclinação constante. Do outro lado do rio, o tabuleiro parte da cota 8,3m, mas agora 4,4m acima da plataforma a construir. Deste ponto é lançado com inclinação constante de 6% até à cota 12,5m. À semelhança da primeira hipótese a transição entre os dois segmentos rectos seria garantida por um arco, este de raio 668m.

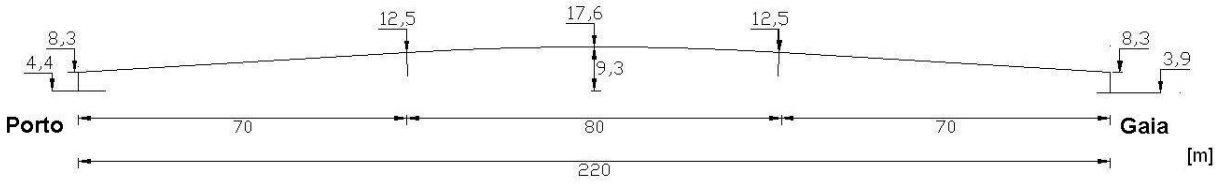


Fig.30 – Esquema do traçado do tabuleiro – hipótese 2 (solução adoptada)

2.4. CONCEPÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA

O sistema estrutural adoptado no projecto foi previamente definido, constituindo um sistema inspirado no trabalho realizado sobre a "Reconstrução da Ponte Pênsil", projecto vencedor do Prémio Secil Universidades 2006.

Tratando-se de uma ponte suspensa, este sistema é inovador. Não dispõe apenas de cabos superiores a suportar o tabuleiro, à semelhança da generalidade das pontes suspensas, como também possui cabos inferiores que formam parábolas de sentido oposto às formadas pelos cabos superiores. Desta configuração resulta um sistema em que os cabos trabalham em sentidos opostos, traccionando toda a estrutura. A estrutura aumenta assim a rigidez e melhora o seu comportamento dinâmico à medida que o nível de pré-esforço aumenta nos cabos, permitindo a adopção de espessuras reduzidas para o tabuleiro.

[2] Decreto-Lei nº163/2006 de 8 de Agosto, [5]

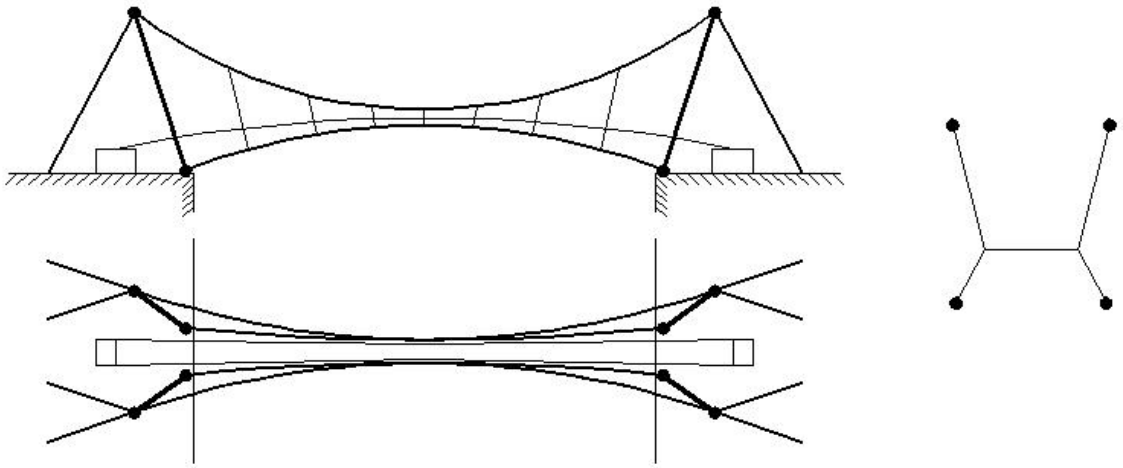


Fig.31 – Esquema do sistema estrutural

No que respeita à funcionalidade do tabuleiro da ponte pedonal, este exige uma largura suficiente para possibilitar uma travessia confortável aos peões que o utilizam, prevendo o cruzamento dos mesmos e a existência de guardas. Tendo em conta o local de implantação, foi considerado suficiente uma estrutura em grelha metálica que conferisse uma largura útil ao tabuleiro de 4m a meio vão e de 5m nas extremidades. O tabuleiro, de forma arqueada, como foi descrito na secção 2.3, apresenta uma extensão considerável, 220m.

A ponderação dos efeitos da variação de temperatura e consequentes tensões induzidas por esta conduziu à utilização de apoios que restringem as extremidades do tabuleiro nas direcções vertical e transversal. A fim de contrariar os possíveis deslocamentos longitudinais instantâneos devido a forças impulsivas, consideraram-se amortecedores a óleo nas extremidades do tabuleiro, que apenas lhe permitem deslocamentos diferidos na direcção longitudinal.

Os apoios dos pilares foram considerados de três graus de liberdade, sendo restringidas apenas as translações. Os esforços elevados nos cabos superiores desencorajam a consideração de pilares encastrados na base. Para contrariar estes esforços recorre-se a cabos exteriores, que ligam o topo dos pilares à margem. A utilização destes cabos revela-se vantajosa quando se permite rotações na base dos pilares, pois praticamente anula os momentos a transmitir às fundações.

A acessibilidade ao tabuleiro é outro aspecto importante a considerar. A funcionalidade e localização dos acessos ao tabuleiro foram estudadas cuidadosamente, como se pode observar nos esboços presentes no anexo A4. A principal questão concepcional concerne à necessidade de enquadrar nos locais de implantação rampas de acesso com uma dimensão necessária para vencer alturas de 4,4m, na margem do Porto, e 3,9m, na margem de Gaia, sem recorrer a inclinações superiores a 6%.

O espaço envolvente da praça da Ribeira apresenta-se reduzido. A solução mais viável para o acesso ao tabuleiro foi a colocação de uma rampa saindo do cais da Ribeira para o cais da Estiva, que não restringe o acesso ao rio, ver figura 32. No entanto, motivos funcionais levaram a que este não fosse o único acesso ao tabuleiro na margem direita do rio Douro, tendo-se considerado um acesso em escada em pleno cais da Estiva. Este acesso serve não só os peões provenientes da praça da Ribeira, como também os provenientes do largo do Terreiro, não forçando estes a deslocar-se ao cais da Ribeira.

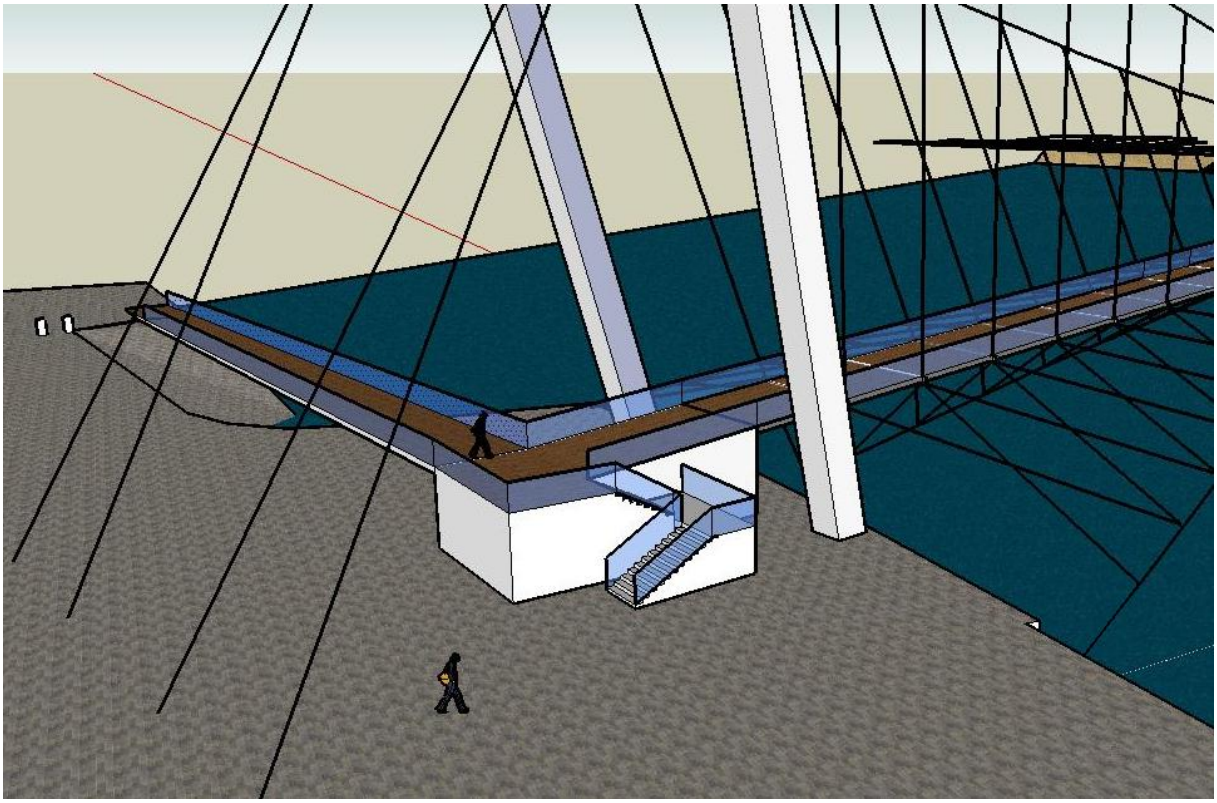


Fig.32 – Acesso ao tabuleiro do lado do Porto

O espaço da margem Sul não se apresenta tão condicionado, devido à larga esplanada que lá existe entre a rua de Leote do Rego e o rio. Este espaço torna-se ainda maior ao considerar um ligeiro aterro adicional sobre o rio, como é proposto. Tendo em conta a maior animação existente na zona do cais de Gaia, assim como a existência da ponte Luís I para montante, considerou-se que a rampa existente deveria pender para jusante. O acesso em escada aproveita o facto de toda a estrutura de acesso se encontrar sobre solo firme para criar uma escadaria cuja função apresenta duas vertentes. Uma de acesso directo ao tabuleiro da ponte, garantida através dos degraus mais pequenos, e outra que permite a criação de um espaço de lazer para o público, através da consideração de degraus tipo bancada.

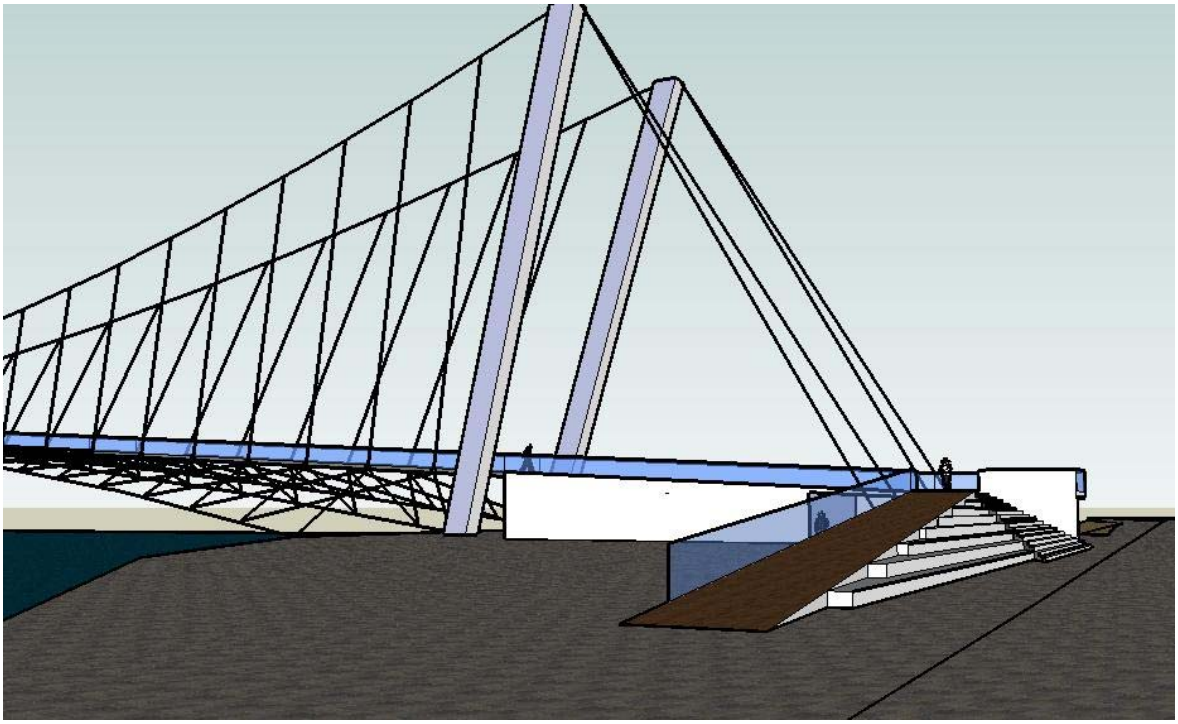


Fig.33 – Acesso ao tabuleiro do lado de Vila Nova de Gaia

A criação do aterro proporciona também um novo espaço, imediatamente junto à ponte, como se pode observar na figura 33.

2.5. FASES DO DESENVOLVIMENTO DO PROJECTO

A concepção final da estrutura constituiu um processo iterativo, levando à conjugação quer da sua estética, quer dos seus comportamentos estático e dinâmico.

Com o intuito de conceber uma estrutura de porte relativamente reduzido para o local, o primeiro passo foi o pré-dimensionamento da altura dos pilares da ponte, considerando apenas a acção da sobrecarga de serviço em estado limite último e desprezando a existência dos cabos inferiores. Este procedimento aproximado consistiu na repartição da carga total vertical transmitida ao tabuleiro pelas quatro extremidades dos cabos superiores, correspondendo o valor obtido à componente vertical da força actuante no cabo. Quanto maiores fossem os pilares, maior seria o ângulo dos cabos com a horizontal e consequentemente, menor seria o esforço actuante nos cabos superiores. Foram assim obtidos os valores indicados na tabela 1.

Tabela 1 – Pré-dimensionamento dos pilares

Altura do pilar [m]	Flecha do cabo [m]	Ângulo do Cabo [º]	Vsd [kN]	Fsd [kN]
15	5,3	5	2040	23316
20	10,3	9	2040	12880
25	15,3	14	2040	8182
30	20,3	19	2040	5924

A existência de cabos inferiores traccionados originaria valores superiores aos indicados na tabela 1. No entanto, depreende-se que a hipótese de pilares de 15m de altura levaria a esforços bastante elevados nos cabos, obrigando a diâmetros dos mesmos muito consideráveis. Esta hipótese foi assim descartada, considerando-se como ponto de partida uma solução baseada em pilares com 20m de altura.

Na primeira modelação considerou-se os pilares afastados 8,7m na base e 12,4m no topo, estando inclinados por uma questão estética. Os cabos inferiores estavam, por sua vez, ancorados na margem segundo o alinhamento da base dos pilares. Esta solução foi inicialmente estudada com pendurais simples, passando depois para dois conjuntos de pendurais, uns mais próximos da vertical, outros mais inclinados, sem no entanto se alcançarem resultados satisfatórios.

Relativamente ao pré-esforço a utilizar nos cabos, as soluções avaliadas consistiram em configurações em que este não ultrapassava 45% do valor mínimo da tensão resistente dos cordões dos cabos na combinação permanente, a fim de evitar problemas devidos à fadiga.

Não respondendo satisfatoriamente, quer no que respeita ao comportamento dinâmico, dado as frequências de vibração mais baixas serem na ordem dos 0,5 Hz, quer no que respeita às verificações de serviço, deslocamentos em serviço na ordem de 1m, tornou-se necessário proceder a alterações.

O passo seguinte consistiu no estudo de uma configuração baseada em pilares de altura superior, nomeadamente 25m. Verificou-se uma melhoria de resultados, sendo estes já consideravelmente satisfatórios no que respeita às acções estáticas. Contudo, o comportamento dinâmico permaneceu insatisfatório.

Passou-se então para uma solução baseada em pilares de 30m de altura. Nesta configuração, o valor para a primeira frequência era já de 0,73Hz, sendo esta lateral.

A fim de obter frequências próprias de vibração superiores, e com o intuito de evitar valores mais problemáticos relativamente à acção do vento, procedeu-se a algumas alterações na estrutura: introduziu-se um terceiro cabo inferior central, conectando-o ao tabuleiro por intermédio de pendurais simples; afastou-se consideravelmente os restantes cabos inferiores, passando estes a distar 35m, entre si, no arranque; e alterou-se os pendurais laterais, passando a ser enviesados, de modo a aumentar as frequências próprias laterais da ponte.

Seguidamente apresentam-se, nas figuras 34 e 35, esquemas elucidativos da evolução ocorrida na estrutura ao longo do processo de concepção.

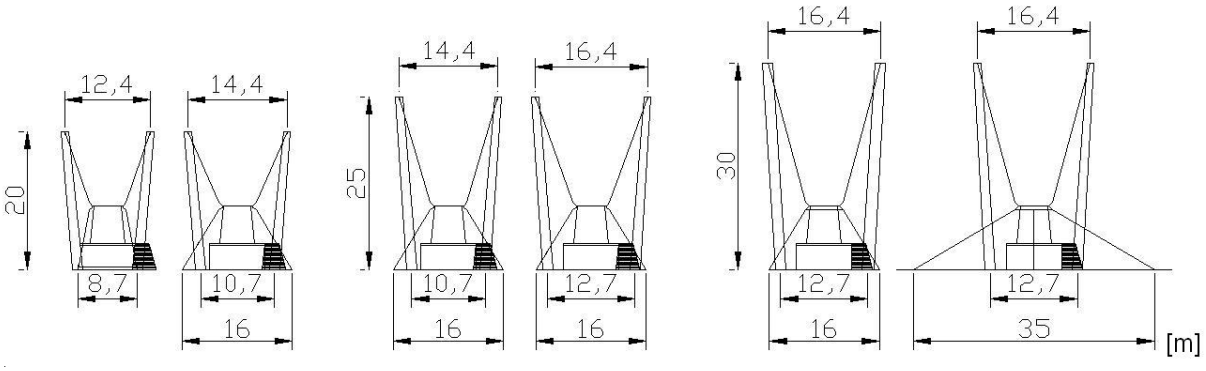


Fig.34 – Esquema da evolução do perfil transversal da ponte

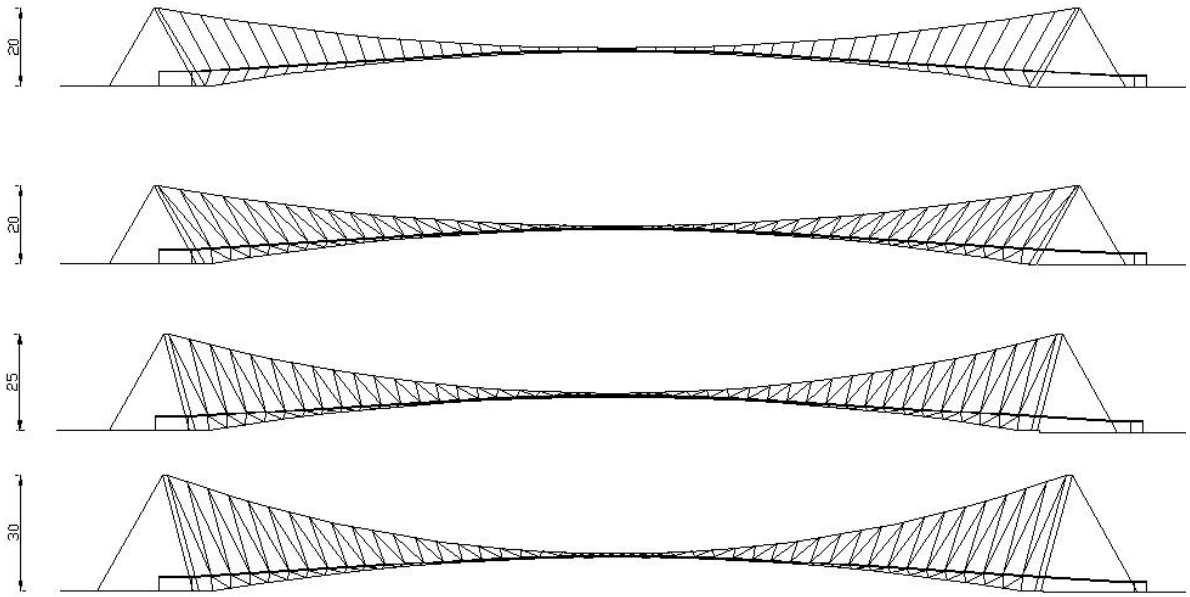


Fig.35 – Esquema da evolução do perfil longitudinal da ponte

Para os vários tipos de cabos da configuração final da estrutura foram adoptadas as designações indicadas na figura 36.

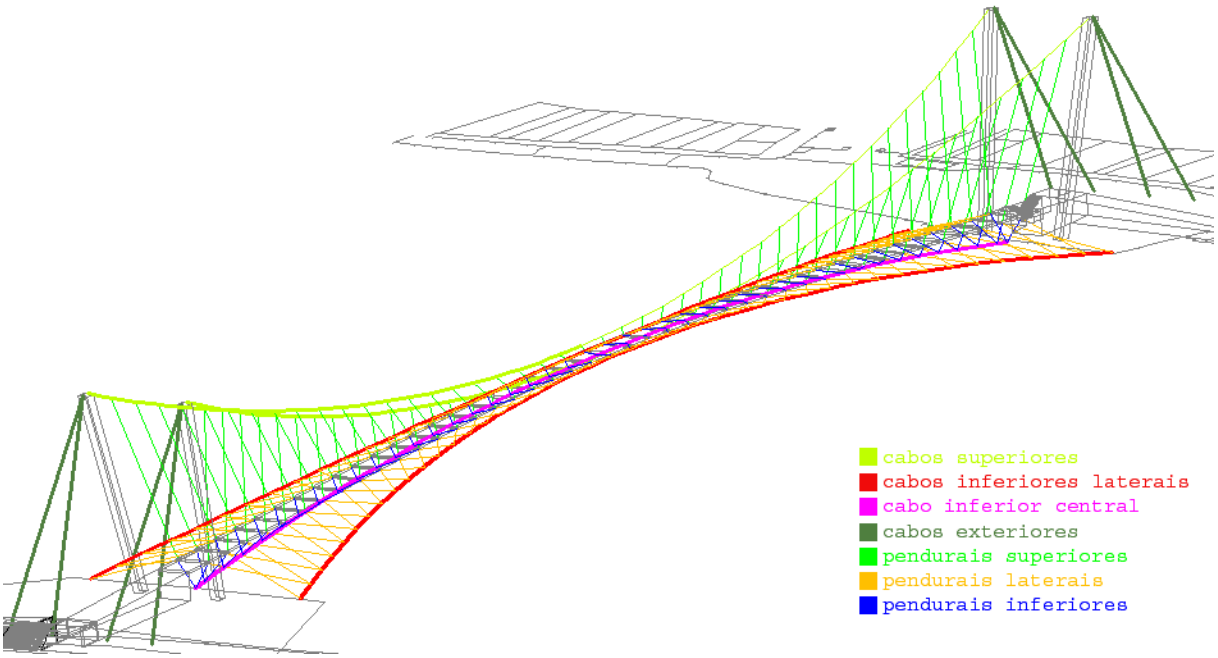


Fig.36 – Esquema dos vários grupos de cabos considerados

3

Materiais

3.1. DESCRIÇÃO GERAL

A escolha dos materiais a adoptar para o projecto é algo importante a considerar, estando não só condicionada pela localização da obra, já referida no capítulo 2 deste relatório, como também pelas variáveis inerentes à escolha projectual. As propriedades dos materiais, o custo, a estética e a funcionalidade adequada são variáveis a ter em conta aquando da decisão relativa aos materiais a adoptar.

Tratando-se de um contexto de grande sensibilidade paisagística, pretende-se conceber uma estrutura consideravelmente esbelta, de modo a garantir à obra de arte um bom enquadramento estético-funcional.

Para conseguir este objectivo adoptaram-se os seguintes materiais para as diversas componentes da estrutura:

- aço para os cabos, pilares e elementos estruturais que compõem o tabuleiro e as guardas;
- betão armado para os acessos ao tabuleiro e para as fundações da ponte;
- madeira para o pavimento, quer do tabuleiro, quer dos acessos a este;
- vidro para as guardas da ponte.

3.2. AÇO

O aço[3], nas suas mais variadas composições, é hoje em dia utilizado para inúmeros fins, desde a construção de pontes e edifícios, à utilização em elementos estruturais, armaduras, coberturas, transporte de água e gás.

[3] O aço é essencialmente ferro a que é adicionado uma quantidade de carbono muito reduzida, condicionando as características do metal.

O ferro é um dos metais mais abundantes à face da Terra, tendo começado a ser trabalhado por volta de 1700 a.C. através do aquecimento de camadas alternadas de minério de ferro e madeira até se obter uma massa de metal fundido, que depois era purificada e forjada. Pequenas quantidades de ferro enriquecido com carbono eram já fabricadas.

Em meados do século XV surgiu, através das primeiras "forjas altas" a descoberta de um metal ferroso em forma líquida, o ferro fundido, passando este a ser usado para fabricar todo o tipo de objectos, desde utensílios de cozinha a balas de canhão.

Foi por fim no século XVIII que o papel da pequena quantidade de carbono na preparação e características dos metais foi definido de forma precisa, distinguindo-se a relação entre o Ferro, o Ferro Fundido e o Aço. No entanto, só com a Revolução Industrial e a invenções que esta trouxe é que o aço teve um crescimento bastante acentuado, tornando-se no material metálico mais importante.

Desde então a produção do aço tem tido um crescimento exponencial, substituindo o ferro na maior parte das suas aplicações. Actualmente existem mais de 3000 composições químicas de aço catalogadas, para além daquelas criadas especialmente para determinados pedidos.

O aço é um material estrutural por excelência. Relativamente ao ferro fundido distingue-se deste pela quantidade de carbono que possui, 0,1 a 2 %, inferior à quantidade existente no ferro fundido, entre 2,5 e 6%.

Relativamente às restantes ligas metálicas o aço apresenta um preço inferior, uma vez que:

- existe abundância de minerais de ferro puro e fácil de explorar, para além da possibilidade de reciclar sucata;
- os procedimentos de fabricação são relativamente simples e económicos;
- existe a possibilidade de variar componentes da liga e as suas quantidades com a aplicação de tratamentos, alterando assim as propriedades mecânicas num campo considerável;
- possibilita a criação de formas geométricas de complexidade considerável devido à plasticidade do aço.

Como características mais relevantes, destaca-se o seu elevado peso volúmico (7850 kg/m^3), ao qual se associa uma elevada resistência (entre os 360 MPa e os 550 MPa para o aço macio corrente e atingindo os 1850 MPa para o aço de alta resistência) e a um elevado módulo de elasticidade (210 GPa para os aços mais correntes). Estas resistências permitem superar o efeito do peso volúmico, possibilitando a construção de elementos estruturais relativamente leves e de considerável esbelteza.

O aço é também um material macroscopicamente homogéneo, dotado de isotropia, ou seja, as suas propriedades são independentes da direcção considerada e com respostas idênticas quando submetido a tracções ou compressões.

Tabela 2 – Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura à tracção f_u para aços de acordo com a EN 10025 ou o prEN 10113, [6]

Tipo de aço	Espessura t mm*)			
	t ≤ 40mm		40mm < t ≤ 100mm**)	
	f_y(N/mm^2)	f_u(N/mm^2)	f_y(N/mm^2)	f_u(N/mm^2)
EN 10025:				
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490
prEN 10113:				
Fe E 275	275	390	255	370
Fe E 355	355	490	335	470

*) t é a espessura nominal da peça
**) 63 mm para chapas e outros produtos planos de aço em conformidade com o estado de fornecimento TM indicado na prEN 10113-3

No que respeita a variações de temperatura ambiente, as dilatações e contracções do material vêm expressas em função de um coeficiente de dilatação linear de 1,2x10^{-5} /ºC. É de realçar que a exposição do aço a temperaturas progressivamente crescentes provoca uma redução muito significativa quer da sua capacidade resistente, quer da sua rigidez, sendo a resposta das estruturas metálicas ao fogo um dado de particular relevância.

Outro aspecto importante é a corrosão das estruturas metálicas. Na presença de ambientes quimicamente agressivos e de elevada humidade relativa do ar, o aço fica sujeito ao fenómeno da corrosão, traduzido num aumento de volume acompanhado de uma redução da secção efectivamente resistente que se prolonga indeterminadamente caso não sejam tomadas medidas correctivas. É por isso essencial acautelar a protecção do aço contra a corrosão através do uso de aços de resistência melhorada à corrosão ou de pinturas e revestimentos protectores.

Por último, na construção metálica a pré-fabricação é predominante, sendo que todo o processo de fabrico ocorre num ambiente controlado onde a qualidade é assegurada, realizando-se posteriormente ligações por soldadura, rebitagem ou aparafusamento.

Neste projecto foi adoptado para os pilares e para os elementos estruturais do tabuleiro e das guardas o aço Fe 510, segundo a norma EN 10025 (ver tabela 2). No que respeita aos cabos de aço, foram seleccionados os do fabricante Macalloy. Estes apresentam valores de tensão de cedência na ordem dos 1500 MPa e de módulo de elasticidade na ordem dos 164 GPa. Estes cabos apresentam um peso volúmico máximo de 8175 kg/m^3, ligeiramente superior ao dos aços correntes. O folheto relativo aos cabos pode ser encontrado no anexo A5.

3.3. BETÃO ARMADO

O betão armado tornou-se no século XX num dos elementos mais importantes da construção. Tal como o nome indica, este material consiste num compósito formado por dois materiais, o betão, material dotado de grande capacidade de resistência à compressão, e o aço, elemento já referido na secção 3.1, cuja função consiste essencialmente em conferir resistência à tracção ao conjunto.

O betão[4] é um material heterogéneo, mesmo macroscopicamente, constituído pela mistura devidamente proporcionada de agregados, geralmente brita ou godo e areia, com um ligante hidráulico, água, e eventualmente adjuvantes e/ou adições. A resistência e durabilidade deste elemento dependem essencialmente da qualidade dos constituintes, da qualidade da mão-de-obra que o produz, e coloca, e das condições ambientais a que este será submetido.

A proporção dos constituintes, conhecida vulgarmente como traço, também assume um papel preponderante no comportamento deste material. A quantidade de água contribui para a reacção química de transformação do ligante hidráulico numa pasta aglomerante, que terá de ser suficiente para que esta reacção ocorra por completo. Contudo, não deverá ser excessiva para não criar poros aquando a sua evaporação, o que tornaria o betão mais permeável e com uma resistência reduzida. As proporções de areia e brita na mistura influenciam essencialmente a trabalhabilidade e a resistência do betão.

Ainda que as propriedades sejam largamente influenciadas pela sua composição e concepção, por norma este material possui como características mais preponderantes:

- boa trabalhabilidade: o betão é bastante moldável enquanto fresco, possibilitando a realização de peças com as mais diversas formas;

[4] O betão teve a sua primeira aparição pelos Romanos, ainda que numa versão diferente da actual, através da denominada "pozzuolana", triturada e misturada com cal, produzindo assim uma argamassa resistente e duradoura. No entanto, este material só veio a ser redescoberto e desenvolvido e em meados do século XVIII.

- peso volúmico médio, nomeadamente valores próximos dos 2400kg/m^3, existindo ainda betões leves que apresentam valores inferiores a este;
- boa resistência à compressão, entre os 12MPa e os 50 MPa;
- resistência à tracção limitada, sendo esta cerca de 10% do valor da resistência à compressão para os betões mais correntes.

Consoante a sua composição, podem obter-se betões de diferentes classes de resistência, verificando-se um aumento do módulo de elasticidade e um decréscimo da ductilidade do material aquando do aumento da resistência do betão.

Tabela 3 – Classes de resistência do betão e correspondentes valores característicos da tensão de rotura à compressão f_{ck} [MPa], valores médios da resistência à tracção f_{ctm} [MPa] e valores característicos da tensão de rotura à tracção f_{ctk} [MPa], [7]

Classe de resistência do betão	C12/15	C16/20	C20/25	C/25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk\ 0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk\ 0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3

Tabela 4 – Valores do módulo de elasticidade secante E_{cm} [GPa], [7]

Classe de resistência C	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
E_{cm}	26	27,5	29	30,5	32	33,5	35	36	37

Outro aspecto relevante deste material é o facto do seu comportamento mecânico ser influenciado pelo tempo, sofrendo um aumento nítido de resistência com a idade, embora este seja bem mais notório nos primeiros dias. Por outro lado, os problemas associados à retracção, à fluência e à rotura diferida aumentam com a idade do betão, devendo ser alvo de uma atenção especial.

Neste projecto foi adoptada a classe de betão C30/37, à qual corresponde a tensão de rotura à compressão de 30MPa e um módulo de elasticidade de 32GPa (ver tabelas 3 e 4).

No que respeita à armadura do betão armado, esta apresenta-se geralmente sobre a forma de varões, fios, redes e armaduras especiais.

Tabela 5 – Tipos correntes de armaduras ordinárias, [8]

Designação	Processo de fabrico	Configuração da superfície	Características de aderência	Características macânicas						
				Tracção (1)			Dobragem (2)			
				Tensão de cedência f_{syk} (3) (MPa)	Tensão de rotura f_{suk} (MPa)	Extensão após rotura ε_{suk} (4) (%)	Dobragem simples (5)	Dobragem-desdobragem (6) conforme o diâmetro dos varões, Ø (mm)			
								$12 < Ø \leqslant 18$	$18 < Ø \leqslant 25$	$25 < Ø \leqslant 32$	$32 < Ø \leqslant 40$
A235 NL	Laminado a quente	Lisa	Normal	235	360	24	2 Ø	–	–	–	–
A235 NR		Rugosa	Alta				2 Ø (7)	5 Ø	7 Ø	8 Ø	10 Ø
A400 NR	Laminado a quente	Rugosa	Alta	400	460	14	3 Ø (7)	6 Ø	8 Ø	10 Ø	12 Ø
A400 ER	Endure-cido a frio	Rugosa	Alta	400	460	12	3 Ø (7)	6 Ø	8 Ø	10 Ø	12 Ø
A400 EL	Endure-cido a frio com torção	Lisa	Normal				4 Ø	–	–	–	–
A500 NR	Laminado a quente	Rugosa	Alta	500	550	12	4 Ø (7)	8 Ø	10 Ø	12 Ø	14 Ø
A500 ER	Endure-cido a frio	Rugosa	Alta	500	550	10	4 Ø (7)	8 Ø	10 Ø	12 Ø	14 Ø
A500 EL (8)		Lisa	Normal				4 Ø	–	–	–	–

(1) Ensaio segundo a Norma Portuguesa NP-105. Para os aços endurecidos, estas características devem ser determinadas após envelhecimento artificial (30 minutos a 250 °C e arrefecimento à temperatura ambiente).
(2) Os valores indicados no quadro designam os diâmetros dos mandris, sendo Ø o diâmetro dos varões.
(3) Ou tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%, $f_{0,2k}$.
(4) Comprimento de referência inicial igual a 5Ø.
(5) Ensaio segundo a Norma Portuguesa NP-173, com ângulo de dobragem de 180°.
(6) Dobragem a 90° segundo a Norma Portuguesa NP-173, seguida de aquecimento durante 30 min a 100 °C, arrefecimento à temperatura ambiente e posterior desdobragem de 20%.
(7) Somente exigido para varões com diâmetro igual ou menor que 12 mm.
(8) Somente sob a forma de redes electrossoldadas.

Para os elementos de betão armado foram consideradas armaduras constituídas por varões de aço A500 NR (ver tabela 5).

3.4. MADEIRA

A madeira[5], ao contrário dos dois materiais anteriormente descritos, é um material natural, produzido a partir do tecido formado por plantas lenhosas.

Nos últimos anos este material tem sido alvo de um esforço no sentido de o reabilitar como material principal de construção, abandonando os sistemas construtivos clássicos e recorrendo a meios mais eficazes para efectuar ligações, lançando novas concepções estruturais com peças de secção composta, que se aproxima às características do aço e empregando estruturas laminadas coladas.

[5] As estruturas de madeira existem desde os primeiros tempos de vida do Homem, tendo surgido a primeira viga sob a forma de um tronco de árvore caído, ligando as margens de um curso de água.

Apresentando-se como um material leve, resistente, fácil de trabalhar e abundantemente disponível em comprimentos e diâmetros variáveis, a madeira deu ao Homem a possibilidade de construir cabanas e abandonar a caverna. Inicialmente estas cabanas eram constituídas por ramos e canas, sendo a cobertura realizada com folhas aglomeradas com argila ou peles, dando origem posteriormente a estruturas elementares constituídas por paus cravados no solo e ligados nas extremidades por elementos vegetais fibrosos.

Estas construções foram evoluindo, alargando-se às pontes, fortificações e edifícios religiosos, permitindo realizar verdadeiras obras-primas quer na Idade Média, quer nos séculos XVI, XVII e XVIII.

No entanto, nos fins do século XIX, esta evolução estagnou. O aparecimento do aço possibilitou a realização de novas e mais arrojadas estruturas, correspondendo às necessidades do desenvolvimento industrial. Paralelamente ocorreu um rápido progresso no domínio de cálculo de estruturas e do conhecimento das propriedades dos materiais. A madeira, de emprego empírico e tradicional, tornou-se cada vez mais obsoleta, acentuando-se este processo com o progresso do betão armado.

A utilização da madeira como material de construção apresenta algumas vantagens, das quais se realçam:

- ter um preço relativamente baixo: as suas reservas são auto-renováveis, tornando o material permanentemente disponível;
- poderem ser produzidas em peças de dimensões estruturais adequadas ao uso pretendido;
- poder ser trabalhada com ferramentas simples e ser reempregue várias vezes;
- ser capaz de resistir tanto a esforços de compressão como de tracção;
- ter um baixo peso volúmico e uma resistência mecânica elevada, podendo apresentar uma resistência de compressão igual à de um betão de resistência razoável e uma resistência de flexão e corte cerca de dez vezes superior à do betão.

No entanto, tem como principais desvantagens:

- ser bastante vulnerável aos agentes externos e apresentar uma durabilidade limitada, quando não são tomadas medidas preventivas;
- apresentar uma sensibilidade muito elevada ao ambiente, mesmo depois de transformada, aumentando ou diminuindo de dimensões com as variações de humidade;
- apresentar dimensões limitadas.

Devido às suas desvantagens, a madeira só adquiriu o reconhecimento como material de construção com o desenvolvimento de processos de melhoramento do seu desempenho que, anulando algumas das suas características naturais proporcionou uma melhor resposta às exigências técnicas construtivas. Destes processos destacam-se a secagem artificial controlada, os tratamentos de preservação e os processos de transformação nos laminados, contraplacados e aglomerados de madeira.

A madeira será utilizada como revestimento de superfície, formando uma espécie de soalho constituído por réguas que se dispõem em toda a extensão do tabuleiro e suas zonas de acesso. Após a consulta de informação de alguns fabricantes optou-se por uma madeira maciça adequada para pavimentos exteriores ou ambientes húmidos do fabricante ICO.

Foi assim escolhido um modelo anti-derrapante de madeira de espécie Cumaru[6], com fixação oculta (com fixador). As dimensões a adoptar são uma espessura de 30mm e uma largura de 145mm, variando o seu comprimento ao longo do tabuleiro, de forma a garantir uma base de composição modular.

A ficha técnica relativa ao pavimento adoptado encontra-se no anexo A6.

3.5. VIDRO

As principais características do vidro[7] são a reciclabilidade, a transparência/permeabilidade à luz, a dureza, a não absorvência, o óptimo isolamento eléctrico, a baixa condutividade térmica e o facto de ser fabricado utilizando recursos abundantes na natureza e possuir uma durabilidade elevada.

[6] Madeira brasileira frequentemente aplicada em construções portuárias, contraplacados, decks, soalhos e torneados

[7] O vidro consiste numa substância inorgânica, homogénea e amorfa, obtida do resfriamento de um líquido. Na sua forma pura, o vidro é um óxido metálico transparente de elevada dureza, essencialmente inerte e biologicamente inactivo que pode ser fabricado com superfícies lisas e impermeáveis.

Este material não possui nenhuma fórmula química, nem ponto de fusão, uma vez que resulta de diferentes composições e vai passando progressivamente, durante o seu aquecimento, de um estado sólido a um estado visco-plástico e deste para o

Estas características, conjuntamente com o avanço tecnológico, levaram à evolução da função do vidro de simples filtro de luz e protecção contra incidentes até suporte de comunicação entre o interior e o exterior.

O vidro ganhou novas funções, tornando-se fundamental em projectos de arquitectura e decoração, sendo dos raros materiais de construção cujo uso pode ser tão diversificado. Na última década as aplicações do vidro sofreram um desenvolvimento bastante acentuado não só no que diz respeito à arquitectura, como também para segurança, controle solar, isolamento acústico, e até mesmo elementos estruturais.

Esta multifuncionalidade afirma-se através da existência dos vários tipos de vidro. Destes poder-se-á realçar os mais utilizados, nomeadamente, o vidro temperado[8], o vidro laminado[9], o vidro reflectivo[10] e o vidro armado[11].

O conforto e segurança a si associados levaram a que o vidro seja utilizado em diversos ambientes, possibilitando transparências na delimitação dos espaços, mantendo o contacto com o exterior, e garantindo simultaneamente a segurança de bens e pessoas.

Tendo em conta que este material será aplicado nas guardas de protecção em todo o percurso da ponte, obra de natureza pública, optou-se pelo vidro laminado. Após a consulta de alguns fabricantes, a escolha recaiu na Saint Gobain Glass, tendo sido seleccionado o vidro laminado de segurança SGG STADIP PROTECT. Este vidro garante a protecção contra ferimentos, a protecção contra queda de pessoas e a protecção contra vandalismo.

---

estado líquido. O vidro é obtido da fusão a cerca de 1250 ºC de dióxido de silício (SiO_2), carbonato de sódio (Na_2CO_3) e carbonato de cálcio ($CaCO_3$), sendo a sua manipulação apenas possível enquanto fundido, quente e maleável.

A data provável da descoberta do vidro remonta a 4000 a.C., tendo sido encontrados os mais antigos objectos fabricados em vidro em túmulos egípcios. No entanto, o vidro, no seu estado natural, existe desde os tempos pré-históricos, nas rochas vítreas formadas a partir de magmas cujo arrefecimento não permitiu a cristalização. Este tipo primário de vidro começou a ser empregado no período neolítico para fabricação de utensílios domésticos, armas de defesa, amuletos e elementos decorativos.

[8] O vidro temperado é alvo de um processo de têmpera, sendo aquecido e resfriado rapidamente, o que o torna mais resistente à quebra por impacto do que os comuns, cerca de 4 vezes. Em caso de quebra este fragmenta-se em pequenos pedaços inofensivos. É o indicado para fachadas, portas, janelas, divisórias e tampos de mesa, devido à sua resistência a impactos.

[9] O vidro laminado é composto por duas ou mais lâminas de vidro, intercaladas por películas plásticas de grande resistência de PVB. Este vidro apresenta uma segurança acentuada, dado que, em caso de quebra, a integridade e a resistência residual do vidro se mantêm até que seja possível a sua substituição. Por norma, este tipo de vidro é utilizado para portas, externas e internas, janelas, terraços, telhados, clarabóias, parapeitos, pisos, janelas de piscinas e degraus, dado a sua resistência a impactos e a sua capacidade isolante térmica e acústica.

[10] O vidro reflectivo, também conhecido por vidro metalizado, é um vidro que recebe um tratamento com óxidos metálicos a fim de reflectir os raios solares, reduzindo assim a entrada de calor e proporcionando ambientes mais confortáveis e economia de energia com aparelhos de ar condicionado, sendo apropriado para regiões muito quentes. Este vidro tem ainda a particularidade de garantir apenas a visibilidade num sentido, caso haja luz suficiente no ambiente. A sua utilização é por norma para portas, janelas, coberturas e divisórias.

[11] O vidro armado apresenta uma estrutura em tela de arame que não só impede os estilhaços de se soltaram quando este quebra como também oferece maior resistência à perfuração. Este vidro é translúcido, proporcionando assim privacidade. Embora este vidro não seja tão resistente quanto os restantes enumerados, este é bem mais barato, sendo o seu uso indicado para coberturas, terraços e portas.

4

Análise e dimensionamento da estrutura

4.1. MODELAÇÃO

4.1.1. ESTRUTURAS COM SISTEMAS DE CABOS

A estrutura em estudo, maioritariamente composta por cabos, apresenta uma complexidade considerável.

As estruturas de cabos possuem várias particularidades específicas:

- cada elemento só desenvolve esforços quando solicitado por forças axiais de tracção;
- os deslocamentos dos elementos não permitem a consideração da hipótese de pequenos deslocamentos que, em conjunto com a lei de Hooke, representam as hipóteses de validação do comportamento geométrico e fisicamente linear;
- quando solicitados, os eixos de cada elemento tendem a rodar no sentido de aumentar a rigidez, verificando-se, em geral, a ocorrência de um aumento de rigidez da estrutura à medida que o esforço axial de tracção nos cabos aumenta.

Uma vez que o comportamento adoptado pelos programas de cálculo para os materiais é elástico e linear torna-se necessário proceder a uma análise geometricamente não linear para uma correcta avaliação da estrutura.

A técnica considerada para o cálculo consiste na sucessiva actualização da geometria da estrutura através de uma análise não linear do tipo P – Δ.

A rigidez de uma estrutura deste tipo depende em grande parte da pré-tensão a instalar nos cabos. Esta avaliação foi um dos pontos críticos abordado no dimensionamento, tendo sido aferida de modo a garantir melhores desempenhos dinâmicos, sem atingir valores críticos no estado permanente, conciliando também um bom comportamento no que respeita à fadiga.

Para melhor ilustrar a questão da não-linearidade geométrica, apresenta-se na figura 37 um exemplo simples de uma barra rígida, com uma mola numa das suas extremidades, [9].

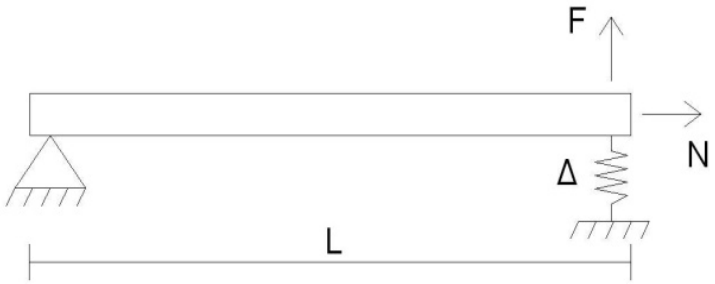


Fig.37 – Exemplo simples de não-linearidade geométrica

Numa análise elástica de 1ª ordem, para as equações de equilíbrio com base na configuração inicial indeformada, a reacção F, na extremidade direita da barra, e a força axial N são independentes, sendo a rigidez da mola dada pela relação

$$K = F/\Delta \qquad (1)$$

onde Δ é o deslocamento da mola.

No entanto, se o deslocamento da mola não for infinitesimal, mas finito, embora reduzido, a equação de equilíbrio na configuração deformada obtém-se por equilíbrio de momentos relativamente à extremidade esquerda (que é o centro de rotação da barra), sendo expressa por

$$F\,L - N\,\Delta = F_{mola}\,L \qquad (2)$$

onde a força que a mola desenvolve para a deformação é dada por

$$F_{mola} = K\,\Delta \qquad (3)$$

Substituindo (3) em (2), vem

$$F\,L - N\,\Delta = (K\,\Delta)\,L \qquad (4)$$

Dividindo ambos os membros por L, e agrupando os termos, vem

$$\left(K + \frac{N}{L}\right)\,\Delta = F \qquad (5)$$

evidenciando assim o conceito de rigidez geométrica K_G = N/L (neste exemplo)

$$(K + K_G)\,\Delta = F \qquad (6)$$

É de realçar que à medida que o esforço axial de tracção aumenta, a rigidez estrutural também cresce. No que respeita aos deslocamentos, para uma mesma acção de F, verifica-se que, quanto maior for a carga de tracção, menor será o deslocamento.

Outro aspecto importante é que a matriz de rigidez geométrica K_G não depende das propriedades mecânicas das barras, mas depende apenas do seu comprimento.

4.1.2. Análise com programas de cálculo

Como já foi referido, o elemento estrutural cabo é extremamente sensível a transformações geométricas, verificando-se a alteração da rigidez da estrutura à medida que os cabos se deslocam. Por isso é necessário adoptar um programa de cálculo automático com capacidade de efectuar uma análise tridimensional não linear.

Os programas considerados para o estudo da estrutura foram:

- SAP 2000 Advanced 11.0.0;
- ROBOT Millennium 20.0.0.2488.

A modelação dos elementos cabo é aproximada, na medida em que a sua introdução no modelo de cálculo é efectuada considerando a geometria pretendida para a estrutura quando carregada, e não a

inicial sem cargas. Tal poderia ser contornado através de um processo iterativo inverso, em que se procuraria estabelecer uma geometria inicial, que carregada correspondesse à geometria final pretendida.

Quanto à modelação do elemento cabo, existiam 3 hipóteses a considerar à partida:

- A - utilizar o elemento cabo, existente em ambos os programas;
- B - aproximar os cabos a barras bi-articuladas, impedindo a transmissão de momentos entre elementos;
- C - aproximar os cabos a segmentos de barras contínuos, permitindo a transmissão de momentos entre elementos.

A hipótese A, considerada à partida como a ideal para caracterizar o comportamento dos cabos, devido à incapacidade dos programas de cálculo automático utilizados para proceder a uma correcta análise de uma estrutura com um elevado número de cabos, dispostos de uma forma algo complexa, revelou-se impraticável.

Tendo em conta que os cabos superiores e inferiores, a ser divididos em troços, deveriam assegurar a continuidade de momentos ao longo do seu traçado, a hipótese B revela-se como bastante aceitável, caso se considere apenas as barras representativas dos pendurais como barras bi-articuladas.

Este segundo procedimento apresentou o mesmo problema do primeiro no programa de cálculo ROBOT, sendo contudo calculado no programa de cálculo SAP. Como tal, a modelação final adoptada consistiu na utilização de elementos de barra contínua, para os cabos principais, e elementos de barra bi-articulada, para os pendurais.

Relativamente à hipótese C, calculável em ambos os programas, esta apresenta uma validade considerável para o cálculo da estrutura enquanto os momentos transmitidos aos pendurais apresentam valores desprezáveis. Por isso foi utilizada para validar o modelo de cálculo elaborado.

Modelação em SAP

Para o estudo do comportamento global da estrutura separou-se inicialmente a estrutura de cabos dos pilares que a suportam. Este procedimento apenas tem validade caso os pilares a dimensionar posteriormente não apresentem deslocamentos consideráveis. Para este efeito, após toda a análise estática e dinâmica inicial, completou-se o modelo de cálculo, incluindo e dimensionando-se os pilares e os cabos exteriores de modo a não alterar significativamente o comportamento estático e dinâmico da estrutura.

A utilização de amortecedores a óleo, que impedem deslocamentos devido às forças impulsivas, nas extremidades do tabuleiro é outra questão relevante a considerar, devendo por isso separar-se o comportamento dinâmico da estrutura do comportamento estático.

Assim sendo, foi considerado um modelo estático, onde o tabuleiro não está restringido longitudinalmente, simulando assim a existência de juntas para o estudo estático; e um modelo dinâmico, onde o tabuleiro possui apoios tridimensionais nas extremidades, para simulação das restrições impostas pelos amortecedores às acções imediatas.

O tabuleiro apresenta um traçado algo complexo, cuja largura útil se altera linearmente das extremidades para o centro. As cotas variam segundo o traçado de duas rectas de inclinação constante conectadas por um ligeiro arco, como descrito na secção 2.3. Este traçado levou a adoptar uma folha

de cálculo para definir todas as coordenadas do tabuleiro, transferindo-se posteriormente os valores para o programa de cálculo.

O desenho dos cabos, cujas parábolas podiam ser definidas por três pontos, foi introduzido directamente, utilizando-se depois a ferramenta de divisão de elementos para criar o número de segmentos pretendido.

Na modelação foram considerados os eixos X, Y e Z, como os eixos longitudinal, transversal e vertical da estrutura, respectivamente. Toda a modelação foi realizada com elementos de barra tridimensionais, apenas se tendo recorrido ao uso de elementos de área auxiliares para a aplicação de cargas de área.

Para que os elementos de barra reproduzam o mais aproximadamente possível o comportamento de cabos é necessário adoptar e verificar certas condições.

A inércia de um cabo é dada pela soma das inércias dos cordões em relação a um eixo que passa pelo centro do cabo, sendo inferior à inércia de uma barra de secção circular de igual diâmetro. A fim de ultrapassar esta condição foi realizada uma aproximação de forma generalizadora, com base em alguns exemplos simplificados, após os quais se decidiu tomar um coeficiente de redução de inércia de uma barra cilíndrica de 0,7.

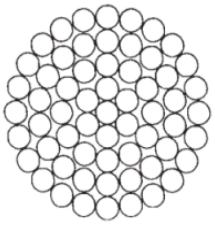


Fig.38 – Secção de um cabo analisada para obtenção do coeficiente de redução da inércia

Outra questão de importância extrema é a verificação do funcionamento dos diversos cabos. Um cabo apenas funciona quando submetido as esforços de tracção, não exercendo qualquer efeito quando se encontra comprimido.

Ao longo das diversas fases de cálculo foi verificado, para todas as combinações, que estes se mantinham sempre submetidos a esforços de tracção. No entanto, a adopção de pendurais laterais "enviesados", para um melhor comportamento dinâmico, obrigou à utilização de uma opção do programa de cálculo que define limites de compressão e tracção para as barras, tendo sido activado um limite de compressão com o valor nulo para estes. Caso contrário, por muito que os pendurais fossem afinados, ou seja, submetidos a variações de temperatura para se manterem traccionados, em algumas combinações existiriam pendurais a não satisfazer o pretendido.

A geometria adoptada para o modelo encontra-se representada nas figuras 39 e 40.

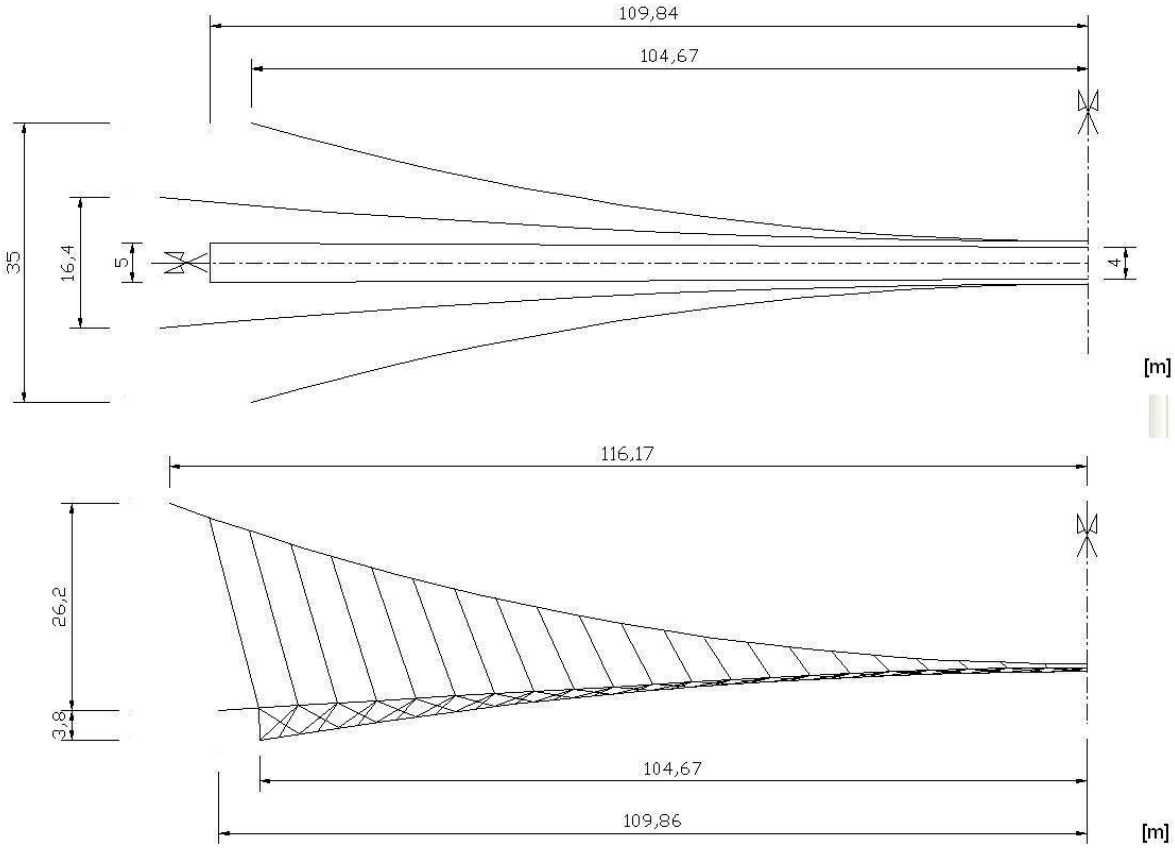


Fig.39 e Fig.40 – Geometria adoptada para o modelo; vistas dos planos XOZ e XOY

Nas figuras 41 a 44 pode-se ver o modelo criado para a análise estática.



Fig.41 – Vista lateral do modelo – plano XOZ

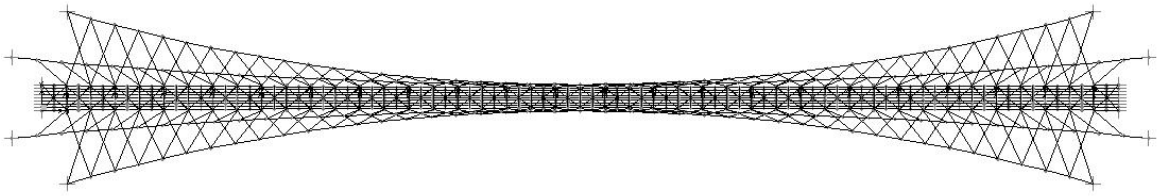


Fig.42 – Planta do modelo – plano XOY

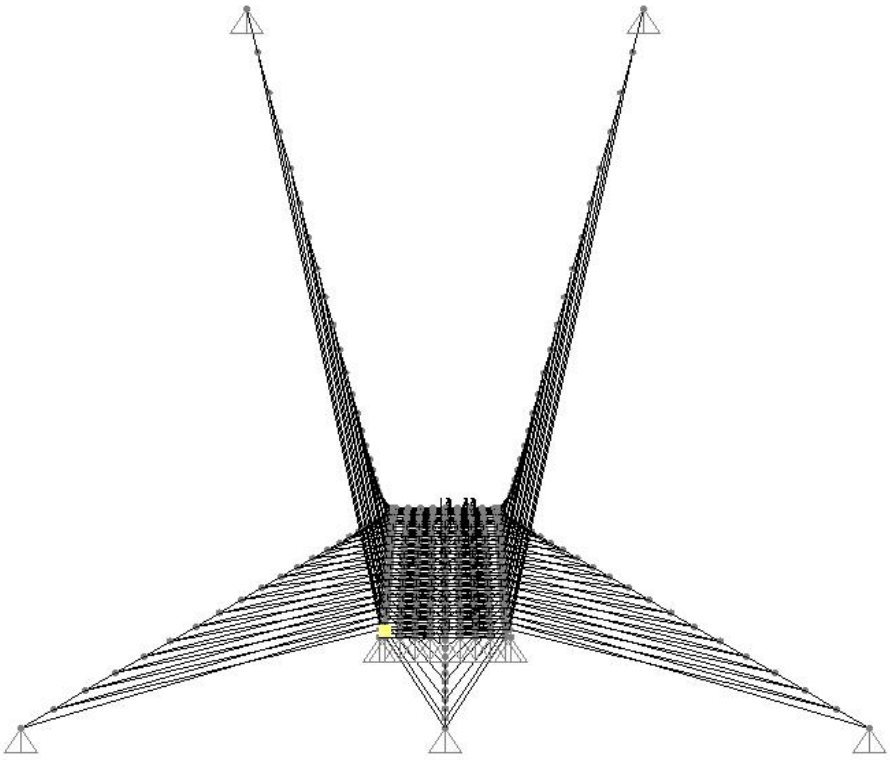


Fig.43 – Perfil do modelo – plano YOZ

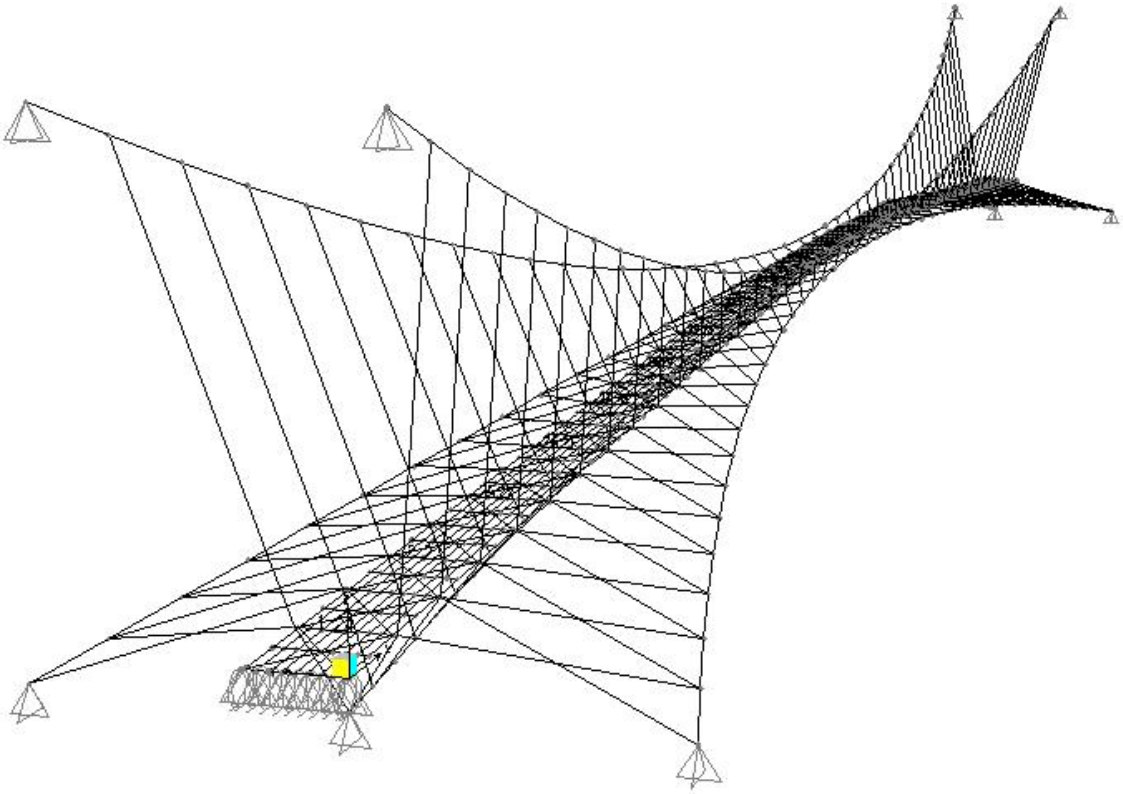


Fig.44 – Perspectiva tridimensional do modelo

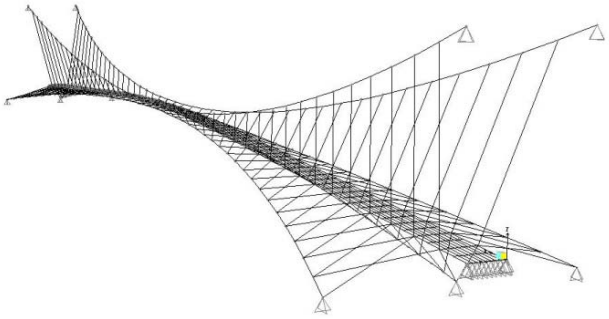
Verificação do modelo

A grande complexidade estrutural do modelo leva a que a verificação do mesmo não seja facilmente com métodos simplificados.

Para validar o modelo de cálculo descrito na subsecção anterior, foi utilizado o programa ROBOT, considerando uma configuração semelhante à do cálculo estático, mas com as seguintes alterações:

- elementos representativos dos cabos sem redução de inércia;
- pendurais laterais sem imposição de limite de compressão;
- não foi considerado contraventamento no tabuleiro;
- apenas foram consideradas as acções do peso próprio e do pré-esforço nos cabos, sendo este último originado por variações de temperatura de -300º.

Estas alterações foram também consideradas no modelo a verificar, de modo a permitir a comparação de resultados.



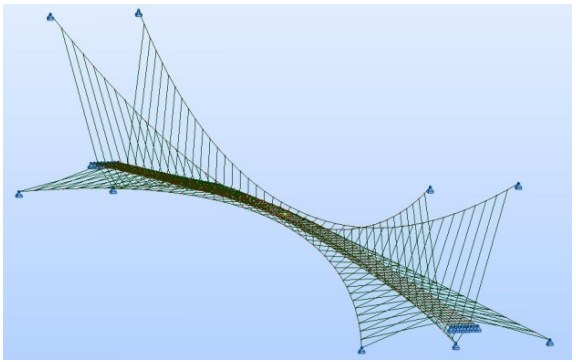


Fig.45 e Fig.46 – Modelos utilizados para a verificação nos programas SAP e Robot

Foram comparados os valores de esforços máximos nos cabos superiores e inferiores, e as reacções no topo de um pilar e na extremidade de um cabo inferior, tendo sido obtidos os resultados apresentados nas tabelas 6 e 7.

Tabela 6 – Verificação dos esforços axiais nos cabos principais [kN]

	Cabos Superiores	Cabos Inferiores
SAP	6935	9260
Robot	7208	9253
Diferença percentual	**3,79%**	0,08%

Tabela 7 – Verificação das reacções [kN]

	Topo de Pilar			Extremidade de Cabo Inferior		
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
SAP	6536	559	2260	9078	0	2035
Robot	6791	578	2344	9064	0	2051
Diferença percentual	3,75%	3,29%	3,58%	0,15%	0,00%	0,78%

Como se pode observar, a diferença percentual máxima obtida foi 3,79%. Estes valores permitem considerar o modelo de cálculo verificado.

4.2. ANÁLISE ESTÁTICA DA ESTRUTURA

4.2.1. SOLICITAÇÕES

A análise da estrutura foi realizada com base nos regulamentos europeus e nacionais, tendo sido utilizado preferencialmente as normas do Eurocódigo 1, sem acesso ao anexo nacional, e quando necessário as normas do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

As acções consideradas relevantes para a análise da estrutura foram as acções permanentes, as sobrecargas de utilização, as variações de temperatura uniforme e diferencial, a acção do vento e uma acção acidental, correspondendo esta à ocorrência de uma cheia.

Acções permanentes

Nestas acções incluem-se o peso próprio da estrutura e as cargas distribuídas ao longo do tabuleiro correspondentes ao peso do pavimento e restantes elementos que nele se encontram com permanência, assim como o pré-esforço aplicado nos cabos.

No que se refere às cargas distribuídas, foi considerado o valor de 0,3kN/m^2. Este foi calculado com base no tipo de madeira e nas suas dimensões, sendo ligeiramente majorado para abranger também a existência de conectores, iluminações e outros elementos que se possam vir a encontrar no tabuleiro.

O pré-esforço aplicado nos cabos foi considerado através de variações de temperatura, com base nas fórmulas que se seguem, sendo

$$\Delta L = \frac{NL}{EA} \qquad (7)$$

$$\Delta L = \alpha\, \Delta T\, L \qquad (8)$$

$$N = \alpha\, \Delta T\, E\, A \qquad (9)$$

Após diversas iterações, adoptou-se variações de temperatura de -400º para os cabos superiores, -300º para os cabos inferiores laterais e -200º para o cabo inferior central.

A acção do pré-esforço foi considerada integrante da estrutura, não tendo sido por isso considerados coeficientes de majoração da mesma nas variadas combinações.

Sobrecarga de utilização

O Eurocódigo 1 indica dois casos de sobrecarga vertical a considerar separadamente na análise de pontes pedonais. Uma sobrecarga uniformemente distribuída entre 2,5kN/m^2 e 5kN/m^2, consoante o valor do vão que apresenta e a sua utilização, e uma carga de 10kN, aplicada num quadrado de 0,10 x 0,10m^2.

Tendo em conta a localização da ponte e o tipo de eventos que nela podem ocorrer, já referidos na secção 2.2, considerou-se um uso da ponte propício a multidões. Por esse motivo foi considerada uma carga uniformemente distribuída de 5kN/m^2 ao longo de todo o tabuleiro.

A carga concentrada não foi considerada relevante para o cálculo, pois, dadas as dimensões da estrutura, o seu efeito é insignificante, comparativamente com o da carga vertical uniformemente distribuída.

Para além da sobrecarga de utilização vertical, o Eurocódigo 1, [10], define ainda uma sobrecarga horizontal de utilização, cujo valor deve ser pelo menos igual a 10% do valor total da carga vertical uniformemente distribuída.

Assim sendo, considerou-se uma carga vertical uniformemente distribuída por todo o tabuleiro de 5kN/m^2 e uma carga horizontal uniformemente distribuída ao longo do eixo central do tabuleiro de valor 2,25kN/m.

Os valores reduzidos referentes a esta acção são calculados com Ψ_0= 0,4, Ψ_1= 0,4 e Ψ_2=0.

É de realçar que, segundo as normas do EC 1[12], [11], o coeficiente de segurança relativo à sobrecarga de utilização no Estado Limite Último para a análise de pontes pedonais é 1,35.

Acção da temperatura

No que se refere à temperatura pode-se dissociar duas acções diferentes: a variação uniforme de temperatura em toda a estrutura e a variação diferencial de temperatura no tabuleiro.

Para caracterizar esta acção é necessário conhecer os valores da temperatura do ar do local onde a obra se insere. Como tal, recorreu-se a dados do Instituto de Meteorologia[13] relativos ao período entre 1961 e 1990, verificando-se as temperaturas máxima e mínima do ar, no Porto, de 38º e de -3º, respectivamente.

Estes valores foram convertidos nas temperaturas máxima e mínima uniforme da ponte, segundo o gráfico do EC 1 representado na figura 47, tendo em atenção o tipo do tabuleiro. Tratando-se de um tabuleiro em grelha de aço, o que corresponde ao tipo 1, vem $T_{e,max}$ = 55º e $T_{e,min}$ = -5º

[12] Eurocódigo 1

[13] Dados disponíveis no anexo A7

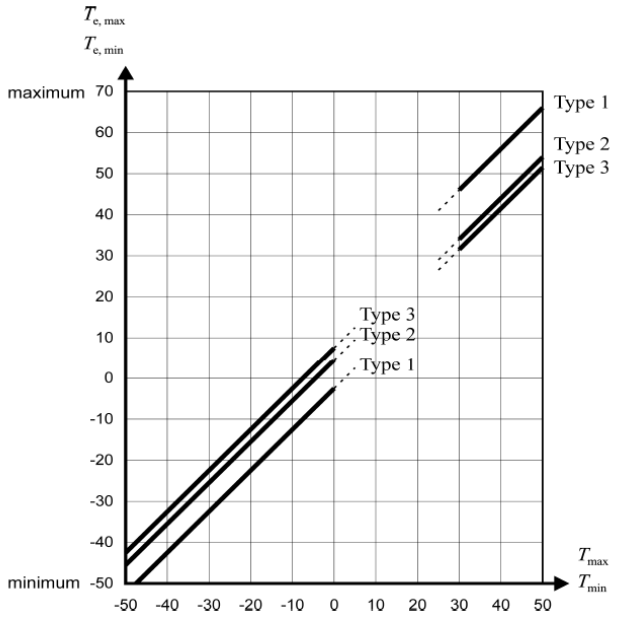


Fig.47 – Gráfico para conversão das temperaturas do ar nos valores a aplicar na estrutura, [12]

O valor da variação de temperatura uniforme está ainda dependente da temperatura do ambiente no instante em que se procede à aplicação e afinação do pré-esforço final. Considerando que esta ocorre a uma temperatura de 20º, os valores a considerar para as variações uniformes de temperatura são

$$\Delta T_{\mathrm{N,con}} = \mathrm{T_{e,min}} - \mathrm{T_0} = -25^{o} \qquad (10)$$

$$\Delta T_{\mathrm{N,exp}} = \mathrm{T_{e,max}} - \mathrm{T_0} = \ 35^{o} \qquad (11)$$

As variações de temperatura diferenciais são por sua vez calculadas através das temperaturas indicadas na tabela 8, baseadas numa superfície de espessura de 50mm para pontes rodoviárias e ferroviárias.

Tabela 8– Valores de variação diferencial de temperatura a aplicar em pontes, [12]

Type of Deck	**Top warmer than bottom**	**Bottom warmer than top**
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	 10 15 15	 5 8 8
NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries. NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{sur}. Recommended values for the factor k_{sur} is given in Table 6.2.		

Estes valores devem ser ponderados consoante o acabamento do tabuleiro, aplicando o coeficiente indicado na tabela 9.

Tabela 9 – Coeficientes a aplicar aos valores de variação diferencial de temperatura, [12]

Road, foot and railway bridges						
Surface Thickness	Type 1		Type 2		Type 3	
	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
unsurfaced	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
water-proofed [1)]	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
ballast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0
[1)] These values represent upper bound values for dark colour						

Tendo em conta que a madeira apoia directamente sobre os perfis, e não se possui informações sobre o efeito do possível isolamento que o tabuleiro apresenta, considerou-se este sem acabamento, ou seja,

$$\Delta T_{\text{heat}} = \Delta T_{\text{M,heat}} . \text{k}_{\text{sur}} = 18^{\text{o}} \text{ x } 0{,}7 = 12{,}6^{\text{o}} \qquad (12)$$

$$\Delta T_{\text{cool}} = \Delta T_{\text{M,cool}} . \text{k}_{\text{sur}} = 13^{\text{o}} \text{ x } 0{,}9 = 11{,}7^{\text{o}} \qquad (13)$$

Os valores reduzidos referentes a esta acção são calculados com Ψ_0= 0,6, Ψ_1= 0,6 e Ψ_2=0,5.

Acção do vento

A acção do vento é aquela que mais complexidade apresenta. Um correcto estudo desta acção implicaria a construção de um modelo aeroelástico da estrutura e a execução de ensaios em túnel de vento. Todavia, devido à falta de meios, esta acção foi apenas estudada estaticamente, considerando forças equivalentes à acção do vento.

Por norma, para estruturas de frequências próprias superiores a 0,5Hz, a consideração das acções estáticas equivalentes à acção do vento conduz a resultados satisfatórios, [13].

No Eurocódigo 1 as normas relativas à acção do vento possuem um campo de aplicação limitado, nomeadamente, não sendo aplicáveis a estruturas de vão superior a 200m, nem a pontes de cabos.

Embora estas limitações excluam o caso em estudo, a falta de referências para a aplicação da acção do vento nesta estrutura levou à quantificação da acção do vento no tabuleiro segundo o EC 1 e à adopção de uma metodologia simplificada com base no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

Segundo o Eurocódigo 1, a velocidade do vento é dada por

$$V_b = \mathrm{C_{dir}}\,\mathrm{C_{sea}}\,\mathrm{V_{b,0}} \qquad (14)$$

sendo

$\mathrm{C_{dir}}$ factor direccional do vento
$\mathrm{C_{sea}}$ factor de época do vento
$\mathrm{V_{b,0}}$ velocidade de referência

Tomando como velocidade de referência 25m/s e como factores direccional e de época o valor 1,0, valor estipulado no EC 1, salvo a existência de indicação do contrário no anexo nacional, resulta uma velocidade do vento de 25m/s.

A velocidade média do vento, por sua vez, é calculada com base na velocidade do vento e nos coeficientes orográfico e de rugosidade. O coeficiente orográfico $\mathrm{C_o(z)}$ tem em conta o nivelamento do terreno. Por falta de dados quanto ao valor nacional conferido ao local adoptou-se 1,0. O coeficiente de rugosidade $\mathrm{C_r(z)}$ tem em conta a altura da estrutura e a rugosidade do terreno, sendo dado pela seguinte expressão

$$\mathrm{C_r(z)} = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \qquad z_{min} < z < 200m \qquad (15)$$

sendo k_r o factor de terreno, dependente da rugosidade, dado por

$$k_r = 0{,}19\left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0{,}07} \qquad (16)$$

Os valores de z_0 e $z_{0,II}$ retiram-se da tabela 10.

Tabela 10 – Comprimentos de rugosidade consoante as categorias de terreno, [14]

Terrain category	z_0 m	z_{min} m
0 Sea or coastal area exposed to the open sea	0,003	1
I Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles	0,01	1
II Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights	0,05	2
III Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)	0,3	5
IV Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m	1,0	10

Tendo em conta que o local da obra se encontra a mais de 2km da zona costeira, considerou-se, de acordo com o EC 1, o local de categoria I, ou seja

$$z_0 = 0{,}01\text{m}$$

$$z_{min} = 1\text{m}$$

Assim sendo, o factor k_r tem o valor de 0,17 e o coeficiente $C_r(z)$, para uma altura de 12m entre o tabuleiro e o nível da água, toma o valor de 1,20. Obtém-se assim o valor para a velocidade média de

$$V_m(z) = C_o(z)\, C_r(z)\, V_b \qquad (17)$$

$$= 1 \text{ x } 1{,}20 \text{ x } 25$$

$$= 30\text{m/s}$$

Por sua vez, o valor da pressão de pico é dado por

$$qp(z) = \frac{1}{2}\, \rho\, {V_m}^2 \left(1 + 7\frac{k_l}{C_o(z) ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}\right) \qquad (18)$$

$$= \frac{1}{2} \text{ x } 1{,}25 \text{ x } 30^2 \left(1 + 7\frac{1}{1 \text{ x } ln\left(\frac{12}{0{,}01}\right)}\right)$$

$$= 1{,}12 \text{ kN/m}^2$$

Na equação (18), ρ é a densidade do ar e k_l é o factor de turbulência, cujo valor é 1,0, salvo se especificado em contrário no anexo nacional.

A força horizontal correspondente à acção do vento na direcção transversal é dada por

$$F_w = qp(z)\, C_{f,x}\, A_{ref,x} \qquad (19)$$

sendo $C_{f,x}$ o coeficiente de força e $A_{ref,x}$ a área de referência onde o vento actua.

Para o cálculo da $A_{ref,x}$ é necessário ter em conta a altura equivalente do tabuleiro, dependendo esta das condições das guardas adoptadas.

Tabela 11 – Altura equivalente do tabuleiro, [14]

Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	d + 0,3 m	d + 0,6 m
Solid parapet or solid safety barrier	d + d_1	d + 2d_1
Open parapet and open safety barrier	d + 0,6 m	d + 1,2 m

No presente caso a ponte possui guardas de vidro sólidas de 1,1m de altura em ambos os lados, o que faz com que d_{total} tome o valor de 2,5m.

Por sua vez o valor médio de b é de 4,5m, o que faz com que a relação b/ d_{total} adquira o valor 1,8, o que pelo seguinte gráfico do EC1 origina um $C_{f,x}$ de 2,0.

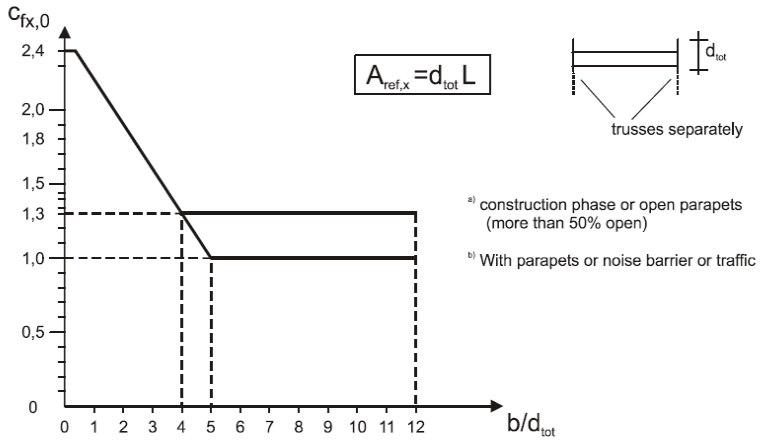


Fig.48 – Gráfico que relaciona a relação b/d_{total} com o coeficiente de forma $C_{f,x}$, [14]

A acção horizontal do vento na direcção transversal ao tabuleiro adquire assim o valor de 5,60kN/m.

A acção horizontal segundo o eixo longitudinal do tabuleiro é estabelecida pelo Eurocódigo 1, para este tipo de tabuleiro, como 25% da força na direcção transversal, resultando assim uma acção de 1,40kN/m.

Passando à direcção vertical, o coeficiente de força recomendado na ausência de testes de túnel de vento é de ±0,9.

Como tal, considerando o valor médio de b de 4,5m resulta uma força vertical de ±4,53 kN/m.

No que se refere à acção do vento nos cabos o EC 1 não se aplica, por isso foi adoptado, simplificadamente, um coeficiente de forma de 1,1 e uma pressão dinâmica do vento segundo o RSA[14], ou seja

$$W_k = 0{,}613\, V^2 \qquad (20)$$

que resulta num valor de 0,38 kN/m^2, para uma velocidade de 25m/s.

Desta simplificação resultaram os seguintes valores para a acção do vento nos cabos.

Tabela 12 – Forças representativas da acção do vento nos cabos

	Diâmetro [mm]	Força [kN/m]
Cabos principais	158	0,07
Pendurais	32	0,01

Os valores reduzidos referentes a esta acção são calculados com Ψ_0= 0,3, Ψ_1= 0,2 e Ψ_2=0.

[14] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, [16]

Acção acidental

A acção acidental considerada foi a ocorrência de cheia. Para tal adoptou-se um procedimento semelhante ao utilizado na quantificação da acção do vento nos cabos, ou seja, um estudo simplificado, recorrendo à aplicação de forças estáticas nos elementos solicitados.

Assim sendo considerou-se os coeficientes de forma de 1,6 para o tabuleiro e de 1,1 para os cabos e uma velocidade de escoamento de 5m/s. Para considerar a acção da água sobre as guardas foi adoptada uma altura do tabuleiro segundo a tabela 11.

A força equivalente à acção da cheia é dada pela fórmula, [15]

$$F = \frac{1}{2}\rho \, C_{forma} \, V^2 A_{ref} \qquad (21)$$

que origina os valores indicados na tabela 13.

Tabela 13 – Forças representativas da acção acidental de cheia

	A_{ref} [m^2]	C_{forma}	Força [kN/m]
Tabuleiro	2,5 L	1,6	50,00
Cabos principais	0,158 L	1,1	2,17
Pendurais	0,032 L	1,1	0,44

No caso de ocorrência de cheia, a estrutura, devido à sua geometria, só será afectada parcialmente. A acção de cheia considerada no cálculo representa a maior cheia ocorrida no local de implantação da ponte. Esta cheia aconteceu em 1909, tendo o nível das águas do rio subido até à cota 11m, ficando apenas a 80cm do tabuleiro inferior da ponte Luís I[15]. Este procedimento é conservativo na medida em que o leito do rio se apresenta bem mais largo na zona do projecto.

As forças foram então aplicadas a todos os elementos que se encontram abaixo da cota 11m, como ilustra a figura 49.

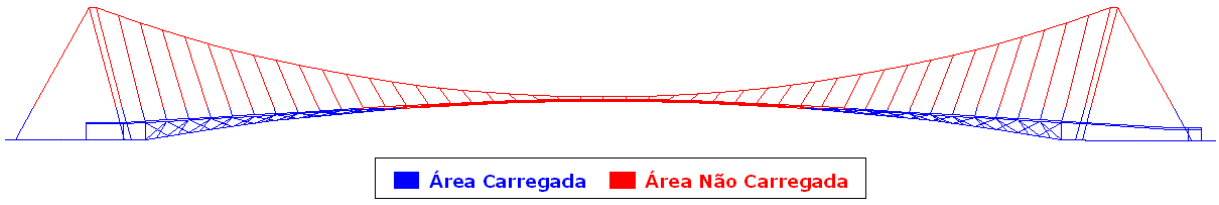


Fig.49 – Imagem representativa dos elementos afectados pela carga hidroestática.

É de notar que, tirando a longínqua cheia de 1909, aquela que mais se aproximou desta ocorreu em 1962, na qual o nível da água não ultrapassou a cota 8,5m, [18]. Para esta cota o efeito da presença das guardas sólidas poderia ser ignorado, uma vez que estas quase não são intersectadas pela linha da água, reduzindo bastante o efeito da acção acidental na estrutura.

[15] Informação retirada do site da Junta de Freguesia de Santa Marinha, [17].

4.2.2. COMBINAÇÕES

Estando já descritas as acções significativas para o cálculo da estrutura, referem-se agora as combinações consideradas relevantes neste estudo.

A primeira combinação analisada representa a ponte acabada de construir, sem estar sujeita a solicitações exteriores, correspondendo a uma combinação de duração permanente.

$$\sum G_{k,i} \qquad (22)$$

Seguiram-se as combinações para a análise do Estado Limite de Serviço, analisando-se as de curta e muito curta duração.

Combinação frequente

$$\sum G_{k,i} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad (23)$$

Combinação rara

$$\sum G_{k,i} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad (24)$$

Foram também analisadas combinações referentes ao Estado Limite Último, que se materializam na expressão (25).

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,\mathrm{j}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad (25)$$

Por último, analisou-se uma combinação acidental e duas combinações de carga parcial.

Tratando-se de uma ponte pedonal, o Eurocódigo 1 indica que, salvo se especificado o contrário devido a condições climatéricas adversas, não é necessário equacionar simultaneamente as acções da temperatura e do vento, [10]. Neste pressuposto, foram consideradas combinações em seguida descritas.

1 – Combinação permanente

Esta combinação é constituída pelas acções que se encontram presentes na estrutura desde o início do seu funcionamento, ou seja, o pré-esforço, o peso próprio da estrutura e as forças equivalentes ao peso próprio dos seus elementos constituintes.

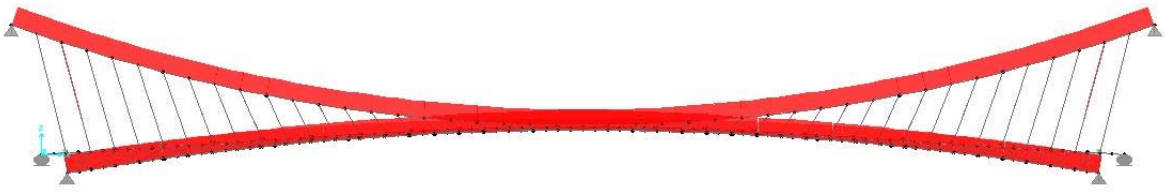


Fig.50 – Diagrama de esforços axiais da combinação permanente

No estado permanente os cabos principais possuem esforços que variam entre os 7820kN e os 6140kN, para os cabos superiores, e entre os 8093kN e 4346kN, para os cabos inferiores.

Nos pendurais, os esforços máximos são de 213kN e de 264kN para os pendurais superiores e inferiores, respectivamente, enquanto que para os laterais, o valor máximo é de 452kN.

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

Elaborada com o intuito de estimar uma deformação corrente na estrutura, esta combinação produz a meio vão o deslocamento máximo vertical do tabuleiro, tomando este o valor de 20cm.

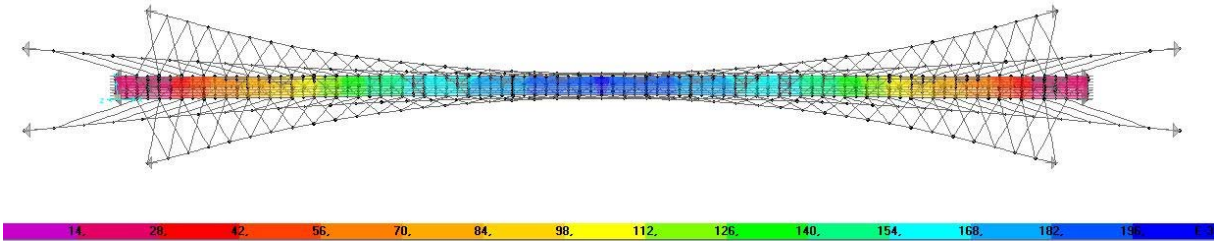


Fig.51 – Diagrama de deslocamentos do tabuleiro para a combinação 2

No que se refere aos esforços máximos obtidos, estes são de 8178kN, nos cabos superiores, e de 7498kN, nos cabos inferiores. Os pendurais superiores e inferiores apresentam valores máximos na ordem dos 200kN, enquanto que os laterais apresentam o valor máximo de 433kN.

3 – Combinação frequente com sobrecarga de utilização como acção base e variação de temperatura diferencial positiva como acção secundária

Formulada com o mesmo intuito da anterior, esta combinação revela a acção da variação diferencial de temperatura como a menos penosa das combinações frequentes consideradas, verificando-se um deslocamento máximo vertical no tabuleiro, a meio vão, de 19cm.

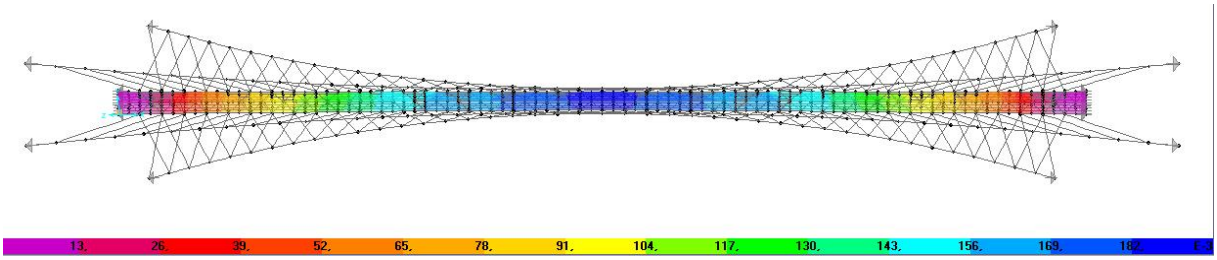


Fig.52 – Diagrama de deslocamentos do tabuleiro para a combinação 3

Nesta combinação obtêm-se os esforços máximos de 8684kN nos cabos superiores, e de 7885kN nos cabos inferiores. Já nos pendurais os esforços máximos são de 212kN, 228kN e 449kN, respectivamente nos pendurais superiores, inferiores e laterais.

4 – Combinação rara com sobrecarga de utilização como acção base e variação de temperatura uniforme positiva, como acção secundária

Tendo em conta a acção mais prejudicial da temperatura, esta foi levada em conta na combinação rara conjuntamente com a sobrecarga de utilização, a fim de determinar o deslocamento máximo da estrutura em serviço.

Desta combinação resulta um deslocamento máximo de 50cm, a meio vão.

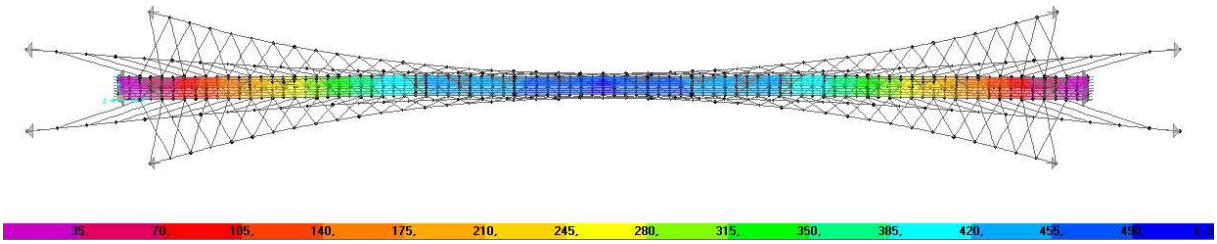


Fig.53 – Diagrama de deslocamentos do tabuleiro para a combinação 4

Os esforços máximos atingem os valores de 9444kN e de 7208kN nos cabos superiores e inferiores, respectivamente. Enquanto que para os pendurais superiores, inferiores e laterais os esforços máximos são de 216kN, 142kN e 429kN, respectivamente.

5 – Combinação rara com sobrecarga de utilização como acção base e vento descendente como acção secundária

Nesta combinação foi considerada a acção do vento com sentido descendente, conjugada com a acção da sobrecarga de serviço, para determinar qual a causa da maior deformação vertical em serviço, a acção do vento ou a acção da temperatura.

Desta combinação resulta um deslocamento máximo vertical a meio vão de 51cm, ligeiramente superior ao que se obtém na combinação anterior.

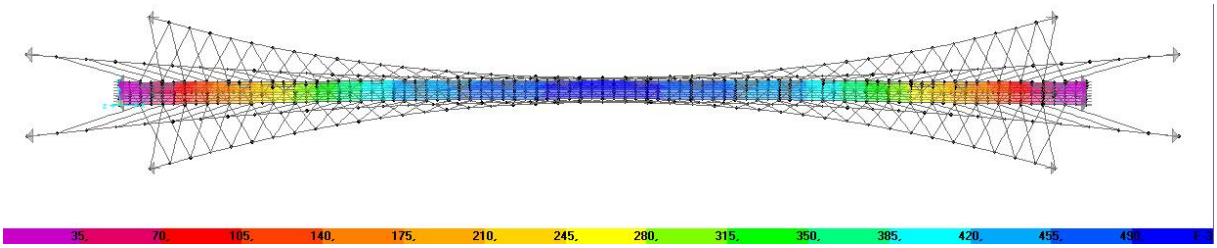


Fig.54 – Diagrama de deslocamentos tabuleiro para a combinação 5

Quanto aos esforços, são também obtidos valores superiores, nomeadamente os valores máximos de 10220kN e 7560kN para os cabos superiores e inferiores, respectivamente. Os pendurais encontram-se por sua vez solicitados pelos esforços máximos de 235kN no caso dos superiores, de 161kN no caso dos inferiores e de 453kN nos laterais.

6 – Combinação ELU[16] com vento descendente como acção de base e sobrecarga de utilização como acção secundária

As combinações de Estado Limite Último assumem um interesse especial no que respeita ao cálculo dos esforços para dimensionamento dos cabos.

Ao considerar o vento no sentido descendente, a sua acção aumentará os esforços dos cabos superiores e reduzirá os existentes nos cabos inferiores.

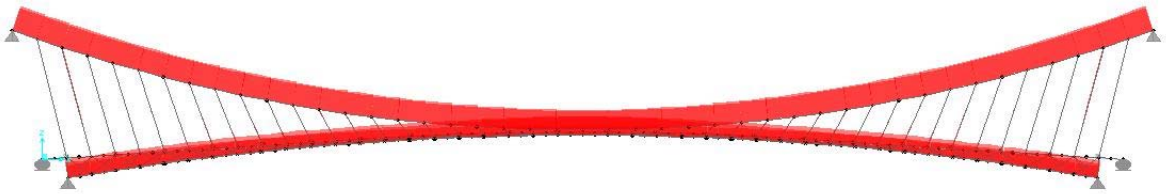


Fig.55 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 6

Nesta combinação os esforços atingem o valor máximo nos cabos superiores de 10374kN, enquanto que nos cabos inferiores o valor mínimo é de 3503kN. Nos pendurais superiores, inferiores e laterais os valores máximos são de 239kN, 188kN e 489kN, respectivamente.

7 – Combinação ELU com vento ascendente como acção de base

Esta combinação foi definida a fim de conhecer os esforços máximos nos cabos inferiores, visto que o vento ao actuar no sentido ascendente alivia a tensão existente nos cabos superiores e sobrecarrega os cabos inferiores.



Fig.56 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 7

O esforço máximo obtido para os cabos inferiores é de 8759kN, enquanto que o esforço mínimo obtido para os cabos superiores é de 5690kN.

Os pendurais obtêm os valores máximos de 217kN, de 292kN e de 490kN para os pendurais superiores, inferiores e laterais, respectivamente.

[16] Estado Limite Último

8 – Combinação ELU com sobrecarga de utilização como acção de base e vento descendente como acção secundária

Esta combinação foi elaborada com o mesmo intuito da combinação 6, alterando a importância das cargas, ou seja, passando a sobrecarga de utilização para acção base e o vento para acção secundária.

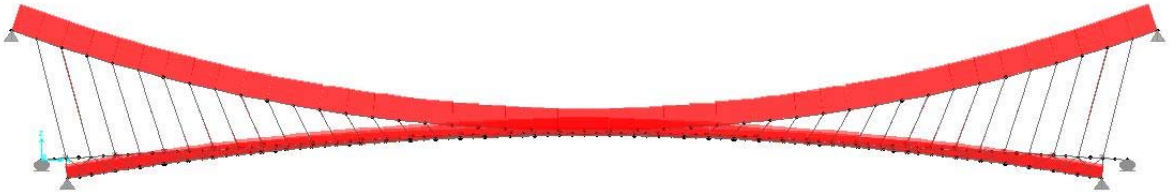


Fig.57 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 8

Relativamente à combinação 6, o esforço máximo dos cabos superiores aumenta para 11469kN, enquanto que o valor de esforço mínimo dos cabos inferiores diminui para 3042kN.

O mesmo se passa com os esforços máximos dos pendurais, aumentando os dos superiores para 266kN, enquanto que os inferiores reduzem para 113kN. Os esforços dos pendurais laterais aumentam, atingindo o valor máximo de 462kN.

9 – Combinação ELU com sobrecarga de utilização como acção de base e variação de temperatura uniforme negativa como acção secundária

Nesta combinação e na seguinte procedeu-se de forma idêntica à das combinações 6 e 8, alternando os papéis de acção base e acção secundária, e substituindo a acção do vento pela da variação uniforme de temperatura.

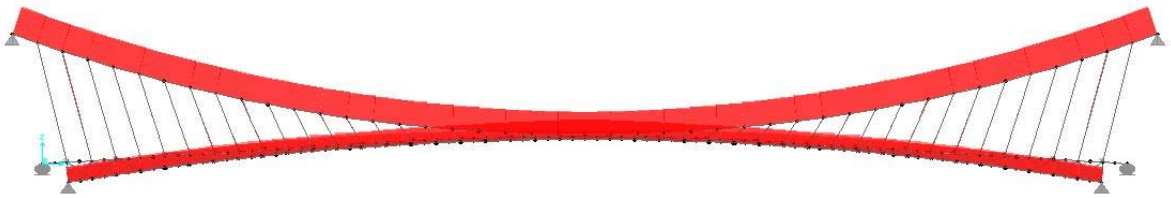


Fig.58 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 9

Neste caso, considerando a sobrecarga de utilização como acção base, obtém-se o esforço máximo actuante nos cabos superiores, nomeadamente, 11701kN.

Os cabos inferiores obtêm o valor máximo de 7780kN, enquanto que os pendurais superiores, inferiores e laterais, obtêm os valores máximos de 270kN, 133kN e 468kN, respectivamente.

10 – Combinação ELU com variação de temperatura uniforme negativa como acção de base e sobrecarga de utilização como acção secundária

Neste caso, inverteu-se os papéis de acção base e secundária considerados na combinação anterior.

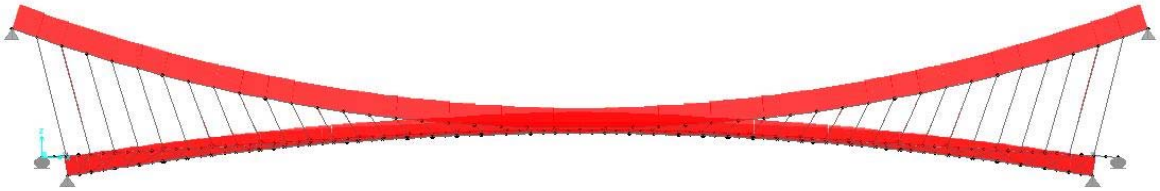


Fig.59 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 10

Os resultados não se revelam tão condicionantes para os cabos principais superiores. Os esforços máximos obtidos para os cabos principais são de 10370kN, para os cabos superiores, e 8516kN, para os cabos inferiores. Os pendurais superiores e inferiores obtêm os valores máximos na ordem dos 240kN, enquanto que os laterais obtêm o valor máximo de 485kN.

11 – Combinação ELU com variação de temperatura uniforme negativa

Nesta configuração pretende-se avaliar o esforço máximo nos cabos inferiores, visto que a inexistência de carregamentos no sentido descendente não reduz os esforços a que estes estão submetidos e a variação negativa de temperatura provoca o encolhimento dos cabos e o consequente aumento dos esforços a que estes estão sujeitos.

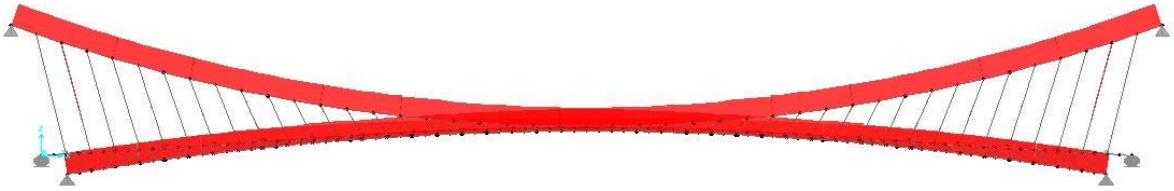


Fig.60 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 11

Como esperado, à excepção da combinação acidental, é para esta combinação que, nos cabos inferiores, se obtêm os valores mais críticos de esforços, sendo o seu máximo 8773kN.

Os pendurais laterais também obtêm o valor máximo das combinações de Estado Limite Último, sendo este de 492kN.

Os cabos superiores apresentam o valor máximo de 9233kN, enquanto que os pendurais superiores e inferiores obtêm os valores máximos de 248kN e 291kN, respectivamente.

12 – Combinação ELU com variação de temperatura uniforme positiva

Esta combinação foi equacionada para obter o valor mínimo de tracção a que os cabos principais superiores estariam submetidos.

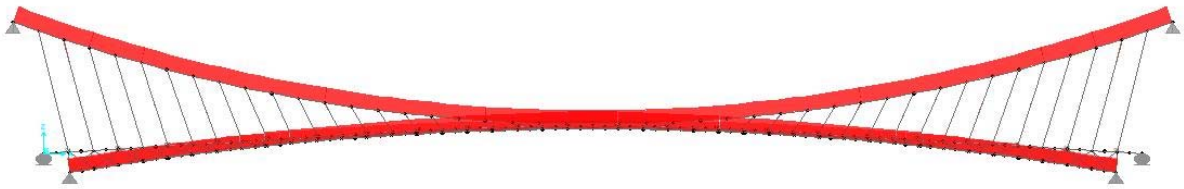


Fig.61 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 12

Para esta combinação verifica-se que os cabos principais superiores obtêm o seu valor mínimo, 5201kN. O mesmo acontece para os pendurais superiores, cujo valor mínimo é 74kN.

Os cabos inferiores também apresentam um valor reduzido, 3183kN, embora não corresponda ao mais baixo de todos os casos considerados.

Os pendurais superiores, inferiores e laterais apresentam os valores máximos de 165kN, 212kN e 408kN, respectivamente.

13 – Combinação ELU com variação de temperatura uniforme positiva como acção de base e sobrecarga de utilização como acção secundária

Para avaliação do esforço mínimo de tracção dos cabos inferiores considerou-se não só a dilatação dos cabos, através da variação de temperatura positiva, como também a sobrecarga de utilização da estrutura. Deste modo o esforço existente nos cabos inferiores, já reduzido devido à dilatação, é ainda aliviado através do carregamento do tabuleiro.

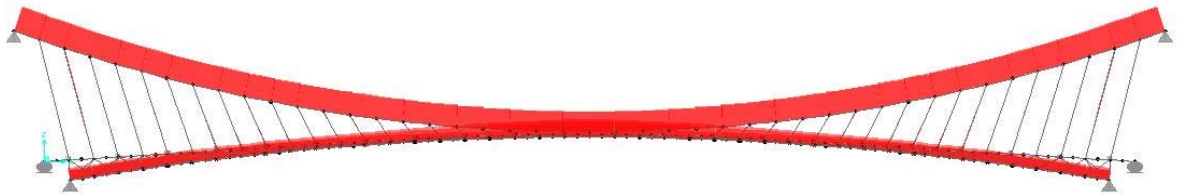


Fig.62 – Diagrama de esforços axiais para a combinação 13

Tal como o esperado, obtém-se o valor mínimo de esforço nos cabos inferiores, sendo este de 2439kN. Os pendurais inferiores também atingem o seu valor mínimo, nomeadamente, 8kN.

Para os cabos superiores o valor mínimo é por sua vez bastante superior ao da combinação anterior, sendo este de 7814kN, enquanto que os pendurais obtêm os valores máximos de 237kN, 102kN e 433kN, para os superiores, inferiores e laterais, respectivamente.

14 – Combinação acidental de cheia

Esta combinação foi a única combinação acidental estudada, tendo por objectivo verificar se a ponte estaria apta a resistir à acção de cheia mais desfavorável de que há memória no rio Douro.



Fig.63 – Diagrama de esforços axiais para a combinação acidental de cheia

Embora a ocorrência de uma cheia igual à de 1909 seja bastante improvável, devido às recentes alterações da morfologia das margens e à construção de estruturas de retenção, esta combinação apresenta um relevo considerável para o estudo. É para esta configuração que ocorrem os esforços mais elevados nos cabos inferiores e nos pendurais laterais.

O esforço máximo nos cabos principais inferiores é de 8869kN, superando o valor obtido na combinação 11. Os pendurais laterais são também muito solicitados, apresentando o esforço máximo de 941kN.

Os esforços máximos nos restantes cabos não se apresentam tão relevantes, sendo de 8274kN, 250kN e 294kN nos cabos superiores, pendurais superiores e pendurais inferiores, respectivamente.

Em situação de cheia, a deformada da estrutura apresenta a configuração representada na figura 64.

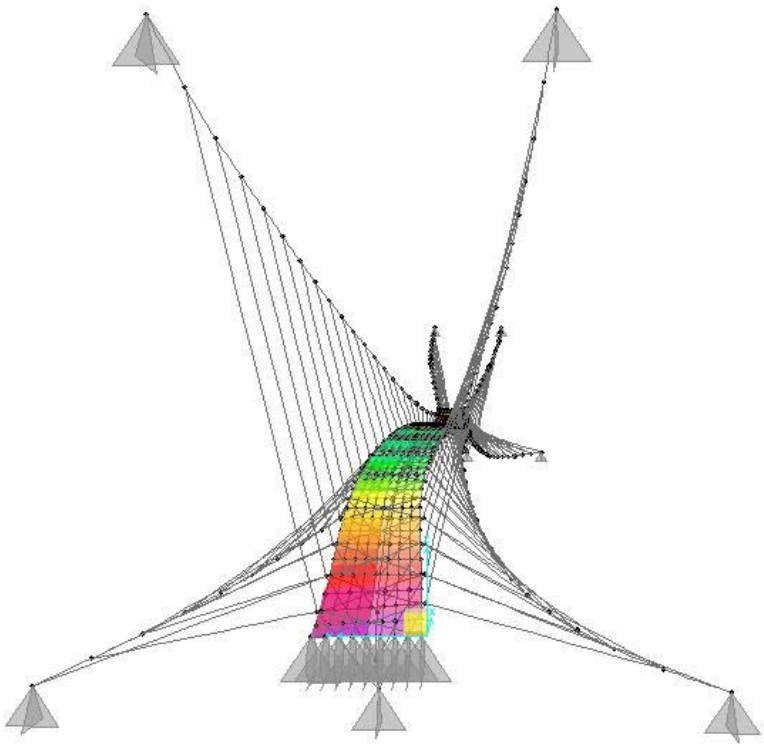


Fig.64 – Deformada da estrutura em caso de cheia

15a – Combinação rara parcial longitudinal com sobrecarga de utilização como acção de base

Por último foram estudadas duas configurações raras parciais, para averiguar se estas conduziriam a deformações consideráveis, ou mesmo a esforços elevados.

Para o primeiro caso, sobrecarga na metade Norte do tabuleiro, no que se refere aos esforços é de salientar que a configuração apresenta a particularidade de provocar o esforço máximo nos pendurais inferiores, nomeadamente 327kN.

Assim sendo, considerou-se conveniente estudar as mesmas acções, mas para o Estado Limite Último, considerando uma nova combinação, a 15b.

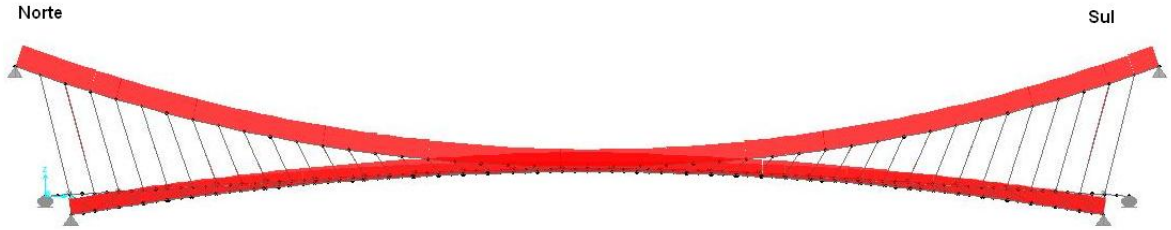


Fig.65 – Diagrama de esforços axiais para a combinação rara parcial longitudinal

Os restantes valores obtidos para esta configuração encontram-se entre os valores máximos e os valores mínimos obtidos para os cabos principais e para os restantes pendurais, não sendo por isso relevantes.

Quanto aos deslocamentos, esta configuração adquire alguma importância, uma vez que nela ocorre o deslocamento máximo em serviço, 52cm a um quarto do vão, como se pode observar na figura 66.



Fig.66 – Deformada para a estrutura da combinação rara parcial longitudinal

15b – Combinação ELU parcial longitudinal com sobrecarga de utilização como acção de base

Estudada em consequência dos resultados da combinação 15a, esta configuração revelou não só o esforço máximo nos pendurais inferiores, como se esperava, mas também o esforço máximo nos pendurais superiores.

O valor máximo obtido para os pendurais superiores é de 274kN e para os inferiores é de 345kN.

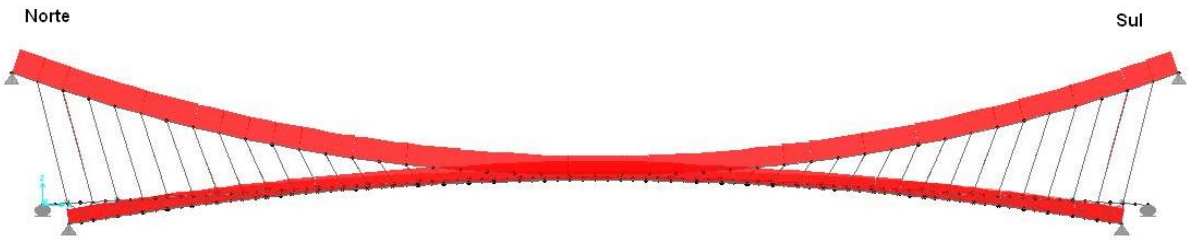


Fig.67 – Diagrama de esforços axiais para a combinação ELU parcial longitudinal

Para os restantes elementos, os esforços obtidos encontram-se entre os valores máximos e os valores mínimos, não sendo por isso relevantes.

16 – Combinação rara parcial transversal com sobrecarga de utilização como acção de base

Esta combinação parcial é menos significativa que as restantes, pois além de apresentar esforços abaixo dos valores máximos e acima dos mínimos obtidos anteriormente, a deformação máxima do tabuleiro é apenas de 32cm, ocorrendo longitudinalmente a meio vão e transversalmente no ponto mais extremo do lado carregado (ver a figura 68).

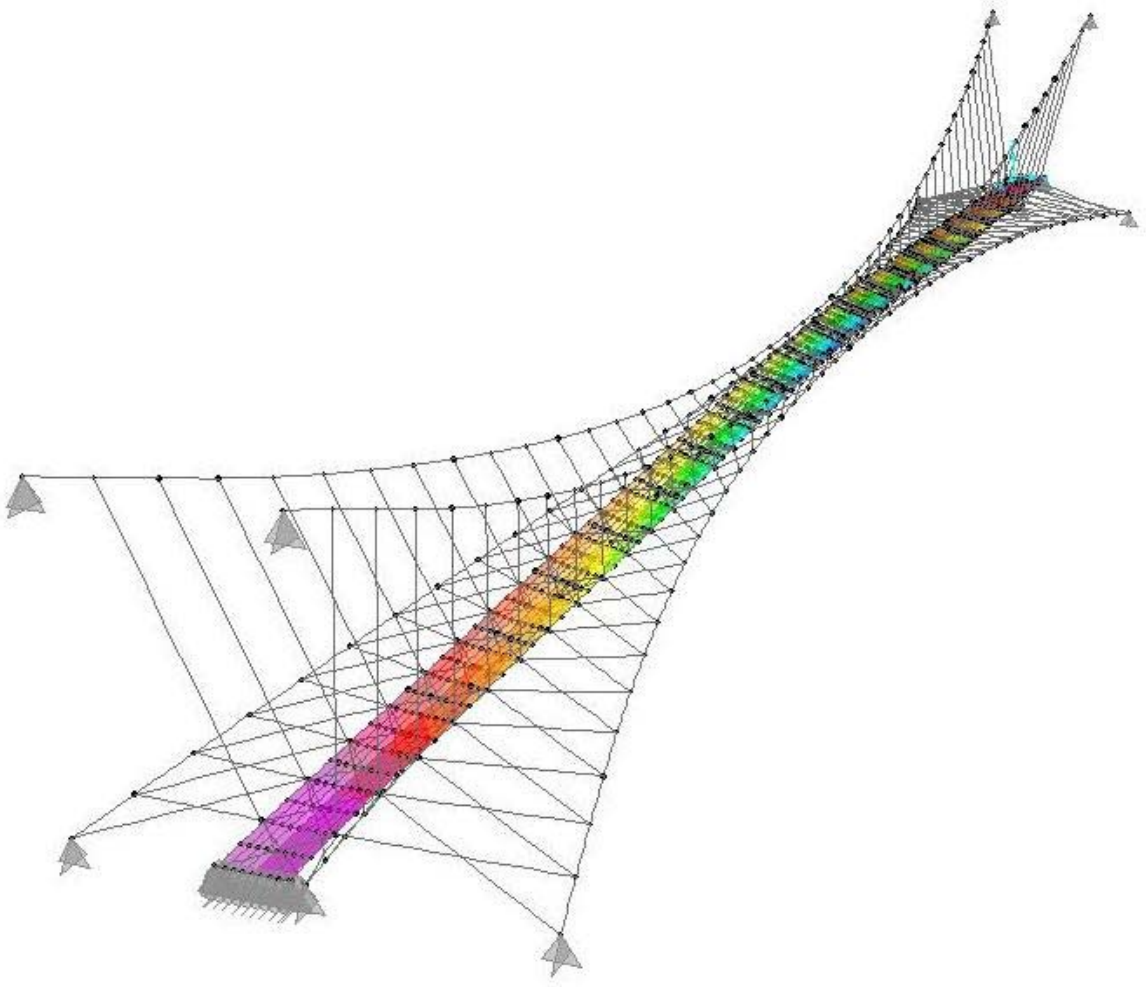


Fig.68 – Deformada da estrutura para a combinação rara parcial transversal.

4.2.3. ANÁLISE QUANTITATIVA DOS RESULTADOS

Os valores dos esforços máximos encontram-se quantificados na tabela 14, podendo esta servir de base para a sua comparação.

Tabela 14 – Esforços máximos obtidos [kN]

Combinação	Cabos Superiores	Cabos Inferiores	Pendurais Superiores	Pendurais Inferiores	Pendurais Laterais
1	7820	8093	213	264	452
2	8178	7498	196	212	433
3	8684	7885	212	228	449
4	9444	7208	216	142	429
5	10220	7560	235	161	453
6	10374	7604	239	188	489
7	7777	8759	217	292	490
8	11469	7466	266	113	462
9	**11701**	7780	270	133	468
10	10370	8516	244	240	485
11	9233	8773	248	291	492
12	6574	6843	165	212	408
13	10355	6894	237	102	433
14	8274	**8869**	250	294	**941**
15a	9243	7907	257	327	463
15b	10002	7630	**274**	**345**	471
16	9283	8005	210	237	451

Os valores da tabela 14 foram obtidos após um processo iterativo, em que o dimensionamento foi efectuado à medida que se obtinham os valores de cálculo. Estes valores servem essencialmente para verificar o dimensionamento dos cabos indicado na secção 4.4.3, uma vez que este foi maioritariamente condicionado pela análise dinâmica.

Os esforços mínimos obtidos para os cabos principais e pendurais encontram-se quantificados na tabela 15.

Tabela 15 – Esforços mínimos obtidos [kN]

Combinação	Cabos Superiores	Cabos Inferiores	Pendurais Superiores	Pendurais Inferiores
1	6140	4346	89	79
2	6351	3724	91	60
3	6745	4060	97	68
4	7200	3179	104	48
5	7710	3551	111	53
6	7513	3503	107	52
7	5690	4405	82	79
8	8529	3042	124	26
9	8895	3616	129	55
10	8035	4508	116	79
11	7240	4885	106	91
12	**5201**	3186	**74**	55
13	7814	**2439**	113	**8**
14	5875	4329	90	58
15a	6889	4004	94	58
15b	7390	3683	98	16
16	6630	4005	93	64

Observando os valores obtidos, constata-se que os cabos principais se encontram sempre muito traccionados, sem nunca se aproximarem de valores reduzidos.

Dos pendurais apenas interessa verificar os valores dos superiores e inferiores, para confirmar que estes se encontram sempre traccionados, visto que os pendurais laterais, pelo programa de cálculo, têm os seus esforços de compressão limitados a 0kN, como já foi referido na secção 4.1.2.

Constata-se que a combinação 13 é a mais preocupante, pois apresenta o valor de tracção mais baixo, embora se verifique a condição de não compressão.

Passando agora para uma análise de deslocamentos, os valores máximos observados para o deslocamento vertical do tabuleiro são os apresentados na tabela 16.

Tabela 16 – Deslocamentos máximos verticais obtidos

Combinação	Δ [m]	L/Δ
2 - frequente	-0,199	1106
3 - frequente	-0,189	1164
4 - rara	-0,497	443
5 - rara	-0,514	428
6 - ELU	-0,510	432
7 - ELU	0,085	2604
8 - ELU	-0,784	281
9 - ELU	-0,712	309
10 – ELU	-0,315	699
11 - ELU	-0,066	3359
12 - ELU	-0,110	1995
13 - ELU	-0,766	287
15a – rara	-0,515	427
16 – rara	-0,324	679

Embora à primeira vista, estes valores possam parecer elevados, é necessário ter presente o comprimento do vão em que estes se manifestam, nomeadamente 220m.

Como se pode verificar, o deslocamento máximo obtido para as combinações de serviço é de 51,5cm, ou seja, corresponde a uma relação de L/427, sendo L o valor do vão.

O Eurocódigo 3 recomenda que o valor limite dos deslocamentos verticais para pavimentos em geral não ultrapasse L/250. Observando a tabela 16 pode-se constatar que, mesmo para as combinações de Estado Limite Último, este valor nunca é atingido.

4.3. ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA

4.3.1. CONCEITOS GERAIS DE ANÁLISE DINÂMICA

O comportamento dinâmico da estrutura foi o que mais condicionou a sua configuração e o seu dimensionamento.

Para a generalidade das pontes metálicas, as frequências fundamentais espectáveis enquadram-se na seguinte fórmula, [19]

$$f = 35\, L^{-0,73} \qquad (26)$$

sendo L o comprimento do vão.

Segundo (26), para uma ponte metálica de 220m de vão a frequência fundamental espectável seria de 0,62 Hz. Todavia, o sistema estrutural adoptado possui um comportamento dinâmico pouco comum, devido ao seu comportamento não linear e ao efeito do elevado pré-esforço nas suas vibrações, permitindo conferir maior rigidez à estrutura e aumentar as suas frequências fundamentais.

Empiricamente é fácil entender que um cabo esticado apresenta uma rigidez superior à de um cabo solto. Basta observar as cordas de uma guitarra, onde os sons mais graves são produzidos por cordas mais grossas e menos tensas. Ou seja, para obter frequências inferiores usam-se cordas que não só apresentam uma maior massa como apresentam também uma menor rigidez. Já com os sons mais agudos, aos quais correspondem frequências superiores, sucede o oposto, estes são produzidos por cordas mais finas e mais tensionadas.

A análise modal elaborada foi a convencional, tendo como base a matriz de rigidez resultante da análise geométrica não linear da estrutura. Este procedimento revela-se um procedimento aproximado, na medida em que a rigidez é considerada constante em toda a amplitude do movimento oscilatório, o que não corresponde à realidade. À medida que o movimento se realiza, o estado de tensão da estrutura altera-se, mudando assim a sua rigidez.

Este efeito originaria modos próprios de vibração de frequências superiores, dado que a maiores amplitudes corresponderiam maiores tensões e consequentemente maior rigidez, sendo por isso um aspecto a ter em conta na análise modal.

Numa análise modal linear, a equação dos modos próprios de vibração é dada pela seguinte expressão

$$[K - \omega^2 M]\phi = 0 \qquad (27)$$

onde K é a matriz de rigidez

ω é a frequência angular

M é a matriz de massa

ϕ é o vector do modo próprio

A obtenção dos modos próprios é dada pela resolução da equação (27) para vectores diferentes do vector nulo, ou seja,

$$det[K - \omega^2 M] = 0 \qquad (28)$$

Numa análise modal não linear acontece o mesmo, diferindo apenas a matriz rigidez. Esta passa a ser constituída por uma parcela linear (K_L) e por uma parcela geométrica (K_G).

Assim sendo, a equação dos modos próprios passa a ser

$$[K_L + K_G - \omega^2 M]\phi = 0 \qquad (29)$$

Poder-se-á considerar o exemplo de uma barra rígida simplesmente apoiada carregada segundo o seu eixo, para se ilustrar a questão.

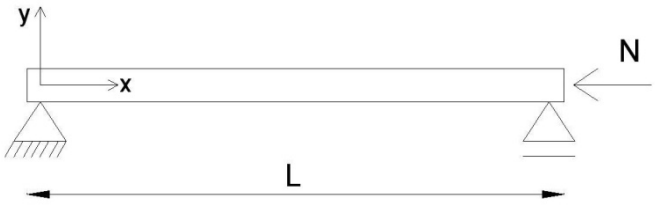


Fig.69 – Exemplo simples de dinâmica não-linear

O comportamento dinâmico da barra é descrito pela seguinte equação diferencial, [20]

$$EI\ \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + N\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \rho A\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \qquad (30)$$

onde ρ e A são, respectivamente, a massa volúmica do material e a área da secção transversal da barra.

A equação diferencial (30) tem a seguinte solução

$$y(x,t) = C\ e^{iwt}\sin\frac{n\pi x}{L} \qquad (31)$$

Substituindo a solução (31) na equação (30), obtém-se a seguinte expressão

$$1 - \frac{N}{\mathrm{EI}\left(\frac{n\pi}{L}\right)^2} = \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 \qquad (32)$$

onde ω e ω_0 são, respectivamente, a frequência própria não-linear de vibração da estrutura e a frequência própria da análise linear.

Considerando o conceito de carga crítica,

$$N_{cr} = EI\left(\frac{n\pi}{L}\right)^2 \qquad (33)$$

a frequência do modo próprio vem dada pela expressão

$$\omega = \omega_0\sqrt{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \qquad (34)$$

Da expressão (34) pode-se concluir, que para um valor nulo do esforço axial, a frequência própria de vibração da estrutura é igual à frequência própria da análise linear. Por outro lado, para um valor de esforço axial de compressão igual ao valor da carga crítica de Euler a estrutura fica instável e a sua frequência é nula.

Por último, pode-se concluir que, para esforços de tracção, ou seja, valores negativos de esforço axial, o quociente entre a frequência própria de vibração da estrutura e a frequência própria da análise linear tem um valor superior à unidade, sendo este tanto maior quanto maior for o esforço de tracção, ou seja, a frequência de vibração cresce com o nível de tracção da estrutura.

Relativamente ao projecto em estudo interessa essencialmente verificar o seu comportamento dinâmico face à acção do vento e às vibrações induzidas por pessoas.

Acção Dinâmica do Vento, [15]

As pontes são sujeitas a diversas formas de excitação aerodinâmica, podendo estas ser classificadas em três classes diferentes, conforme os modos que provocam. São assim distinguidas as que provocam modos de amplitude limitada, mas suficiente para causar desconforto aos seus utentes ou danos por fadiga; as que provocam modos não osciladores divergentes, de amplitude rapidamente crescente ao ponto de provocar a rotura da ponte; e por último, as formas de excitação aerodinâmica que provocam modos osciladores de amplitude crescente, provocando os mesmos efeitos das anteriores.

Os modos de amplitude limitada podem ser provocados por duas causas diferentes, nomeadamente, a formação de vórtices e a turbulência do vento.

Os modos não osciladores divergentes consistem numa forma de instabilidade que se deve essencialmente ao crescimento do momento com o ângulo de incidência do vento, existindo assim uma velocidade crítica para a qual, o momento devido às forças aeroestáticas ultrapassa o valor permitido pela rigidez torsional da secção, fazendo com que a rotação desta cresça ilimitadamente.

Nos dois casos apresentados as forças aerodinâmicas são substancialmente independentes dos modos de vibração da estrutura. No entanto existem casos em que estas forças, que fornecem energia à estrutura, são controladas pelos modos da mesma, auto-excitando-se e provocando assim modos osciladores de amplitude crescente.

Destes destacam-se os casos do *flutter* clássico, do *galloping* e do *stall flutter*. O primeiro verifica-se quando as frequências fundamentais flexionais e torsionais das pontes são muito próximas. Com o aumento da velocidade do vento, até um valor crítico para o qual a energia fornecida à ponte é superior aquela que a mesma é capaz de dissipar, as oscilações flexotorsionais crescem rapidamente até levar a ponte ao colapso. Este foi o fenómeno responsável pelo já referido e célebre incidente de Tacoma.

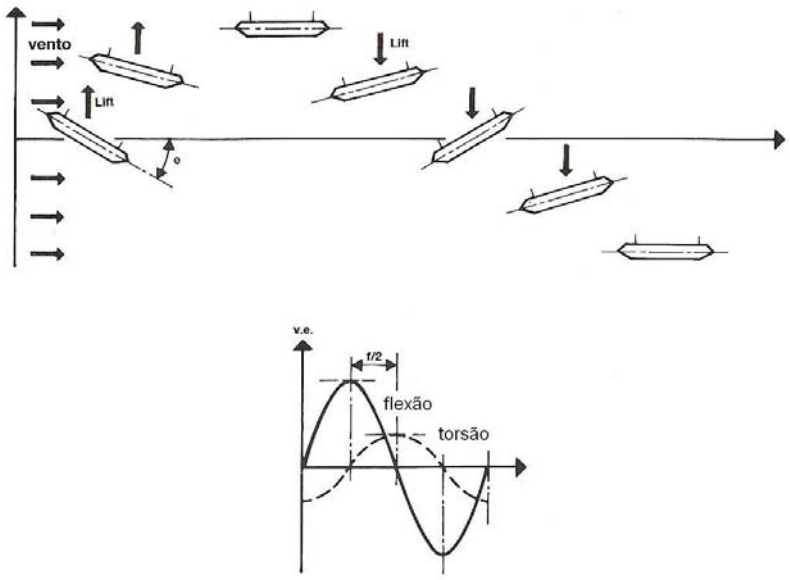


Fig.70 - Esquema representativo do *flutter*, [15]

A instabilidade devido ao *galloping* ocorre para as secções de características polares muito particulares, podendo verificar-se para oscilações verticais ou para oscilações torsionais. Analisando, por exemplo, as oscilações verticais, se ao actuar um vento horizontal estiver a ocorrer um modo

vertical, resulta numa acção do vento composta por uma componente horizontal no sentido da inicial e outra vertical de sentido oposto ao do modo vertical. Se a variação do coeficiente de forma da secção com o ângulo de incidência da força vertical for negativa, ou seja, o coeficiente de forma tiver tendência a diminuir, sobre a secção actuará uma força que tende a excitar infinitamente o modo vertical.

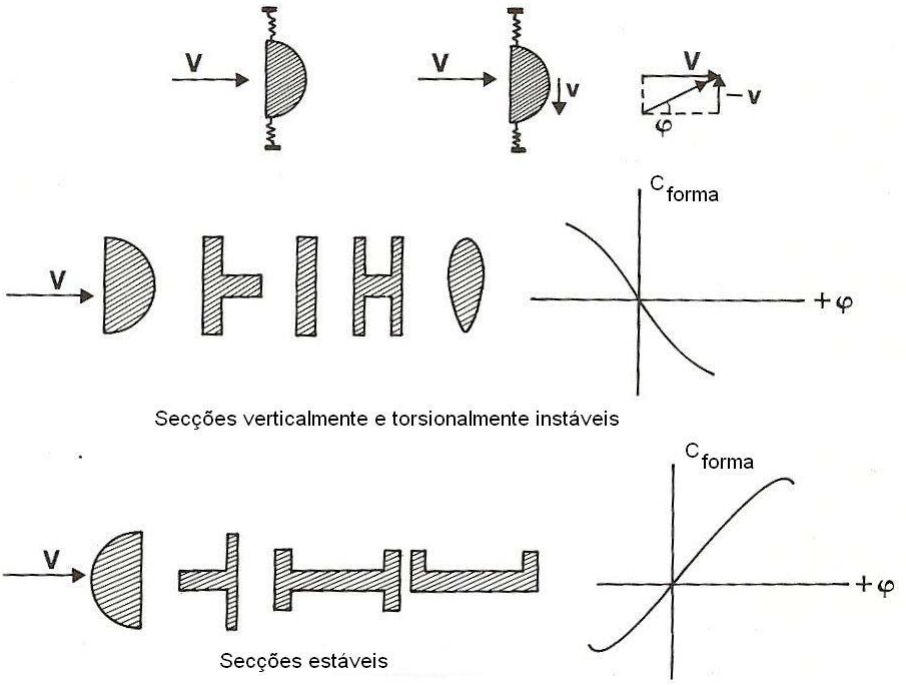


Fig.71 – Exemplos de secções estáveis e instáveis, [15]

O *stall flutter* constitui um problema análogo ao anterior. As forças aerodinâmicas sobre uma estrutura de secção relativamente plana aumentam geralmente com o ângulo de incidência até um determinado valor, após o qual diminuem bruscamente devido às camadas de fluído que se separam da superfície superior da secção. Neste ponto as forças elásticas da estrutura reduzem de modo substancial o ângulo de incidência e as forças aerodinâmicas agem novamente como no início. Este mecanismo, em alguns casos, constitui uma fonte de energia para a estrutura que pode assim tornar-se instável, quer para modos verticais, quer para modos torsionais.

Vibrações induzidas por pessoas

As actividades de andar, correr, saltar, dançar, entre outras, podem afectar fortemente a capacidade de serviço de uma estrutura, podendo mesmo, em casos raros, condicionar o seu comportamento à fadiga e a sua segurança.

Para a estrutura em estudo, uma ponte pedonal, convém focar essencialmente as actividades de andar e correr. Quando um ser humano caminha sobre uma estrutura, carrega-a com forças dinâmicas na sua superfície. Estas forças apresentam componentes em todas direcções, ou seja, vertical, lateral e longitudinal, e dependem de parâmetros como a frequência, a velocidade e o comprimento do passo, apresentando assim uma complexidade elevada.

A frequência típica do andar é cerca de dois passos por segundo, o que equivale a uma frequência vertical de 2Hz. No entanto esta varia consoante a velocidade do andar, adquirindo por norma um valor entre 1,4 e 1,7 Hz, para um andar lento, e entre 2,2 e 2,4Hz, para um andar rápido. À força lateral aplicada à ponte por uma pessoa que sobre ela caminha está associada uma frequência que é cerca de metade da correspondente à da acção vertical, ou seja, à frequência horizontal corresponde um valor entre 0,7 e 1,2Hz.

Numa actividade de corrida a frequência vertical encontra-se entre 2 e 3,5Hz, correspondendo a primeira a uma corrida mais lenta, do tipo *jogging*, e a última a um *sprint.* A frequência horizontal neste caso encontra-se entre 1 e 1,75Hz, [19] e [21].

Uma ponte pedonal, por norma, encontra-se submetida à acção de um grupo de pessoas, podendo ou não ocorrer uma sincronização entre o caminhar dos transeuntes e as vibrações da estrutura.

Estudos de outras pontes revelaram que os transeuntes são mais tolerantes às vibrações verticais do que às horizontais. Para estas, quando a estrutura excede um certo deslocamento, tornando-se este perceptível, os seus utilizadores tendem a adaptar e sincronizar os seus passos com as oscilações da estrutura, pois a travessia torna-se mais confortável. O utilizador tem assim tendência a conferir um impulso em cada vibração da ponte aumentando a sua amplitude e levando a que cada vez mais pessoas sintam o deslocamento e se sincronizem com ele, criando assim um ciclo que acaba por prender as pessoas na sincronização da estrutura, obrigando-as a parar ou a abrandar o passo para garantir novamente o conforto ou as condições que lhes permitam continuar a travessia. Este fenómeno é denominado por efeito *lock-in* e teve a sua mais célebre ocorrência na inauguração da *Millennium Bridge* em Londres, na qual o deslocamento lateral máximo atingiu um valor de 7cm, [21] e [22].

4.3.2. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE

Os modos próprios da ponte foram calculados através da análise aproximada referida na secção anterior, ou seja, tendo por base a matriz de rigidez resultante da análise geométrica não-linear.

A fim de analisar as frequências próprias de vibração da ponte, foram calculados os valores dos 30 primeiros modos, uma vez que a ponte não só apresenta alguns modos em que os cabos vibram independentemente do tabuleiro, como também se procura abordar toda a amplitude de frequências de excitação da estrutura devidas às actividades dos peões. Os modos em que os cabos vibram independentemente não têm grande relevância para a análise da ponte, visto que não afectam o comportamento do tabuleiro e por isso não provocam alterações no conforto dos peões durante a travessia.

O estado de tensão dos cabos influencia a rigidez da estrutura e consequentemente as suas frequências próprias de vibração. Por esse motivo foi realizada uma análise modal para as três combinações de serviço consideradas, nomeadamente, as combinações 1,4 e 5. No entanto, os resultados obtidos não divergiram significativamente quanto aos valores das frequências próprias, embora o tipo de deformação dos modos se tenha alterado ligeiramente. Os valores obtidos e os tipos de deformação dominantes encontram-se nas tabelas 17, 18 e 19.

Tabela 17 – Modos próprios da combinação 1 - permanente

Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação
1	0,915	1,092	Vertical
2	0,897	1,115	Vertical
3	0,882	1,133	Lateral
4	0,748	1,336	Cabos/Lateral
5	0,743	1,346	Cabos/Vertical
6	0,735	1,361	Cabos
7	0,730	1,371	Torsional
8	0,705	1,419	Torsional
9	0,622	1,607	Vertical
10	0,604	1,657	Torsional
11	0,590	1,695	Vertical
12	0,540	1,852	Vertical
13	0,531	1,883	Torsional
14	0,516	1,937	Vertical
15	0,509	1,963	Torsional
16	0,447	2,235	Torsional
17	0,447	2,239	Torsional
18	0,444	2,251	Cabos/Vertical
19	0,429	2,331	Vertical
20	0,416	2,401	Cabos
21	0,415	2,408	Torsional
22	0,408	2,452	Lateral/Torsional
23	0,391	2,558	Torsional
24	0,367	2,725	Lateral
25	0,367	2,727	Vertical
26	0,365	2,738	Vertical
27	0,361	2,769	Torsional
28	0,342	2,924	Vertical
29	0,341	2,932	Lateral
30	0,340	2,941	Torsional

Tabela 18 – Modos próprios da combinação 4 - rara

Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação
1	0,924	1,082	Vertical
2	0,919	1,088	Vertical
3	0,895	1,118	Lateral
4	0,750	1,333	Torsional
5	0,749	1,334	Torsional
6	0,681	1,468	Cabos/Torsional
7	0,681	1,468	Cabos/Vertical
8	0,668	1,496	Cabos
9	0,656	1,525	Vertical
10	0,655	1,527	Vertical
11	0,591	1,693	Torsional
12	0,585	1,711	Torsional
13	0,582	1,719	Vertical
14	0,542	1,845	Vertical
15	0,541	1,849	Lateral
16	0,470	2,128	Torsional
17	0,463	2,158	Torsional
18	0,448	2,235	Vertical
19	0,416	2,402	Vertical
20	0,404	2,478	Vertical
21	0,399	2,508	Cabos/Vertical
22	0,393	2,541	Cabos/Lateral
23	0,390	2,561	Lateral
24	0,380	2,629	Cabos
25	0,376	2,662	Torsional
26	0,370	2,703	Torsional
27	0,369	2,713	Vertical
28	0,368	2,714	Torsional
29	0,350	2,859	Lateral
30	0,340	2,945	Vertical

Tabela 19 – Modos próprios da combinação 5 - rara

Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	Tipo de deformação
1	0,907	1,102	Vertical/Lateral
2	0,892	1,121	Vertical
3	0,885	1,130	Vertical/Lateral
4	0,729	1,371	Torsional
5	0,723	1,382	Torsional
6	0,660	1,515	Cabos/Torsional
7	0,656	1,525	Cabos/Vertical
8	0,643	1,555	Cabos
9	0,634	1,578	Vertical
10	0,630	1,588	Vertical
11	0,572	1,747	Torsional/Vertical
12	0,562	1,779	Torsional/Vertical
13	0,559	1,787	Torsional
14	0,531	1,884	Lateral
15	0,516	1,938	Vertical
16	0,456	2,193	Torsional
17	0,449	2,229	Lateral/Torsional
18	0,426	2,349	Vertical
19	0,402	2,489	Vertical
20	0,399	2,508	Torsional/Lateral
21	0,385	2,600	Cabos/Torsional
22	0,379	2,639	Torsional
23	0,378	2,643	Cabos/Lateral
24	0,367	2,726	Cabos
25	0,362	2,763	Torsional
26	0,357	2,800	Torsional
27	0,353	2,829	Torsional
28	0,353	2,836	Vertical
29	0,345	2,894	Vertical/Torsional
30	0,329	3,037	Vertical

Observando os resultados, constata-se que a frequência mais baixa obtida é do tipo vertical com o valor de 1,082Hz. Esta é obtida para a segunda combinação rara estudada, que corresponde à combinação com sobrecarga de utilização como acção base e variação uniforme de temperatura como acção secundária.

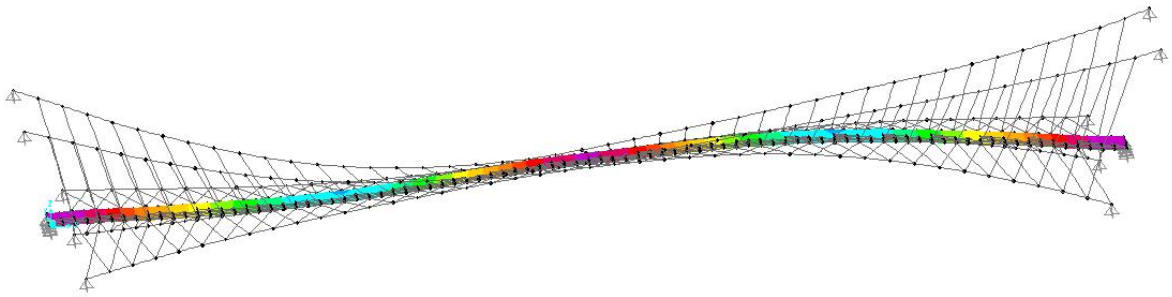


Fig.72 – Imagem do modo de frequência mais baixa (tipo vertical)

Outro aspecto que se verifica é que, comparativamente com a configuração permanente, na qual a ponte se encontra sem utilizadores, as configurações raras, nas quais a ponte se encontra repleta de utilizadores, apresentam modos próprios de vibração menos "puros", ou seja, resultantes da conjugação de vários tipos de vibração.

Como foi referido na secção anterior, interessa especialmente analisar dinamicamente a estrutura relativamente à acção do vento e à acção dos seus utilizadores.

A análise dos efeitos dinâmicos da acção do vento teria de ser efectuada determinando os parâmetros aerodinâmicos da estrutura através de ensaios em túnel de vento. No entanto, os valores de frequências próprias obtidos, sempre superiores a 1Hz, permitem não só dar validade à opção inicialmente considerada de representação da acção do vento através de cargas estáticas, como também concluir que a estrutura não irá apresentar problemas no que se refere à turbulência do vento, sendo no entanto necessário recorrer a ensaios para avaliar os restantes efeitos referidos.

Analisando agora os valores obtidos relativamente às vibrações induzidas por pessoas, é necessário separar duas situações: a combinação permanente, na qual a ponte não se encontra repleta de pessoas e os peões podem circular livremente; e as combinações raras, nas quais é considerada uma solicitação de serviço em toda a estrutura, ou seja, quando a ponte se encontra preenchida, dificultando ou mesmo impedindo a circulação dos seus utilizadores.

No que respeita à acção permanente, observa-se que as primeiras frequências próprias verticais da ponte se encontram abaixo das frequências de excitação associadas ao acto de caminhar ou correr. Na tabela 17, o valor de frequência vertical que mais se aproxima da excitação correspondente ao acto de caminhar (2Hz) corresponde ao 6º modo vertical, ou seja, um modo sem grande relevância. Relativamente às combinações raras, as frequências próprias verticais também só se aproximam da frequência de excitação para modos pouco significativos.

As frequências próprias laterais da ponte apresentam por sua vez uma situação mais preocupante, sendo a primeira frequência lateral na combinação permanente 1,133Hz, valor próximo da frequência de excitação horizontal, embora corresponda já a uma andar rápido e por isso não seja tão solicitada quanto um andar normal.

Para as combinações raras, o preenchimento da ponte apenas permitiria uma circulação lenta de frequência horizontal próxima de 0,7Hz, da qual as frequências próprias da ponte já se distanciam.

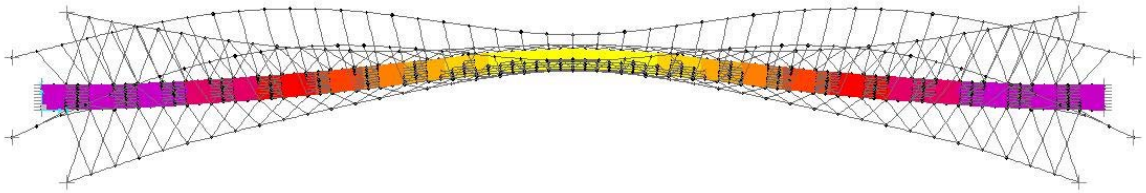


Fig.73 – Imagem do primeiro modo lateral da combinação permanente

Um modo de avaliar a importância da frequência mínima lateral, relativamente ao já referido efeito *lock-in*, consiste em estimar o número de pessoas que seria necessário para provocar este efeito. Para tal recorreu-se a uma fórmula desenvolvida pelos estudos da *Millennium Bridge*, que embora não tenha um carácter oficial, pode indicar uma estimativa, [22].

$$N_L = \frac{8\pi\xi M f}{k} \qquad (35)$$

Os parâmetros ξ, M e f são respectivamente o coeficiente de amortecimento, a massa modal da estrutura e a frequência natural. O parâmetro k é uma constante de valor 300Ns/m.

Aplicando esta fórmula, considerando um coeficiente de amortecimento de 2%, valor máximo para uma estrutura de aço, obteve-se uma estimativa de 213 pessoas, o que representa um número pequeno tendo em conta a extensão da ponte e a possibilidade de utilização da mesma por multidões. Se se considerar uma relação de 1 pessoa por m^2, a ponte tem capacidade para 990 pessoas, ou seja, este efeito poderia ocorrer para apenas 22% da capacidade total da mesma, embora seja improvável uma sincronização desse número de peões à frequência de 1,133Hz.

Outros parâmetros que se podem controlar para analisar o estado de aptidão da estrutura são a sua rigidez e as acelerações que um peão provoca ao utilizá-la.

Em primeiro lugar, pode-se avaliar a rigidez da estrutura. Por norma, pontes que apresentem uma rigidez superior a 8kN/mm não estão em risco no que se refere à acção dinâmica, [19]. Aplicando uma carga de 700N a meio vão, constata-se que esta ponte apresenta um deslocamento de 0,5mm, o que corresponde a uma rigidez de 1,4kN/mm, ou seja, bastante inferior ao valor de referência.

Outra forma de analisar a questão é através da verificação das acelerações máximas verticais induzidas por um peão ao atravessar a ponte. Este valor pode ser estimado simplificadamente através da seguinte fórmula, [19]

$$a_{máx} = 4\pi^2 f^2 y \alpha \phi \qquad (36)$$

onde f, y e α são, respectivamente, a frequência natural da ponte, a deformação estática a meio vão para uma força de 700N, e o coeficiente de participação de Fourier para cada harmónica. O parâmetro ϕ é o factor de amplificação dinâmica para um peão.

Relativamente ao acto de caminhar, o valor de α varia consoante a harmónica para qual é realizada a análise, sendo de 0,4 para a primeira e de 0,1 para a segunda e terceira. O factor de amplificação dinâmica considerado foi o correspondente a um coeficiente de amortecimento de 2%, ou seja, o valor 24.

Para definir a aceleração máxima permitida foram adoptados dois códigos distintos, o regulamento canadiano *Ontario Bridge Code* [*ONT*83] e o regulamento britânico [*BS* 5400].

Estes regulamentos limitam os valores das acelerações verticais em função das frequências naturais da estrutura.

O regulamento canadiano limita a aceleração a

$$0{,}5\ f^{0{,}5}[m/s^2] \qquad (37)$$

para frequências inferiores a 5Hz.

O regulamento britânico, menos conservativo, limita a aceleração a

$$0{,}25\ f^{0{,}78}[m/s^2] \qquad (38)$$

Os resultados observados permitiram constatar a verificação desta metodologia simplificada quanto às oscilações verticais, independentemente das configurações.

Tabela 20 – Verificação das acelerações verticais através de metodologias simplificadas

	Modo	Frequência	α	$a_{máx}$ [m/s^2]	$a_{limite}OBC$ [m/s^2]		$a_{limite}RB$ [m/s^2]	
Comb. 1 Permanente	1	1,092	0,4	0,24	0,27	Ok	0,52	Ok
	2	1,115	0,1	0,06	0,27	Ok	0,53	Ok
	9	1,607	0,1	0,13	0,36	Ok	0,63	Ok
Comb. 4 Rara	1	1,082	0,4	0,22	0,27	Ok	0,52	Ok
	2	1,088	0,1	0,06	0,27	Ok	0,52	Ok
	9	1,525	0,1	0,11	0,35	Ok	0,62	Ok
Comb. 5 Rara	1	1,102	0,4	0,24	0,27	Ok	0,52	Ok
	2	1,121	0,1	0,06	0,27	Ok	0,53	Ok
	9	1,130	0,1	0,06	0,28	Ok	0,53	Ok

Esta metodologia é no entanto muito simplificada, sendo por norma utilizada para pontes de vão reduzido e de esquema estrutural simples.

Para uma melhor avaliação, foi ainda realizado um estudo com um modelo dinâmico da acção de peões na estrutura[17]. Considerou-se um modelo de carga correspondente a um grupo de 8 a 15 peões caminhando de modo contínuo, representado por uma carga pontual aplicada no ponto mais gravoso

[17] modelo indicado em [23]

de todo o tabuleiro. Esta carga é constituída por uma componente vertical e outra horizontal, devendo cada uma destas ser analisada separadamente.

$$F_{n,v} = 280\ k_v(f_v)\sin(2\pi f_v t)\ [N] \quad (39)$$

$$F_{n,h} = 280\ k_h(f_h)\sin(2\pi f_h t)\ [N] \quad (40)$$

Os valores de f_v e f_h a utilizar são as frequências próprias de vibração da estrutura mais próximas de 2Hz e 1Hz, respectivamente. Os coeficientes $k_v(f_v)$ e $k_h(f_h)$, obtêm-se dos gráficos das figuras 74 e 75.

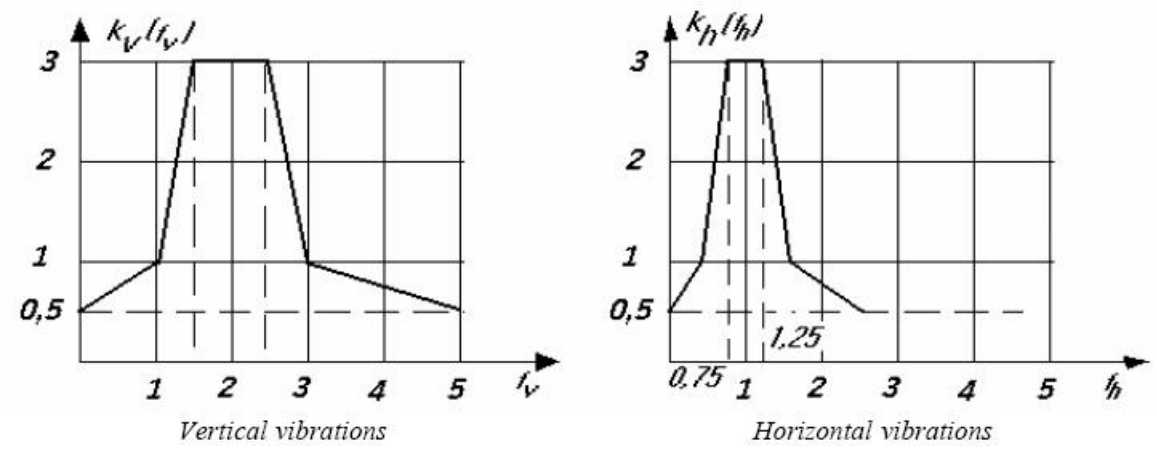


Fig.74 e Fig.75 - Gráficos para obtenção dos valores de $k_v(f_v)$ e $k_h(f_h)$, [23]

Usando a combinação permanente, as frequências a considerar são 1,133Hz para a horizontal e 1,937Hz para a vertical, o que origina valores de $k_v(f_v)$ e $k_h(f_h)$ iguais a 3.

A fim de garantir o conforto dos utilizadores da ponte, segundo o Eurocódigo 1, a aceleração máxima obtida em qualquer parte do tabuleiro deve ser inferior a 0,7m/s^2, para as vibrações verticais, e 0,15m/s^2, para as laterais.

No que se refere aos pontos de aplicação desta acção dinâmica, foi considerado um ponto a meio vão e outro a um quarto de vão, tendo-se obtido uma aceleração máxima vertical de 0,103m/s^2 e uma aceleração máxima horizontal de 0,018m/s^2.

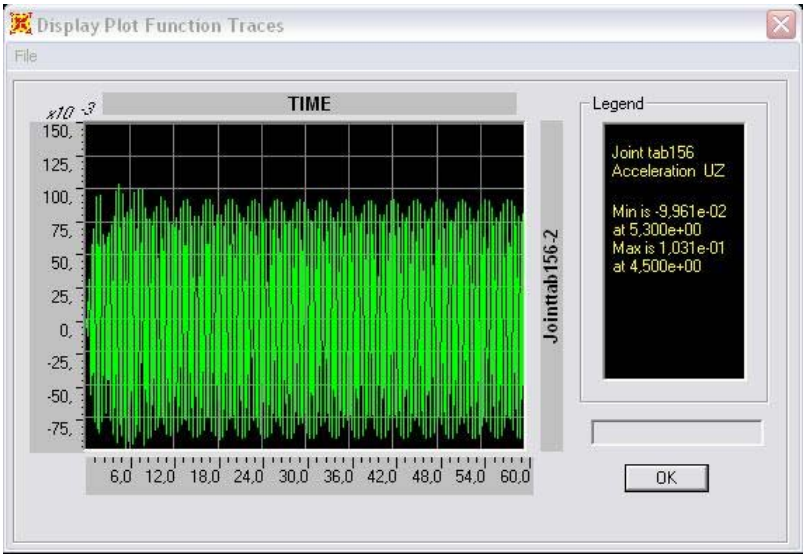


Fig.76 - Aceleração vertical no ponto onde ocorre o valor máximo

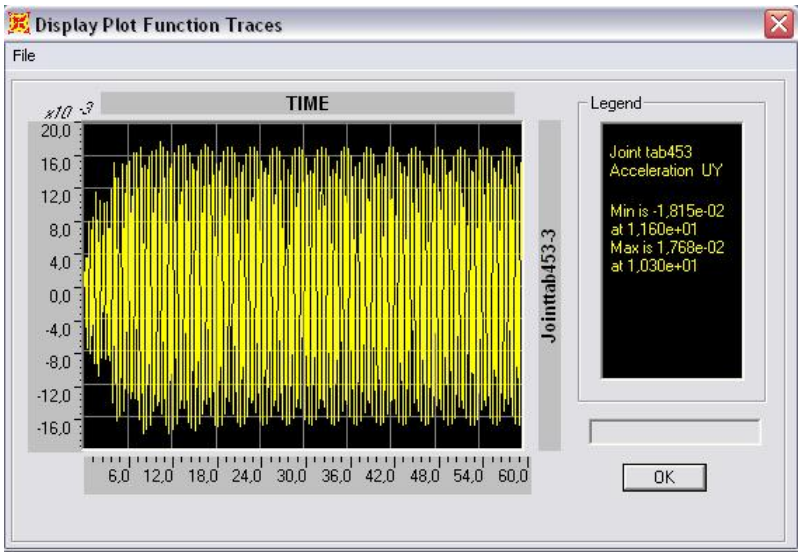


Fig.77 - Aceleração horizontal no ponto onde ocorre o valor máximo

É de notar que a máxima aceleração vertical foi obtida para a carga aplicada a um quarto de vão, enquanto que a máxima aceleração horizontal foi obtida para a carga aplicada a meio vão.

Os valores obtidos encontram-se bastante abaixo dos limites aceitáveis. No entanto, o modelo apenas considera um grupo limitado de peões e, tendo em conta a localização da estrutura e os eventos que nela ocorrem, convém avaliar a capacidade da estrutura quando solicitada por multidões.

Como tal, seria necessário desenvolver um estudo aprofundado a fim de caracterizar a possível acção de uma multidão na estrutura e averiguar o seu comportamento perante esta acção.

O estudo realizado serve essencialmente para prever a necessidade de controlo de vibrações na estrutura. Os seus resultados constituem valores meramente indicativos, sendo necessário proceder a

uma caracterização mais precisa do comportamento da estrutura após a sua concretização, dado as diversas condicionantes que o influenciam.

No entanto, relativamente às vibrações horizontais da estrutura, o resultado obtido pela aplicação da fórmula (35) alerta para uma provável necessidade do seu controlo, criando condições que permitam à ponte ser utilizada por multidões. Poderá assim ser necessário adoptar medidas de protecção dinâmica, à semelhança do que aconteceu noutras pontes pedonais, como por exemplo na *Millennium Bridge* e na ponte pedonal *Pedro e Inês*, em Coimbra.

Os sistemas de protecção dinâmica são dispositivos que melhoram o comportamento dinâmico das estruturas sem necessidade de aumentar a sua capacidade resistente, podendo melhorar tanto as suas características dinâmicas como a sua capacidade de dissipar energia.

A título exemplificativo podem ser indicados os dispositivos amortecedores de massa sintonizados (*TMD*[18]) e os amortecedores viscosos (*VD*[19]).



Fig.78 – Imagem de um amortecedor de massa sintonizado, [21]

Os primeiros são sistemas de inércia colocados em pontos singulares da estrutura. Os *TMD* consistem essencialmente num sistema secundário adicionado à estrutura (sistema primário), constituído por uma massa, uma mola e um amortecedor, que contraria o movimento do sistema primário. Quanto maior for a relação entre a massa do *TMD* e a massa da estrutura, menor será a resposta dinâmica desta. Em ambos os exemplos anteriormente referidos, *Millennium Bridge* e ponte *Pedro e Inês*, foram adoptados estes dispositivos.

[18] Tunned Mass Dampers

[19] Viscous Dampers

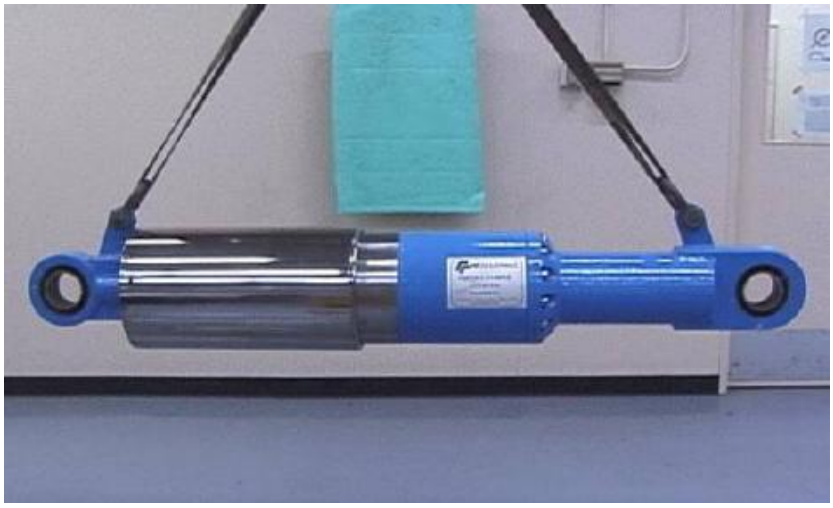


Fig.79 – Imagem de um amortecedor viscoso, [24]

Os *VD* são elementos estruturais de dissipação de energia que operam em movimentos relativos da estrutura e são utilizados entre dois pontos da mesma. Estes dissipadores de energia são semelhantes aos amortecedores dos automóveis. O seu funcionamento consiste na imposição de um movimento a um êmbolo, que força a passagem de um pistão através de um fluído, dissipando assim a energia. Este tipo de dispositivos foi adoptado no controle das vibrações ocorridas na *Millennium Bridge*.

4.4. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

4.4.1. TABULEIRO

O pavimento adoptado, ripado de madeira tratada, requer elementos de suporte relativamente próximos que permitam o seu fixamento, condicionando assim a estrutura a adoptar. Para resolver esta questão considerou-se um tabuleiro em grelha constituído por longarinas afastadas no máximo de 62,5cm nas extremidades do tabuleiro, reduzindo-se este valor até meio vão, onde atinge o mínimo de 50cm. Estas longarinas recebem as cargas transmitidas ao pavimento e transmitem-nas às carlingas principais, que por sua vez, se encontram suportadas nas extremidades pelos pendurais.

O funcionamento desta estrutura foi estudado a partir de um troço reduzido do tabuleiro, constituído por três carlingas principais, simplesmente apoiadas nas extremidades e pelas longarinas que as ligam, como se pode observar no esquema de barras representado na figura 80. No que se refere ao afastamento entre longarinas, foi considerada a situação mais desfavorável, ou seja, o afastamento de 62,5cm.

A selecção das secções a adoptar foi efectuada considerando apenas as acções do peso próprio da estrutura e da sobrecarga de utilização indicada no Eurocódigo 1, verificando quer a capacidade resistente em Estado Limite Último, quer as deformações para a combinação frequente, limitando-as a L/500.

Este estudo simplificado serviu também para definir o espaçamento entre pendurais, tendo sido estudadas as hipóteses de 8m, 5m e 4m, para avaliar a economia destas soluções. Outro aspecto considerado foi o processo construtivo a adoptar, uma vez que para facilitar a montagem do tabuleiro, se optou por secções que possibilitam a união dos vários tramos através de ligações aparafusadas nas extremidades de cada troço de 10m.

Posteriormente foi verificado o comportamento de um troço quando este é içado, tendo, para isso, sido considerados 3 apoios nos locais onde os guinchos actuam, ou seja, apenas nas carlingas constituídas por perfis UPN: 2 nas extremidades de uma das carlingas e 1 a meio da outra.

Da resposta a estas condicionantes resultou o esquema de secções presente na figura 80, com o afastamento entre pendurais de 5m.

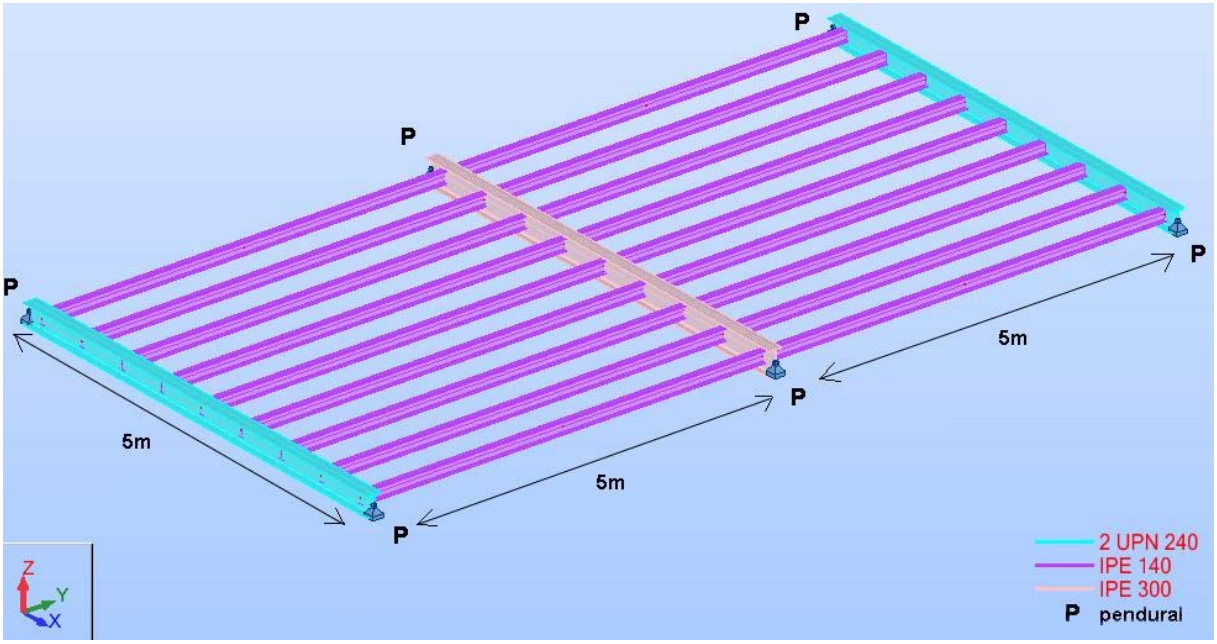


Fig.80 – Esquema de barras após pré-dimensionamento (solução não adoptada)

Foi ainda realizada a verificação segundo o Eurocódigo 3, usando a função de verificação automática do programa de cálculo Robot (Tabela 21).

Tabela 21 – Verificação das secções com o programa de cálculo, segundo o EC 3

EC3 (EN 1993-1:2005) - Verificação das barras (ELS ; ELU) 1to12

Resultados | Mensagens

Peça		Perfil	Material	Lay	Laz	Solicitaç	Caso
1 Barra_1	OK	2 UPN 240	S 355	58.53	164.05	0.24	3 ULS /1/
2 Barra_2	OK	IPE 300	S 355	43.33	161.21	0.76	3 ULS /1/
3 Barra_3	OK	2 UPN 240	S 355	58.53	164.05	0.24	3 ULS /1/
4 Barra_4	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.28	3 ULS /1/
5 Barra_5	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.38	3 ULS /1/
6 Barra_6	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.36	3 ULS /1/
7 Barra_7	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.35	3 ULS /1/
8 Barra_8	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.34	3 ULS /1/
9 Barra_9	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.35	3 ULS /1/
10 Barra_10	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.36	3 ULS /1/
11 Barra_11	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.38	3 ULS /1/
12 Barra_12	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.28	3 ULS /1/

No entanto, ao passar para o modelo integral da ponte, este esquema foi alterado. Para aumentar a rigidez transversal reforçaram-se as longarinas das extremidades e acrescentaram-se carlingas secundárias intermédias.

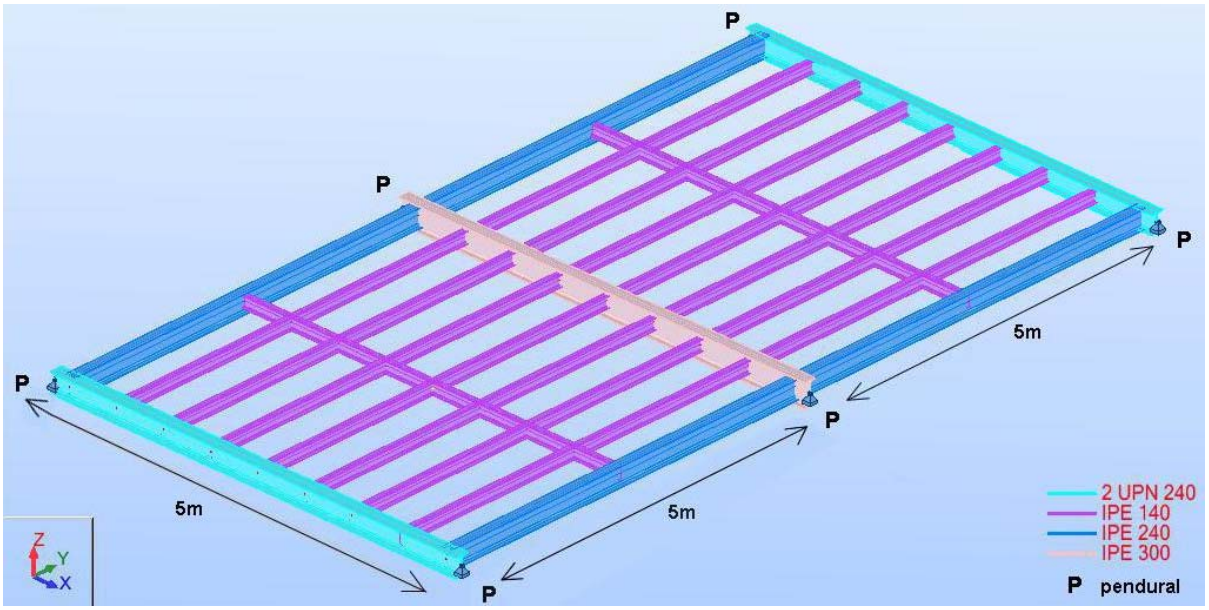


Fig.81 – Esquema de barras adoptado

Procedeu-se então a nova verificação segundo o Eurocódigo 3 (tabela 22), com sucesso, como seria de esperar.

Tabela 22 – Verificação das secções com o programa de cálculo, segundo o EC 3

EC3 (EN 1993-1:2005) - Verificação das barras (ELS ; ELU) 1to12

Resultados | Mensagens

Peça		Perfil	Material	Lay	Laz	Solicitaç	Caso
1 Barra_1	OK	2 UPN 240	S 355	58.53	164.05	0.23	3 ULS M/
2 Barra_2	OK	IPE 300	S 355	43.33	161.21	0.69	3 ULS M/
3 Barra_3	OK	2 UPN 240	S 355	58.53	164.05	0.23	3 ULS M/
4 Barra_4	OK	IPE 240	Steel	100.26	371.36	0.21	3 ULS M/
5 Barra_5	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.21	3 ULS M/
6 Barra_6	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.28	3 ULS M/
7 Barra_7	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.31	3 ULS M/
8 Barra_8	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.32	3 ULS M/
9 Barra_9	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.31	3 ULS M/
10 Barra_10	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.28	3 ULS M/
11 Barra_11	OK	IPE 140	S 355	174.21	604.72	0.21	3 ULS M/
12 Barra_12	OK	IPE 240	Steel	100.26	371.36	0.21	3 ULS M/

Para além do esquema representado na figura 81, considerou-se ainda um contraventamento do tipo cruz de Santo André constituído, por perfis L90 x 10mm entre cada carlinga principal.

4.4.2. PILARES

Após o pré-dimensionamento já referido na secção 2.5 e o cálculo no modelo global obtiveram-se os esforços máximos a serem transmitidos ao topo de cada pilar (ver tabela 23).

Tabela 23 – Esforços máximos no topo dos pilares

Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]
11031	944	3788

Para estes valores procedeu-se ao cálculo do equilíbrio estático tridimensional no topo do pilar, considerando apenas esforço axial no pilar.

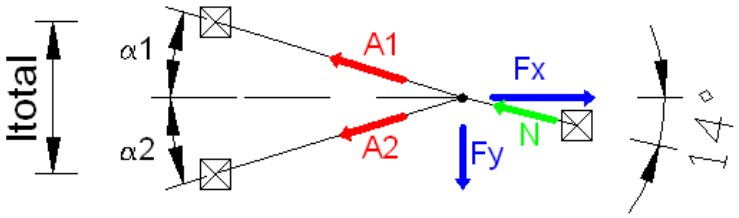


Fig.82 – Esquema de equilíbrio estático no topo do pilar, no plano XOY

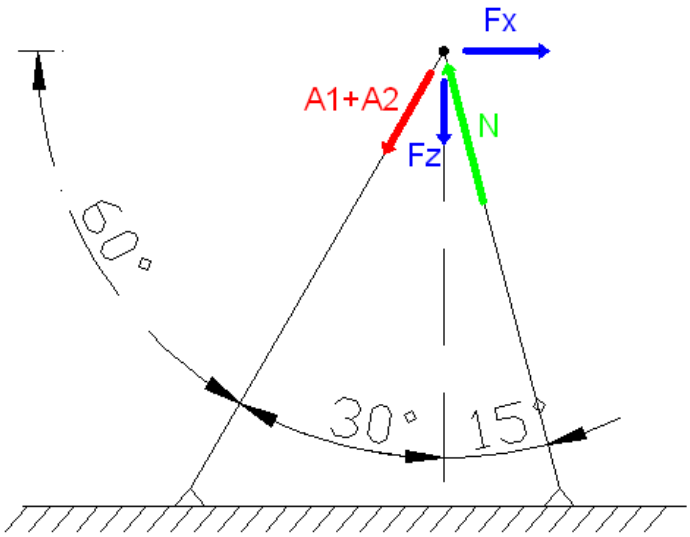


Fig.83 – Esquema de equilíbrio estático no topo do pilar, no plano XOZ

Para a resolução deste equilíbrio é necessário definir o ângulo que os cabos exteriores fazem com o plano XOZ. Tendo em conta as restrições da área de implantação e as limitações de espaço decorrentes dos acessos à ponte, o ângulo dos cabos exteriores mais próximos dos acessos ao tabuleiro com o plano XOZ tem de ser inferior a 6,9º.

Tabela 24 – Valores resultantes do equilíbrio estático

α1	α2	Ltotal [m]	A1 [kN]	A2 [kN]	N [kN]
5	5	6,04	6015	8824	17581
6	**6**	**7,24**	**6289**	**8502**	**17531**
6,9	6,9	7,84	6440	8349	17528

A escolha para os valores de α1 e α2 foi de 6º, resultando assim um esforço axial de 17531kN.

Para este valor de esforço axial foi efectuado um dimensionamento tendo em conta o Estado Limite Último de encurvadura por varejamento. Neste dimensionamento, devido à configuração da ponte, optou-se por uma largura mínima dos pilares de 1,5m, de modo a que estes, apesar de esbeltos, transmitam alguma sensação de segurança aos utilizadores da ponte.

Tratando-se de uma secção de aço Fe510, para valores de λ entre 20 e 85, tem-se a seguinte expressão, [25]

$$\sigma_{rd} = 416{,}05 - 3{,}0525.\lambda \qquad (41)$$

sendo a esbelteza da barra, λ, dada pela expressão

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \qquad (42)$$

e i, o raio de giração da secção transversal da barra em relação ao eixo perpendicular ao plano de varejamento dado por

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad (43)$$

onde I e A correspondem à inércia e à área da secção, respectivamente.

Obtiveram-se assim os resultados indicados na tabela 25 para as secções quadradas de lado B estudadas.

Tabela 25 – Resistência das secções ao enfunamento

le [m]	B [m]	e [m]	A [m^2]	I [m^4]	i [m]	λ	σrd [MPa]	Nrd [MN]
31,14	1,5	0,025	0,07	0,0274	0,6073	51,28	259,53	19,30
31,14	**1,5**	**0,05**	**0,15**	**0,0535**	**0,6023**	**51,71**	**258,22**	**38,09**
31,14	1,5	0,10	0,29	0,1017	0,5923	52,57	255,57	74,11

Embora a solução com 2,5cm de espessura fosse suficiente, optou-se por uma secção mais robusta, quadrada de 1,5m de lado e 5cm de espessura.

Após este dimensionamento, inseriram-se os pilares no modelo e considerou-se também cabos exteriores pré-tensionados com a geometria indicada no cálculo estático, obtendo-se o modelo

representado na figura 84. Para aplicar esta pré-tensão, estipulou-se uma variação de temperatura de -300º, o que corresponde a um esforço máximo dos cabos na combinação permanente de 4571kN.

Nesta modelação foi considerada também uma carga de cheia nos pilares, calculada à semelhança das cargas de cheia dos restantes elementos, aplicada apenas na parte submersa dos pilares. No entanto esta combinação acidental não apresentou qualquer relevo para os esforços máximos no pilar.

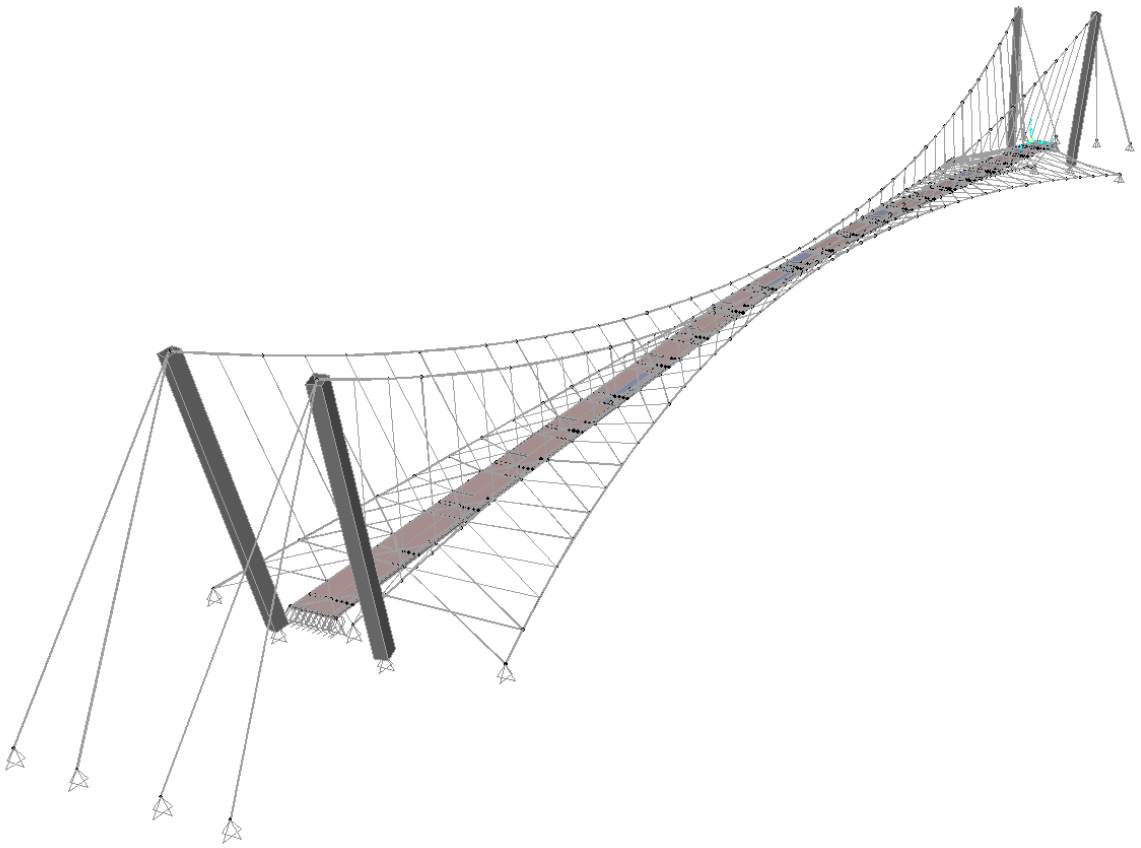


Fig.84 – Modelo tridimensional utilizado para verificar os pilares

Do cálculo do modelo integral resultou um esforço axial máximo nos pilares de 16027kN, inferior ao inicialmente estimado, e as reacções máximas na base dos pilares indicadas na tabela 26.

Tabela 26 – Reacções máximas na base dos pilares

Hsd,x [kN]	Hsd,y [kN]	Vsd [kN]
4010	948	15489

Outro valor importante que resultou deste modelo foi o esforço máximo nos cabos exteriores, sendo este de 6559kN, para a combinação de ELU com sobrecarga de utilização como acção de base e variação de temperatura uniforme negativa como acção secundária.

Na passagem para o modelo integral foram ainda avaliadas as alterações na análise dinâmica anteriormente efectuada, tendo sido obtida uma primeira frequência vertical de 1,07Hz e uma primeira frequência lateral de 1,15Hz. Estas frequências não apresentam diferenças significativas comparativamente com os valores obtidos na análise dinâmica do modelo simplificado, isto é, sem os pilares e sem os cabos exteriores.

4.4.3. CABOS PRINCIPAIS

Analisando as diferentes combinações consideradas (tabela 14), observa-se que a combinação mais desfavorável para os cabos superiores corresponde à combinação 9, onde se considera a acção da sobrecarga de utilização como acção de base, conjuntamente com a acção da variação de temperatura uniforme negativa como acção secundária. Para esta combinação, obteve-se um esforço máximo de 11701kN. Já nos cabos inferiores, a combinação mais significativa é a 14, referente à acção acidental de cheia, da qual resulta um esforço máximo de 8869kN.

O valor dos esforços máximos obtidos remete para o uso de cabos fechados, do tipo *FLC*[20], uma vez que são mais resistentes.

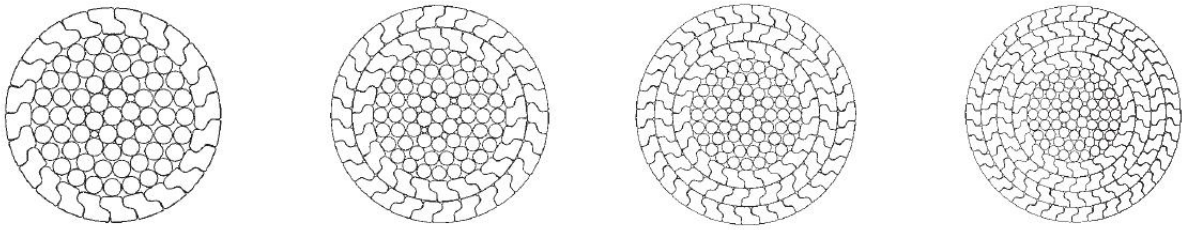


Fig.85 – Cabos do tipo FLC, [26]

Analisando as características dos cabos *FLC*, apresentadas na tabela 27, verifica-se que, para os cabos superiores e inferiores, seria suficiente adoptar cabos de 112mm e 96mm, respectivamente.

[20] *Full Locked Coil Strand*

Tabela 27 – Características dos cabos *FLC*, [26]

Diameter (mm)	Cross Section A (mm²)	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

No entanto, tendo em conta os níveis de pré-esforço inicialmente induzidos aos cabos e a procura de um bom comportamento à fadiga, limitando assim a tensão permanente a que estes estão sujeitos a $0{,}45f_t$, deve-se considerar-se cabos de dimensões superiores, dotados de maior capacidade resistente.

Outro aspecto preponderante é o processo construtivo, nomeadamente a facilidade de transporte e colocação dos cabos no topo dos pilares. A escolha recaiu assim num conjunto de 7 cabos de 52mm de diâmetro, capazes de resistir a uma acção de 19250kN, valor superior ao do esforço máximo actuante (ver tabela 14).

Na análise e dimensionamento dos cabos exteriores adoptou-se um procedimento em tudo semelhante. Estando estes sujeitos a um esforço máximo na configuração permanente de 4571kN e a um esforço

máximo em Estado Limite Último de 6559kN, adoptou-se um conjunto de 7 cabos de 40mm de diâmetro, cuja capacidade resistente é de 11235kN.

Seguidamente apresenta-se um quadro resumo do dimensionamento dos cabos principais e as respectivas tensões máximas.

Tabela 28 – Dimensionamento dos cabos principais

Cabos	Tipo	n	D_{cabo} [mm]	D_{total} [mm]	A [mm^2]	N_{sd} [kN]	σ_{sd} [MPa]
Superiores	FLC	7	52	158	12887	11701	908
Inferiores	FLC	7	52	158	12887	8869	688
Exteriores	FLC	7	40	122	7539	6559	870

4.4.4. PENDURAIS

Os valores obtidos para os esforços máximos nos pendurais foram essencialmente condicionados pela combinação parcial longitudinal em Estado Limite Último – combinação 15b, tendo-se obtido nesta combinação o esforço máximo nos pendurais superiores e inferiores, respectivamente 274kN e 345kN.

No caso dos pendurais laterais, estes encontram-se mais solicitados para a combinação acidental de cheia, da qual resulta o esforço máximo de 941kN, o que leva à adopção de pendurais com um diâmetro de 32mm.

Observando os esforços máximos actuantes (ver tabela 14), estes permitem optar por cabos do tipo *OSS*[21] de 20mm de diâmetro para os pendurais superiores e inferiores e de 32mm para os laterais.

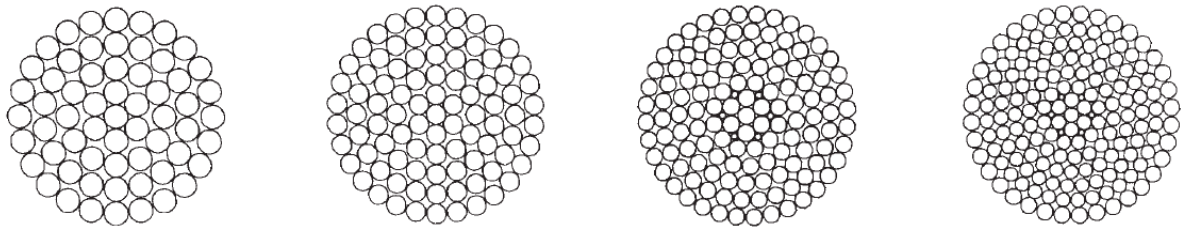


Fig.86 – Cabos do tipo OSS, [26]

[21] *Open Spiral Strand*

Tabela 29 – Características dos cabos *OSS*, [26]

Diameter (mm)	Cross Section A (mm²)	Minimum Break Load MBL (kN)	Elastic Stiffness E-A (MN)	Weight (kg/m)
12	88	135	14.6	0.7
16	157	240	25.9	1.3
20	245	380	40.4	2.0
24	353	545	58.2	2.9
28	480	745	79.3	4.0
32	628	970	104	5.2
36	794	1230	131	6.5
40	981	1520	162	8.1
44	1186	1840	196	9.8
48	1412	2190	233	11.6
52	1657	2570	273	13.7
56	1922	2980	317	15.8
60	2206	3425	364	18.2
64	2477	3815	404	20.4
68	2796	4290	456	23.0
72	3135	4795	511	25.8
76	3493	5325	569	28.8
80	3870	5885	631	31.9
84	4267	6475	695	35.2
88	4683	7090	763	38.6

No entanto, com a intenção de conferir uma maior rigidez à estrutura, melhorando o seu comportamento dinâmico, adoptou-se um diâmetro de 32mm para todos os pendurais. A este diâmetro corresponde uma capacidade resistente de 970kN.

Os pendurais apresentam um esforço máximo de 452kN na configuração permanente, o que, relativamente à fadiga, não condiciona a adopção de um diâmetro de 32mm.

Seguidamente apresenta-se uma tabela resumo do dimensionamento dos pendurais e as respectivas tensões máximas.

Tabela 30 – Dimensionamento dos cabos principais

Pendurais	Tipo	D [mm]	A [mm^2]	$N_{sd}^{máx}$ [kN]	σ_{sd} [MPa]
Superiores	OSS	32	628	274	437
Inferiores	OSS	32	628	345	549
Laterais	OSS	32	628	941	1498

4.4.5. FUNDAÇÕES DOS PILARES

As fundações constituem um ponto essencial de toda a obra, sendo o seu correcto dimensionamento necessário para garantir um bom comportamento estático e dinâmico da estrutura.

A realização da obra implicaria um conhecimento bastante aprofundado dos terrenos onde esta se funda, sendo estritamente necessário a realização de sondagens no local a fim de apurar com a maior segurança possível as características destes.

No entanto, tratando-se de um trabalho de âmbito meramente académico e não existindo um conhecimento aprofundado dos terrenos de fundação da obra, optou-se por considerar um hipotético "cenário" geológico, tendo em conta as sondagens realizadas anteriormente na proximidade do local onde a ponte se fundaria na margem portuense. Estas sondagens encontram-se referenciadas no anexo A2. O cenário geológico adoptado consiste assim em:

- aterro até uma profundidade de 2,7m;
- granito medianamente alterado do tipo W4 dos 2,7m até aos 9m de profundidade;
- granito rochoso pouco alterado do tipo W2 após os 9m de profundidade.

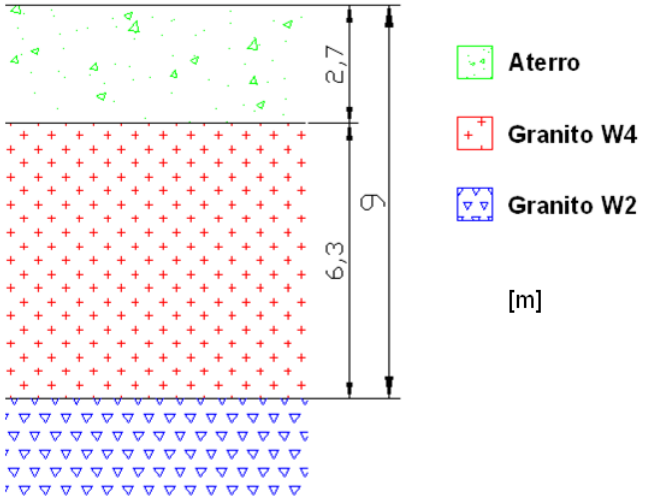


Fig.87 – Cenário geológico adoptado

Com base nesta constituição, após a consulta de [27], [28] e [29], foram adoptados os seguintes parâmetros.

Tabela 31 – Características do solo considerado

Constituição	Ø'	γ [kN/m^3]	Estado de alteração	E [GPa]	τ [MPa]
Aterro	32º	21	-	-	-
Granito mediamente alterado	-	-	W4	4	-
Granito pouco alterado	-	-	W2	-	1,5

Tendo em conta os parâmetros adoptados e os valores calculados para as forças, considerou-se adequado a utilização de fundações compostas por maciços de estacas, estendendo o comprimento destas 3m além da intersecção com a camada de granito pouco alterado.

Os esforços para os quais as fundações devem ser dimensionadas são os já referidos anteriormente na tabela 26.

Uma boa estimativa do diâmetro a utilizar para as estacas é dada pela expressão seguinte

$$\emptyset_e = \frac{L}{25} \qquad (44)$$

onde $\emptyset_e$ e L correspondem, respectivamente, ao diâmetro e ao comprimento da estaca.

Apesar de a expressão (44) conduzir a um diâmetro para as estacas relativamente baixo, cerca de 40cm, considerando os elevados valores de compressão a que estas estão submetidas, adoptou-se um diâmetro superior, nomeadamente, 80cm.

Tendo em conta os materiais considerados para as fundações[22], obteve-se a tensão e esforço de compressão resistente de cada estaca.

$$\sigma_{rd,e} = 1{,}5 \text{ x } 0{,}25\, f_{ck} = 1{,}5 \text{ x } 0{,}25 \text{ x } 30000 = 11250kPa \qquad (45)$$

$$N_{rd,e} = \sigma_{rd,e}\, A_e = 11250 \text{ x } \frac{0{,}8^2}{4} \text{ x } \pi = 5655kN \qquad (46)$$

O número de estacas a utilizar pode ser estimado através da relação do esforço vertical com o esforço resistente de cada estaca.

$$n \geq \frac{V_{sd}}{N_{rd,e}} = 3 \qquad (47)$$

No entanto, tendo em conta a existência de esforços horizontais consideráveis, adoptou-se inicialmente um maciço quadrado constituído por 4 estacas.

A distância entre estacas (l_t) deve ser superior a 2,5 diâmetros das mesmas, dado que o pilar não transmite directamente momentos para a fundação, o que resulta num valor de 2,0m, assumindo o maciço a configuração presente na figura 88.

[22] betão C30/37 e aço A500 NR

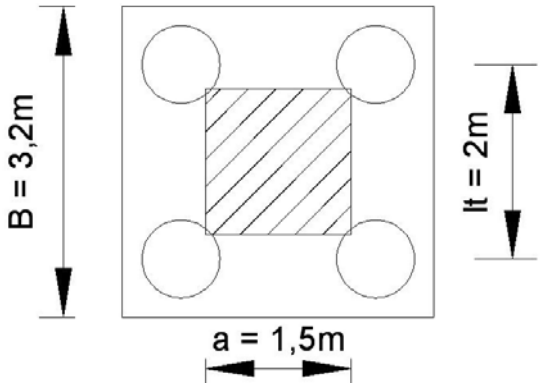


Fig.88 – Esquema do maciço de 4 estacas não adoptado

A altura útil do maciço (d) deve garantir a existência de um ângulo (α) entre as bielas de betão comprimidas e a horizontal igual ou superior a 45º. Considerando um valor de α de 55º, vem

$$d = l_t - \frac{a}{2} = 2{,}0 - 0{,}75 = 1{,}25m \rightarrow H = 1{,}35m \qquad (48)$$

O esforço axial actuante nas estacas deve considerar a carga proveniente do peso do maciço.

$$N_{sd} = V_{sd} + \gamma_G \, B^2 \, H \text{ x } 25 \qquad (49)$$

A tensão actuante nas estacas é dada por

$$\sigma_{sd,e} = \frac{N_{sd}}{n * A_e} \pm \frac{H_{sd,x} \, H \, x_i}{I_x} \pm \frac{H_{sd,y} \, H \, y_i}{I_y} \qquad (50)$$

sendo

$$I_x = I_y = \sum A_i \; {x_i}^2 \qquad (51)$$

$$= 4 \text{ x } A_e \text{ x } 1^2$$

$$= 2{,}01m^4$$

o que origina, pelas expressões (49) e (50)

$${N_{sd}}^{max} = 15489 + 1{,}35 \text{ x } 3{,}2^2 \text{ x } 1{,}35 * 25 = 15956kN$$

$${\sigma_{sd,e}}^{max} = 7936 + 2692 + 637 = 11265\text{kPa} > \sigma_{rd,e} \rightarrow \text{não verifica}$$

A fim de baixar a tensão nas estacas poder-se-ia considerar o aumento do afastamento das mesmas, mas tal originaria uma maior altura do maciço e, consequentemente, um maior momento provocado pelas cargas horizontais. Como tal, a solução encontrada foi aumentar o número de estacas, que, embora obrigue a um ligeiro aumento do maciço, insere mais elementos pelos quais a tensão se distribui. Foi então considerado um maciço de 5 estacas, segundo o esquema da figura 89.

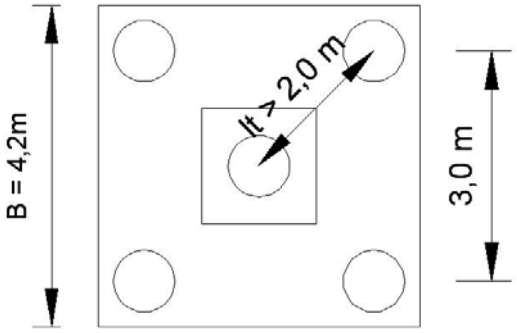


Fig.89 – Esquema do maciço de 5 estacas

Mantendo um ângulo de 55º entre as bielas comprimidas e a horizontal, vem

$$\tan 55^o \leq \frac{d}{l_t - \sqrt{2\left(\frac{a}{4}\right)^2}} \rightarrow d \geq 2{,}09m \qquad (52)$$

Adoptou-se então 2,1 m para a altura útil (d) e 2,2 m para a altura total (H).

Os valores do esforço axial e da inércia, resultantes das expressões (49) e (51), a considerar para o cálculo das tensões são

$$N_{sd}{}^{max} = 15489 + 1{,}35 \text{ x } 4{,}2^2 \text{ x } 2{,}2 \text{ x } 25 = 16799kN$$

$$N_{sd}{}^{min} = 15489 + 1{,}0 \text{ x } 4{,}2^2 \text{ x } 2{,}2 \text{ x } 25 = 16459kN$$

$$I_x = I_y = 4 \text{ x } A_e \text{ x } 1{,}5^2 = 4{,}5239m^4$$

As tensões máxima e mínima actuantes são dadas por

$$\sigma_{sd,e}{}^{\max} = 6684 + 2925 + 692 = 10301\text{kPa} < \sigma_{rd,e} \rightarrow ok$$

$$\sigma_{sd,e}{}^{mín} = 6549 - 2925 - 692 = 2932\text{kPa} > 0 \rightarrow ok$$

No entanto, interessa ainda verificar se na combinação de menor carga no pilar não ocorrem tracções nas estacas. Esta combinação corresponde à combinação de Estado Limite Último em que actua apenas a acção de temperatura sob a forma de uma variação uniforme positiva – combinação 12 – resultando os seguintes esforços mínimos na base dos pilares.

Tabela 32 – Reacções mínimas na base dos pilares

Hsd,x [kN]	Hsd,y [kN]	Vsd [kN]
2491	583	9674

Para estes esforços, considerando também o peso próprio do maciço, resulta uma tensão mínima de

$$\sigma_{sd,e}{}^{mín} = 4235 - 1817 - 425 = 1993\text{kPa} > 0 \rightarrow ok$$

Interessa agora verificar o comportamento do maciço em relação ao corte de acordo com o Regulamento para Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. A zona a verificar encontra-se representada no esquema seguinte.

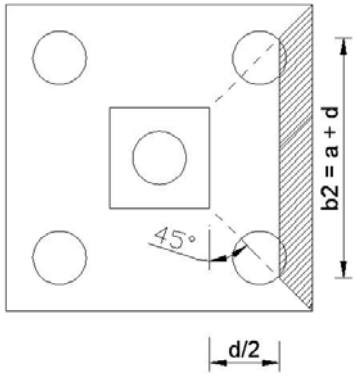


Fig.90 – Esquema de verificação ao corte

Os valores máximo actuante e resistente de corte são dados pelas expressões (53) e (54),

$$V_{sd} = \sum N_{sd,e} i = 2\ \sigma_{sd,e}{}^{\max}\ \mathrm{A_e} \qquad (53)$$

$$= 2 \text{ x } 10301 \text{ x } \mathrm{A_e} = 10356kN$$

$$V_{rd} = \frac{1}{2}\ \tau_2\ \mathrm{b_2}\ \mathrm{d} \qquad (54)$$

$$= \frac{1}{2} \text{ x } 6000 \text{ x } (1{,}5 + 2{,}1) \text{ x } 2{,}1$$

$$= 22680kN > V_{sd} \rightarrow \text{ok}$$

verificando-se assim o maciço em relação ao corte.

Deve ainda verificar-se as tensões de compressão a que as bielas estão sujeitas na base do pilar, averiguando a necessidade de adoptar um capitel.

$$\sigma_{c_{bielas}^{pilar}} = \frac{N_{sd}}{A_p \sin^2\theta} \leq \frac{1{,}3}{1{,}5} f_{ck} \qquad (55)$$

$$= \frac{15489}{1{,}5^2 \sin^2 55^o} \leq \frac{1{,}3}{1{,}5} \text{ x } 30000 = 10259 \leq 26000 \rightarrow ok$$

Relativamente à armadura do maciço adoptou-se um esquema de armaduras segundo cérceas e diagonais. A força para a qual esta armadura dever ser calculada tem de ter em conta que 1/5 do esforço axial transmitido pelo pilar vai directamente para a estaca central.

$$N'_{sd} = \frac{4}{5} N_{sd} = 13439kN$$

As forças a que cada armadura tem de resistir são dadas por

$$F_{c,sd} = \frac{N'_{sd}}{8d}\left(l_t{}' - \frac{a}{2}\right) * \beta \qquad (56)$$

$$F_{d,sd} = \frac{N'_{sd}}{8d}\sqrt{2}\left(l_t{}' - \frac{a}{2}\right) * (1-\beta) \qquad (57)$$

onde l_t' corresponde à distancia mínima entre estacas desprezando a estaca central, sendo

$$\frac{1}{2} < \beta < \frac{2}{3}$$

Adoptando um valor de β = 0,6, vem

$$F_{c,sd} = \frac{13439}{8 \text{ x } 2{,}1}\left(3{,}0 - \frac{1{,}5}{2}\right) \text{ x } 0{,}6 = 1080kN$$

$$F_{d,sd} = \frac{13439}{8 \text{ x } 2{,}1} \text{ x } \sqrt{2}\left(3{,}0 - \frac{1{,}5}{2}\right) \text{ x } (1 - 0{,}6) = 1018kN$$

A área de armadura é adoptar é por sua vez

$$A_{c,sd} = \frac{F_{l,sd}}{fyd} = 24{,}83cm^2 \qquad (58)$$

$$A_{d,sd} = \frac{F_{d,sd}}{fyd} = 23{,}40cm^2 \qquad (59)$$

Utilizando varões de Ø20, cada varão tem uma área de 3,14cm^2, o que faz com que sejam necessários 8 varões para cobrir a área necessária de armadura. Como tal, são colocados 8Ø20 quer nas diagonais, quer nas cérceas para armar o maciço.

Para além da armadura principal é necessário considerar uma armadura de pele e uma armadura superior, devendo esta não ser inferior a 30% da armadura de cérceas utilizada.

Adoptou-se assim uma armadura de Ø16//0,20 para a superior, e Ø10//0,20 para a de pele.

Passando agora ao cálculo da armadura a utilizar nas estacas, tratando-se de um maciço de 5 estacas com a disposição anteriormente definida, considera-se as rotações na cabeça das estacas impedidas. Os esforços transversais aplicados nas estacas são os seguintes

$$H'_{sd,x} = \frac{1}{5}H_{sd,x} = 802kN$$

$$H'_{sd,y} = \frac{1}{5}H_{sd,y} = 190kN$$

Segundo a teoria da viga sobre apoio elástico, o momento a que as estacas estão sujeitas é dado pela expressão (60).

$$M(x) = \frac{H\, l_e}{2} e^{-\lambda x}(\cos \lambda x - \sin \lambda x) \qquad (60)$$

Esta expressão apenas tem validade caso o comprimento da estaca seja superior a 3 comprimentos elásticos (l_e), podendo assim ser considerada de comprimento infinito.

Os parâmetros λ e l_e são definidos pelas expressões (61) e (62).

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_S\, \phi_e}{4EI}} \qquad (61)$$

$$l_e = \frac{1}{\lambda} \qquad (62)$$

onde K_S e I são dados por

$$K_S = \frac{E_S}{\phi_e(1-\nu^2)I_S} \qquad (63)$$

Sendo

$$I_S = 0{,}92 + 0{,}56\ ln\left(\frac{L}{\phi_e}\right) = 0{,}92 + 0{,}56\ ln\left(\frac{9+3-2{,}2}{0{,}80}\right) = 2{,}323 \qquad (64)$$

$$I = \frac{{\phi_e}^4\,\pi}{64} = \frac{0{,}8^4\,\pi}{64} = 0{,}0201\ m^4 \qquad (65)$$

Substituindo os valores obtidos em (64) e (65) nas expressões (63) e (61), vem

$$K_S = \frac{4000000}{0{,}8 \text{ x } (1 - 0{,}3^2) \text{ x } 2{,}323} = 2365263 kPa/m$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{2365263 \text{ x } 0{,}8}{4 \text{ x } 32000000 \text{ x } 0{,}0201}} = 0{,}926 m^{-1}$$

que por sua vez originam o seguinte comprimento elástico, de acordo com (62).

$$l_e = 1{,}080 m$$

Pode constatar-se que o comprimento das estacas é consideravelmente superior a três comprimentos elásticos, o que valida a teoria da viga sobre apoio elástico.

Os valores dos momentos nas estacas serão então dados pela expressão (61), à qual correspondem os valores máximos

$${M_{sd,x}}^{máx} = 433 kN.m$$

$${M_{sd,y}}^{máx} = 103 kN.m$$

sendo o valor do momento total dado por

$$M_{sd,total} = \sqrt{{M_{sd,x}}^{máx^2} + {M_{sd,y}}^{máx^2}} = 445 kN.m \qquad (66)$$

A fim de determinar a armadura necessária para a estaca resistir a este momento observa-se o ábaco 41 de [30]. Os valores de esforço axial a que as estacas estão submetidas variam entre 5178kN e 1542kN.

$$\begin{cases} \nu = \frac{N_{rd}}{\pi\, r^2\, fcd} = \frac{1542}{\pi \text{ x } 0{,}4^2 \text{ x } 20000} = 0{,}153 \\ \nu = \frac{N_{rd}}{\pi\, r^2\, fcd} = \frac{5178}{\pi \text{ x } 0{,}4^2 \text{ x } 20000} = 0{,}515 \ \rightarrow \omega = 0{,}05 \\ \mu = \frac{M_{rd}}{2\pi\, r^3\, fcd} = \frac{445}{2\pi \text{ x } 0{,}4^3 \text{ x } 20000} = 0{,}055 \end{cases} \qquad (67), (68) \text{ e } (69)$$

$$\omega = \frac{A_s}{\pi\, r^2}\,\frac{f_{syd}}{fcd} \rightarrow A_s \geq 11{,}56 cm^2 \qquad (70)$$

No entanto, existe um valor mínimo de armadura a ter em conta,

$$A_{s,mín} = 0{,}6\%\, A = 0{,}006 \text{ x } 0{,}4^2 \text{ x } \pi = 30{,}16cm^2 \qquad (71)$$

que é superior ao valor obtido anteriormente. Como tal, adoptou-se uma armadura de flexão para as estacas de 16Ø16 (32,17cm^2).

Relativamente ao esforço transverso é necessário converter a estaca circular numa estaca equivalente rectangular, tal como indica o esquema da figura 91.

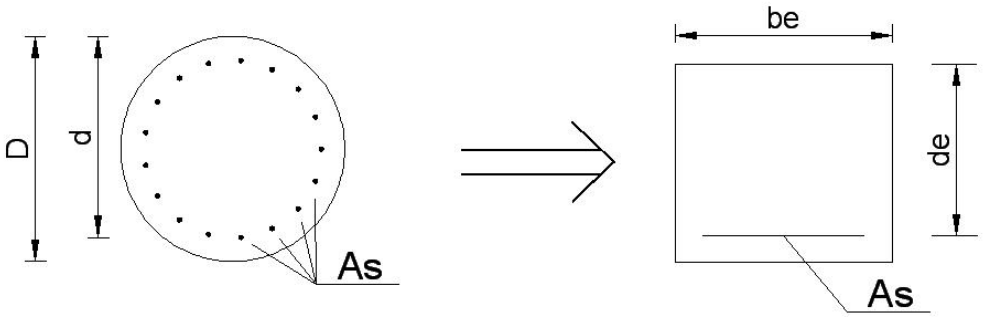


Fig.91 – Conversão em estaca equivalente para cálculo de armadura de esforço transverso

Os valores de b_e e d_e a adoptar são dados pelas expressões (72) e (73)

$$b_e = 0{,}9D = 0{,}72m \qquad (72)$$

$$d_e = 0{,}45D + 0{,}64(d - D/2) = 0{,}56m \qquad (73)$$

O valor de cálculo do esforço transverso resistente de elementos sujeitos a flexão simples ou composta deve ser determinado com base na teoria da treliça de Mörsch convenientemente corrigida, sendo dado pela seguinte expressão

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd} \qquad (74)$$

Sendo V_{cd} o termo corrector da treliça de Mörsch, dado por

$$V_{cd} = \tau_1 \, b_e \, d_e \qquad (75)$$

e V_{wd} o termo que traduz a resistência das armaduras de esforço transverso segundo a mesma teoria.

$$V_{wd} = 0{,}9 \, d_e \, \frac{A_{sw}}{s} \, f_{syd}(1 + \cot\alpha) \sin\alpha \qquad (76)$$

Para o α mais desfavorável (90º), obtém-se

$$V_{cd} = 850 \text{ x } 0{,}72 \text{ x } 0{,}56 = 343\text{kN}$$

$$V_{sd} = \sqrt{802^2 + 190^2} = 824\text{kN}$$

$$824 \geq 343 + V_{wd} \rightarrow V_{wd} \geq 481\text{kN}$$

Aplicando a expressão (76), vem

$$481 \geq 0{,}9 \text{ x } 0{,}56 \text{ x } \frac{A_{sw}}{S} \text{ x } 435000\ (1 + \cot 90^o) \sin 90^o = 219240 \text{ x } \frac{A_{sw}}{S}$$

$$\frac{A_{sw}}{S} \geq 21{,}94 \text{cm}^2$$

Como tal, adoptou-se cintas de $\emptyset 8//0{,}10$ (25,13cm^2).

No capítulo 8 podem ser encontrados os desenhos relativos às fundações dimensionadas.

Embora o cenário adoptado seja baseado em levantamentos efectuados na margem do Porto, considerou-se um perfil geológico idêntico para o local do aterro sobre o rio, do lado Sul, desprezando a camada de aterro.

Considerando o aterro ao nível da margem onde este se insere, o desnível máximo que as estacas têm de vencer é cerca de 18m. Para desníveis desta ordem as estacas de 80cm de diâmetro apresentam um bom funcionamento, o que permite manter o dimensionamento anteriormente efectuado.

No entanto, será necessário avaliar a rigidez da interacção aterro-estaca para determinar a armadura necessária para as estacas. Desconhecendo esta rigidez, considerou-se suficiente a mesma armadura adoptada para o lado do Porto.

Relativamente ao aterro a construir é necessário um estudo cuidado acerca da interferência que este poderá provocar no meio em que se insere.

Existe por isso um procedimento a seguir, que consiste em efectuar modelações hidrodinâmicas das condições actuais do local e das condições que este teria com o aterro construído. Estas modelações devem ser estudadas de modo a verificar os impactos que a construção do aterro originará.

Desta verificação poder-se-á constatar que, caso não existam impactos, a construção do aterro não trará nenhuma condicionante e pode proceder-se à sua construção; caso ocorram impactos, será necessário avaliar o seu grau, bem como a possibilidade de os remediar através do reforço das margens ou da adopção de estruturas protectoras. Se mesmo remediando, os impactos forem de ordem elevada, poder-se-á estudar uma solução alternativa, como por exemplo, o uso de uma plataforma elevada assente em estacas.

4.4.6. ANCORAGENS E FUNDAÇÕES DOS CABOS

As ancoragens são elementos estruturais que transmitem uma força de tracção da estrutura principal ao terreno envolvente, mobilizando a sua resistência de corte a suficiente distância da estrutura principal.

Estes elementos estruturais apresentam, na sua forma mais comum, armaduras de aço de alta resistência, sendo estas constituídas por barras, varões ou cabos. Estas armaduras são envolvidas em calda de cimento ou outro agente fixador.

As ancoragens são constituídas por duas zonas distintas:

- uma zona de amarração – onde as tensões são transmitidas ao terreno, ficando esta mais afastada da estrutura;
- e uma zona livre – onde não é transmitida qualquer tensão ao terreno[23], entre a estrutura e o topo da amarração.

[23] para tal a zona livre da armadura é envolvida por mangas especiais, sem atrito, que também a protegem contra a corrosão

A realização da ancoragem processa-se através da introdução de armadura num furo previamente aberto[24]. Este furo é geralmente circular, com um diâmetro entre 100 e 150mm, consoante a capacidade de carga pretendida e o tipo de terreno onde a ancoragem é realizada.

A ligação da ancoragem à estrutura principal é designada por cabeça da ancoragem. Esta pode ser uma cabeça de pré-esforço, ou, em caso de grandes cargas, constituída por um bloco de betão com cintagem de aço. A cabeça de ancoragem deve garantir:

- o carregamento axial nas armaduras da ancoragem;
- a possibilidade de ensaio das ancoragens e a manutenção da carga de pré-esforço após as operações de ensaio;
- a sua protecção contra a corrosão;
- a não formação de tensões secundárias excessivas devido a movimentos da estrutura principal relativamente à ancoragem;
- a possibilidade de retensionamento da ancoragem na sua vida útil.

Antes de iniciar o seu funcionamento, as ancoragens devem ser pré-tensionadas para que as deformações elásticas não sejam excessivas aquando da aplicação das cargas. Devem também ser efectuados ensaios de carga com o intuito de averiguar o bom funcionamento das ancoragens para o nível de esforço que foram projectadas.

No que se refere à armadura, para ancoragens de grande capacidade de carga, como no caso corrente, as armaduras de cabo apresentam vantagens relativamente às enunciadas anteriormente, não só no que se refere à resistência que apresentam, mas também relativamente ao seu transporte, montagem, armazenamento e colocação.

As ancoragens são elementos em permanente interacção com o terreno, um meio quimicamente agressivo, o que obriga a uma atenção especial com todos os seus elementos, necessitando estes de protecção contra a corrosão e de um cuidado especial com as condições de armazenamento do aço.

Tendo por base o cenário geológico indicado na secção 4.4.5, relativo ao cálculo de fundações, recorreu-se ao método de Bustamonte[25] para dimensionar as ancoragens, extendendo as ancoragens até à camada de granito pouco alterado W2 e mobilizando assim a sua resistência de corte.

No que se refere aos esforços de dimensionamento é necessário ter em atenção os valores máximos e mínimos dos cabos, de modo a que as ancoragens pré-tensionadas se limitem a reter os maciços de encabeçamento sem exercer sobre eles o efeito inverso, ou seja, sem os arrastar na sua direcção.

Para realizar o dimensionamento dos esforços de ancoragem e respectivos maciços foram considerados os esforços máximos e mínimos de cada tipo de cabos, ou seja:

Tabela 33 – Esforços de dimensionamento das ancoragens e respectivos maciços

Cabos	$N_{sd}^{máx}$ [kN]	N_{sd}^{min} [kN]
Exteriores	6559	3623
Inferiores	8869	3889

[24] à excepção da construção submarina, em que a ancoragem abre o seu caminho

[25] método experimental apresentado por M. Bustamonte e B. Doix, resultante de numerosos ensaios de verdadeira grandeza realizados pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, de Paris

O esforço a que cada ancoragem está submetida não deve exceder os 1500kN, o que condiciona o número de ancoragens a adoptar. Para este nível de esforço, recorrendo ao gráfico da figura 92, verifica-se que um conjunto de 11 varões Ø6'' de Aço 1670/1860MPa é suficiente, originando assim um diâmetro de ancoragem de 100mm.

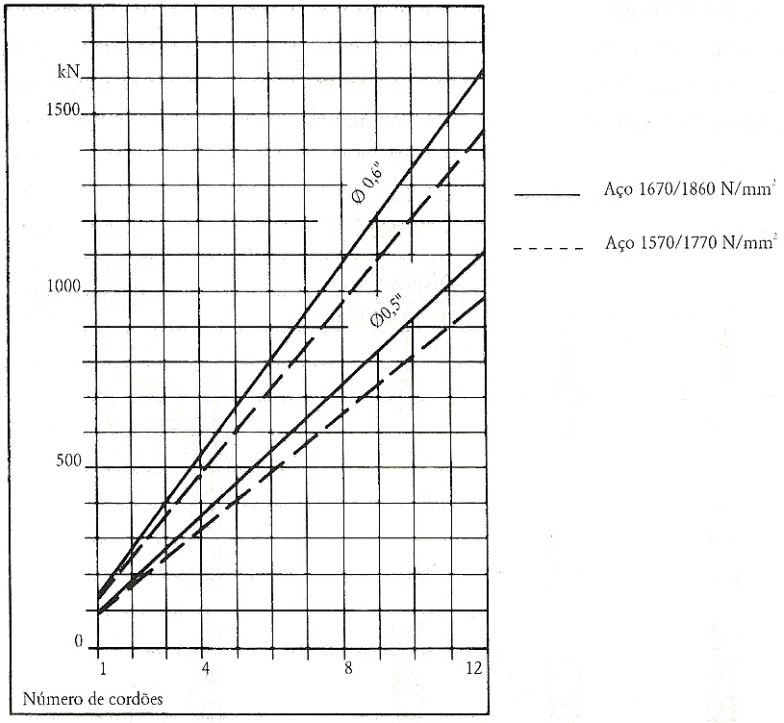


Fig.92 – Gráfico da capacidade de ancoragens com cabos, para um coeficiente de segurança de 2 em relação à rotura, [31]

Considerando o sistema de injecção IRS[26], visto ser aquele que confere melhor resistência à ancoragem, o comprimento de amarração (L_s) vem limitado por

$$L_s > \frac{T_{ancoragem}}{\tau \, \pi \, D_s} \qquad (77)$$

sendo τ e D_s, respectivamente, a tensão de corte resistente do solo e o diâmetro da furação, [31]. Em rocha o diâmetro de furação é igual ao da ancoragem, o que origina um valor mínimo de L_s de 2,78m. No entanto, tendo em conta a ordem dos valores calculados, adoptou-se um valor de 8m para o comprimento de amarração.

Outro aspecto importante é o afastamento entre bolbos de selagem. Este deverá tomar um valor mínimo na ordem de 1,5m, de modo a minimizar a interferência recíproca entre ancoragens.

Analisando primeiro os cabos exteriores, estes intersectam o nível do solo numa zona de área livre considerável, permitindo a realização de cabeças de ancoragem de volume considerável e a mobilização de atrito destas com o solo. Assim sendo, procedeu-se ao dimensionamento do maciço e

[26] Injecção repetitiva e selectiva

das ancoragens de acordo com as características do terreno e da carga, respeitando a capacidade de carga do terreno, (78), e segurança em relação ao deslizamento pela base, (79), [28] e [32].

$$q_{ult} = c' N_c \, s_c \, i_c + q' N_q \, s_q \, i_q + \frac{1}{2} \gamma \, B \, N_\gamma \, s_\gamma \, i_\gamma \qquad (78)$$

onde c', q', γ e B são, respectivamente, a coesão efectiva, a tensão efectiva vertical ao nível da base do maciço, peso volúmico do solo e o lado menor do maciço;
N_c, N_q e N_γ são factores de capacidade de carga em função de Ø'
s_c, s_q e s_γ são coeficientes correctivos devido à forma da fundação;
i_c, i_q e i_γ são coeficientes correctivos devido à inclinação da solicitação transmitida ao terreno.

$$\mathrm{H_{sd}} \leq S_d + \mathrm{E}p_d \qquad (79)$$

Relativamente à capacidade de carga do terreno, dado que se trata de um terreno de aterro, a coesão a considerar é aproximadamente nula, resultando assim na expressão

$$q_{ult} = q' N_q \, s_q \, i_q + \frac{1}{2} \gamma \, B \, N_\gamma \, s_\gamma \, i_\gamma \qquad (80)$$

No que concerne ao deslizamento pela base, S_d é o atrito na base e $\mathrm{E}p_d$ é o impulso passivo na face do maciço, tomando estes as seguintes expressões

$$S_d = \mathrm{N'_{sd}} \tan \emptyset' \qquad (81)$$

$$\mathrm{E}p_d = \frac{1}{2} \mathrm{K_p} \ \gamma \, \mathrm{H^2} \, \mathrm{L} \qquad (82)$$

onde $\mathrm{N_{sd}}'$, $\mathrm{K_p}$, H e L são, respectivamente, a carga vertical aplicada ao solo descontada das pressões neutras, o coeficiente de impulso passivo, a altura e o lado maior do maciço.

Dado alguma proximidade das edificações na situação mais crítica, ligeiramente superior a 6m, adoptou-se um ângulo médio de 75º com a horizontal para as ancoragens, permitindo a sua execução sem interferir com as edificações existentes.

Foram então impostas as seguintes condições no dimensionamento do maciço

$$V_{rd} = q_{ult} \, \mathrm{B'} \, \mathrm{L} > \mathrm{V_{sd}} \qquad (83)$$

$$H_{rd} = S_d > \mathrm{H_{sd}} \qquad (84)$$

considerando uma largura efectiva B' e desprezando o efeito do impulso passivo na face do maciço.

A fim de reduzir as deformações elásticas do solo considerou-se a aplicação inicial de pré-esforço nas ancoragens, mobilizando activamente 20% da sua capacidade, ou seja 300kN em cada uma, sendo o pré-esforço nos cabos aplicado posteriormente.

Foram verificadas as situações de solicitação máxima, mínima e nula do cabo exterior, tendo em atenção a inclinação das solicitações do maciço, dado que estas influenciam a capacidade de carga do terreno.

Ao fim de um processo iterativo chegou-se a uma configuração de 6 ancoragens, dispostas num maciço de dimensões efectivas 1,6 x 2,8 x 2 m^3.

Tabela 34 – Capacidade de carga do terreno para as diversas solicitações

$F_{sd,cabo}$ [kN]	N_q	N_γ	B' [m]	L [m]	H [m]	s_q	s_γ	i_q	i_γ	$q_{últ}$ [kN/m^2]	V_{rd} [kN]
0	23,18	27,72	1,6	2,8	2	1,30	0,83	0,70	0,54	1095	4904
3623	23,18	27,72	1,6	2,8	2	1,30	0,83	0,25	0,09	351	1573
6559	23,18	27,72	1,6	2,8	2	1,30	0,83	0,49	0,29	732	3280

Tabela 35 – Esforços actuantes no maciço

$F_{sd,cabo}$ [kN]	$V_{sd,cabo}$ [kN]	$H_{sd,cabo}$ [kN]	$F_{sd,ancoragens}$ [kN]	$V_{sd,ancoragens}$ [kN]	$H_{sd,ancoragens}$ [kN]	$V_{sd,pp}$ [kN]	$V_{sd,total}$ [kN]	$H_{sd,total}$ [kN]	H_{rd} [kN]
0	0	0	6 x 300	1739	466	302	2041	466	1275
3623	3138	1812	6 x 700	4057	1087	302	1222	724	763
6559	5680	3280	6 x 1280	7418	1988	302	2040	1292	1335

Como se pode verificar, a força mobilizada nas ancoragens para garantir a estabilidade da fundação não atinge o seu valor limite e o equilíbrio do maciço é garantido pela conjugação das forças das ancoragens com a força de atrito mobilizada na base do maciço.

Relativamente à geometria do maciço convém ter presente a necessidade de aplicação de pré-esforço ao cabo proveniente da supra-estrutura, o que obriga a criar uma acessibilidade à sua extremidade.

Assim sendo considerou-se uma largura total de 2,4m, sendo o acesso à extremidade do cabo da supra--estrutura providenciado através de um túnel de 0,8 x 1 m^2 de abertura, como ilustra a figura 93.

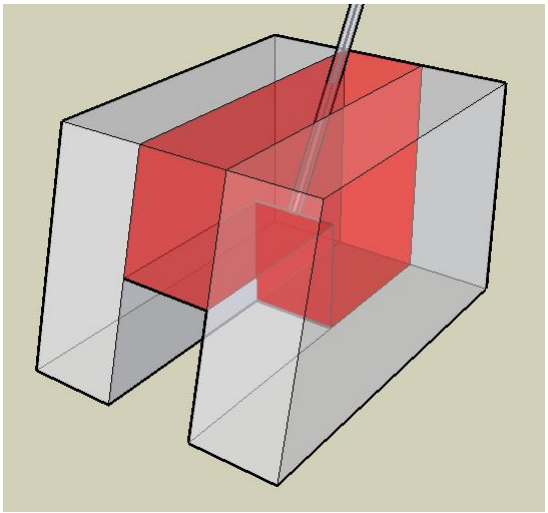


Fig.93 – Ilustração representativa do maciço adoptado

É de realçar que no cálculo efectuado anteriormente toda a "fatia" onde o acesso se insere, colorida a vermelho na figura 93, foi desprezada.

Passando para os cabos inferiores, estes são bastante mais inclinados que os anteriores e apresentam esforços de valor superior, dificultando a concepção da sua fundação. Para além do referido, a localização da intersecção dos cabos com o terreno na proximidade das margens do rio condiciona o tipo de maciço a adoptar, remetendo para soluções de maciços de estacas para fundar estes cabos.

A utilização de maciços de estacas requer uma atenção especial. A relativa proximidade da fronteira rígida do solo e a pouca deformabilidade das estacas faz com que a mobilização passiva das ancoragens possa não ocorrer, pois estas necessitam de um deslocamento do maciço para serem mobilizadas.

Como tal, optou-se pela mobilização activa das ancoragens, segundo um plano de carga específico, ao longo do qual se aplica faseadamente o pré-esforço nos cabos inferiores e a carga nas ancoragens, não submetendo assim as estacas a esforços demasiadamente elevados.

Considerando 6 ancoragens inclinadas de 40º com a horizontal, optou-se por pré-esforçar faseadamente as ancoragens até se atingir o esforço de 1000kN em cada ancoragem. Este valor foi calculado de modo a reduzir a máxima carga horizontal a que as estacas estarão sujeitas nas situações limite, resultando, na pior das hipóteses, um esforço máximo horizontal de 2632kN, a repartir pelas estacas.

Tabela 36 – Esforços exercidos pelas ancoragens

$F_{sd,ancoragens}$ [kN]	$H_{sd,ancoragens}$ [kN]	$V_{sd,ancoragens}$ [kN]
8000	6128	5142

Para o esforço instalado nas ancoragens interessa agora dimensionar um maciço de estacas que resista ao intervalo de esforços que os cabos exercem, resultando assim dois casos extremos.

Tabela 37 – Esforços exercidos pelos cabos inferiores

Caso	$F_{sd,cabo}$ [kN]	$H_{sd,cabo}$ [kN]	$V_{sd,cabo}$ [kN]
1	8869	8760	1387
2	3889	3841	608

O nível de esforços exercidos pelos cabos inferiores levou à adopção de um maciço de duas estacas de diâmetro 80cm. Para este maciço considerou-se uma altura de 1,5m, de modo a garantir não só um ângulo das bielas de betão entre ancoragens e estacas superior a 55º, como também a envolver consideravelmente o cabo inferior.

Para a verificação das tensões a que as estacas se encontram submetidas é necessário ter em atenção a geometria do maciço e os pontos de aplicação das cargas, de acordo com a figura 94.

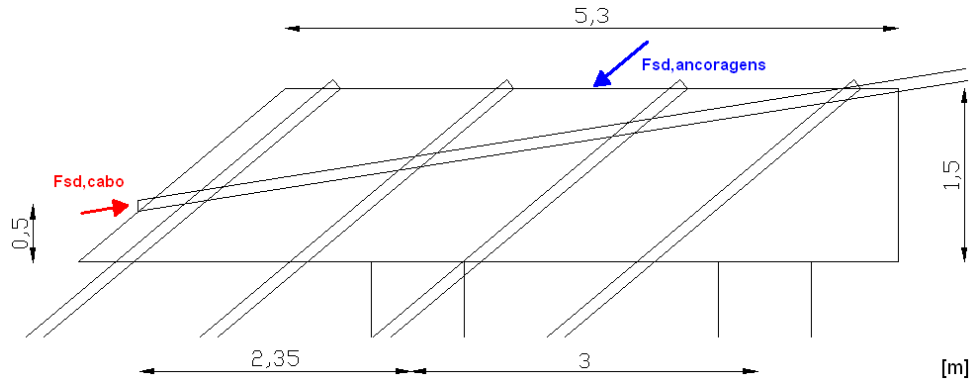


Fig.94 – Esquema do maciço de estacas

A largura do maciço adoptada foi 1,8m, valor ligeiramente superior a 2Ø, de modo a permitir um afastamento de 1m entre as ancoragens.

Foram obtidas as seguintes tensões máxima e mínima nas estacas para cada um dos casos, de acordo com as expressões (49), (50) e (51).

$$\sigma_{sd1,e}{}^{\max} = \frac{5142 + 1{,}35 \text{ x } 358}{2 \text{ x } 0{,}4^2 \text{ x } \pi} + \frac{6128 \text{ x } 1{,}5 - 8760 \text{ x } 0{,}5 - 1387 \text{ x } 2{,}35}{2 \text{ x } 0{,}4^2 \text{ x } \pi \text{ x } 1{,}5^2} = 6282\text{kPa}$$

$$\sigma_{sd1,e}{}^{\min} = \frac{5142 + 358}{2 \text{ x } 0{,}4^2 \text{ x } \pi} - \frac{6128 \text{ x } 1{,}5 - 8760 \text{ x } 0{,}5 - 1387 \text{ x } 2{,}35}{2 \text{ x } 0{,}4^2 \text{ x } \pi \text{ x } 1{,}5^2} = 4785\text{kPa}$$

$$\sigma_{sd2,e}{}^{\max} = \frac{5142 + 1{,}35 \text{ x } 358}{2 \text{ x } 0{,}4^2 \text{ x } \pi} + \frac{6128 \text{ x } 1{,}5 - 3841 \text{ x } 0{,}5 - 608 \text{ x } 2{,}35}{2 \text{ x } 0{,}4^2 \text{ x } \pi \text{ x } 1{,}5^2} = 8179\text{kPa}$$

$$\sigma_{sd2,e}{}^{\max} = \frac{5142 + 358}{2 \text{ x } 0{,}4^2 \text{ x } \pi} - \frac{6128 \text{ x } 1{,}5 - 3841 \text{ x } 0{,}5 - 608 \text{ x } 2{,}35}{2 \text{ x } 0{,}4^2 \text{ x } \pi \text{ x } 1{,}5^2} = 2888\text{kPa}$$

Sendo a tensão máxima resistente das estacas de 11250kPa, à qual corresponde um esforço de 4111kN, e a tensão mínima de 2888kPa, verifica-se o adequado funcionamento das estacas para ambos os casos.

No que se refere ao corte, o esforço resistente do maciço pode ser estimado conservativamente através da expressão (54), considerando b_2 igual a d, donde resulta

$$V_{rd} = \frac{1}{2} \text{ x } 6000 \text{ x } 1{,}4 \text{ x } 1{,}4 = 5880\text{kN}$$

verificando o esforço máximo obtido.

Relativamente ao posicionamento das ancoragens de ambos os casos, embora a distância mínima entre estas à superfície seja de 1m, prevê-se um ligeiro desvio da sua inclinação, de modo a perfazer uma distância próxima de 1,5m entre os bolbos de selagem, [33].

O estudo realizado serve essencialmente para apresentar uma solução possível e dar uma noção dos volumes necessários para os maciços de ancoragem. Posteriormente, deveria ser efectuado um estudo com elementos finitos de forma a avaliar mais precisamente a interacção terreno-ancoragens-maciço para as diversas fases da obra, optimizando a volumetria dos maciços e o dimensionamento da sua armadura.

À semelhança das fundações dos pilares, as soluções indicadas adequam-se a ambas as margens, podendo variar a armadura a adoptar para as estacas de uma margem para a outra.

4.4.7. GUARDAS

Estes elementos têm como funcionalidade garantir a segurança dos peões, mantendo-os dentro dos limites do tabuleiro e diminuindo o risco de queda. Para tal foi considerado suficiente o uso de guardas com 1,1m de altura.

A escolha do tipo de guardas a utilizar foi bastante influenciada pela estética e conforto que estas proporcionam. A procura de transparência levou à adopção de guardas compostas por painéis de vidro laminado suportados por elementos de aço.

A regulamentação portuguesa estabelece, para o caso de acções específicas em passadiços, que o dimensionamento das guardas deve ser elaborado considerando uma força horizontal uniformemente distribuída, de valor característico 1,5kN/m e valores reduzidos nulos.

O dimensionamento foi abordado de forma simplificada, considerando apenas elementos verticais das guardas, espaçados de 1,25m, e desprezando o seu peso próprio.

$$\sigma_{rd} \geq \frac{M_{sd}}{I} y = \frac{1{,}5 \text{ q h l}}{I} y \qquad (85)$$

Onde q, h e l são, respectivamente, o valor da sobrecarga, a altura e o afastamento das guardas.

O sistema adoptado para as guardas consiste num conjunto de cantoneiras horizontais e verticais que fixam os painéis de vidro. Interessa, portanto, saber a espessura de vidro a considerar de modo a conhecer a distância entre as cantoneiras.

De acordo com a DTU 39 versão Maio de 1993, para um vidro plano simples, recozido, não aramado, encastrado em 2 lados opostos, a espessura é dada por

$$e = \frac{l\sqrt{P}}{4{,}9} \ [mm] \qquad (86)$$

onde l e P são, respectivamente, o comprimento dos bordos livres em [m] e a pressão em [Pa] a que o vidro está sujeito. Sendo a conversão desta para vidro laminado duplo através de um factor de 1,3, tem-se que

$$e_t = 1{,}3\, e \qquad (87)$$

Estando todas as guardas a uma cota inferior a 15m, tomou-se, conservativamente, o valor da pressão originada pelo vento a uma cota de 15m na zona B do território nacional, ou seja, uma pressão de 1,25kPa. Para este valor e um já referido espaçamento de 1,25m, para (86) e (87) vem

$$e = \frac{1{,}25\sqrt{1250}}{4{,}9} = 9{,}02mm$$

$$e_t = 1{,}3 \text{ x } 9{,}02 = 11{,}73mm$$

Adoptou-se assim o vidro SGG STADIP PROTECT SP 512[27], cuja espessura é 12mm. Para esta espessura de vidro, considerou-se um afastamento de 15mm entre os elementos de suporte. Através da expressão (83) chegou-se a um conjunto de 4 cantoneiras de L30 x 5 para a composição dos elementos verticais das guardas.

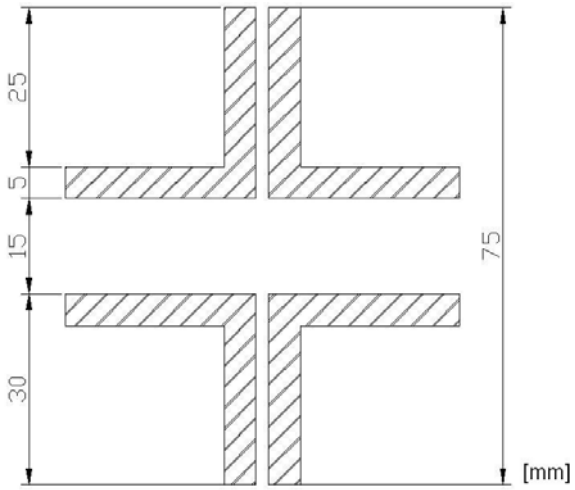


Fig.95 – Esquema dos elementos verticais das guardas adoptadas

Esta configuração tem uma inércia de 39,064cm^4, o que origina, segundo a expressão (86), uma tensão máxima de

$$\sigma_{sd} = 297\ MPa < \sigma_{rd} \rightarrow \text{ok}$$

Para além dos elementos verticais foram também considerados elementos longitudinais ao nível do corrimão e junto ao solo, constituídos por duas cantoneiras de L30 x 5. Estes elementos foram verificados da seguinte forma simplificada.

$$\sigma_{sd} = \frac{1{,}5\ \frac{q\,l^2}{8}}{I} y = 84\ MPa < \sigma_{rd} \rightarrow \text{ok}$$

No capítulo 8 poderão ser encontrados os desenhos de execução das guardas.

[27] O folheto referente aos vidros laminados de segurança SGG STADIP e SGG STADIP PROTECT pode ser encontrado no anexo A8.

5

Processo construtivo

As pontes são das obras de engenharia civil cujo processo construtivo mais condiciona a sua concepção. Este deve ser equacionado desde o início da fase de projecto, considerando os processos de execução da infra e da supra-estrutura. Os processos construtivos são essencialmente condicionados pelos seguintes factores:

- economia;
- exequibilidade;
- segurança;
- tempo de execução.

Equacionando as características específicas do local e da estrutura, o processo construtivo sugerido consiste nas seguintes fases:

- 1. Construção do aterro na margem esquerda do rio;
- 2. Remoção do estabelecimento existente e ligeiro alargamento do cais da Estiva. Regularização dos terrenos de ambas as margens;
- 3. Execução das ancoragens e fundações;
- 4. Montagem de torres auxiliares provisórias para suporte dos pilares pré-fabricados e colocação destes com o auxílio de gruas;
- 5. Construção dos encontros do tabuleiro;
- 6. Colocação dos cabos exteriores, prendendo-os nas extremidades dos pilares e nos maciços de ancoragem, sem aplicação de pré-esforço;
- 7. Colocação dos cabos superiores, partindo da margem esquerda com o auxílio de um cabo guia para os transportar até à outra margem, recorrendo a barcaças;
- 8. Colocação dos pendurais superiores;
- 9. Montagem sequencial da grelha metálica do tabuleiro;
- 10. Colocação dos pendurais inferiores e laterais;
- 11. Colocação dos cabos inferiores, por suspensão dos pendurais inferiores e laterais;
- 12. Aplicação de pré-esforço nos cabos principais exteriores e superiores;
- 13. Remoção das torres auxiliares;
- 14. Aplicação faseada do pré-esforço das ancoragens e dos cabos principais inferiores;
- 15. Construção dos acessos em betão armado;
- 16. Colocação de chapas metálicas sob a grelha do tabuleiro para cobrir elementos estruturais, e colocação do pavimento em madeira;
- 17. Verificação da qualidade da estrutura através da realização de ensaios de carga na supra-estrutura;
- 18. Colocação de guardas, iluminação e restantes acabamentos;
- 19. Execução de testes de comportamento dinâmico, para averiguar a necessidade de aplicação de medidas de controlo de vibrações e, se necessário, posterior aplicação das mesmas.

O aterro na margem Sul e a alteração do cais da Estiva deverão ser executados com recurso a elementos pré-fabricados e vazados, assentes sobre uma camada de enrocamento. Este enrocamento será devidamente colocado, ao longo do perímetro de aterro, com recurso a mergulhadores. Os elementos pré-fabricados serão preenchidos com betão e o volume interior será posteriormente preenchido com material de aterro. O material de aterro deverá ser devidamente seleccionado e compactado a fim de garantir as características necessárias para as fundações. Após a construção dos acessos ao tabuleiro da ponte, a superfície do aterro será revestida por uma camada de betão, com cerca 30cm de espessura, ligeiramente armado.

O aterro da margem esquerda proporcionará uma área livre considerável, de fácil acesso para localização do estaleiro principal da obra.

Os cabos principais são compostos por 7 sub-cabos para facilitar o seu transporte e colocação. O seu transporte será efectuado sob a forma de bobina, sendo posteriormente colocados de forma faseada, com o auxílio de um cabo guia. Após a colocação dos 7 elementos é-lhes aplicada uma manga de protecção.

Finalizada a construção dos cabos superiores, sugere-se a utilização destes como elementos de suporte durante o processo construtivo. Sobre cada extremidade dos cabos deverá ser montado um sistema de guinchos, idêntico ao representado na figura 96. Estes sistemas são totalmente desmontáveis, permitindo uma construção por avanços sucessivos, servindo de base de trabalho para conectar os pendurais superiores aos cabos superiores e içar os módulos do tabuleiro.

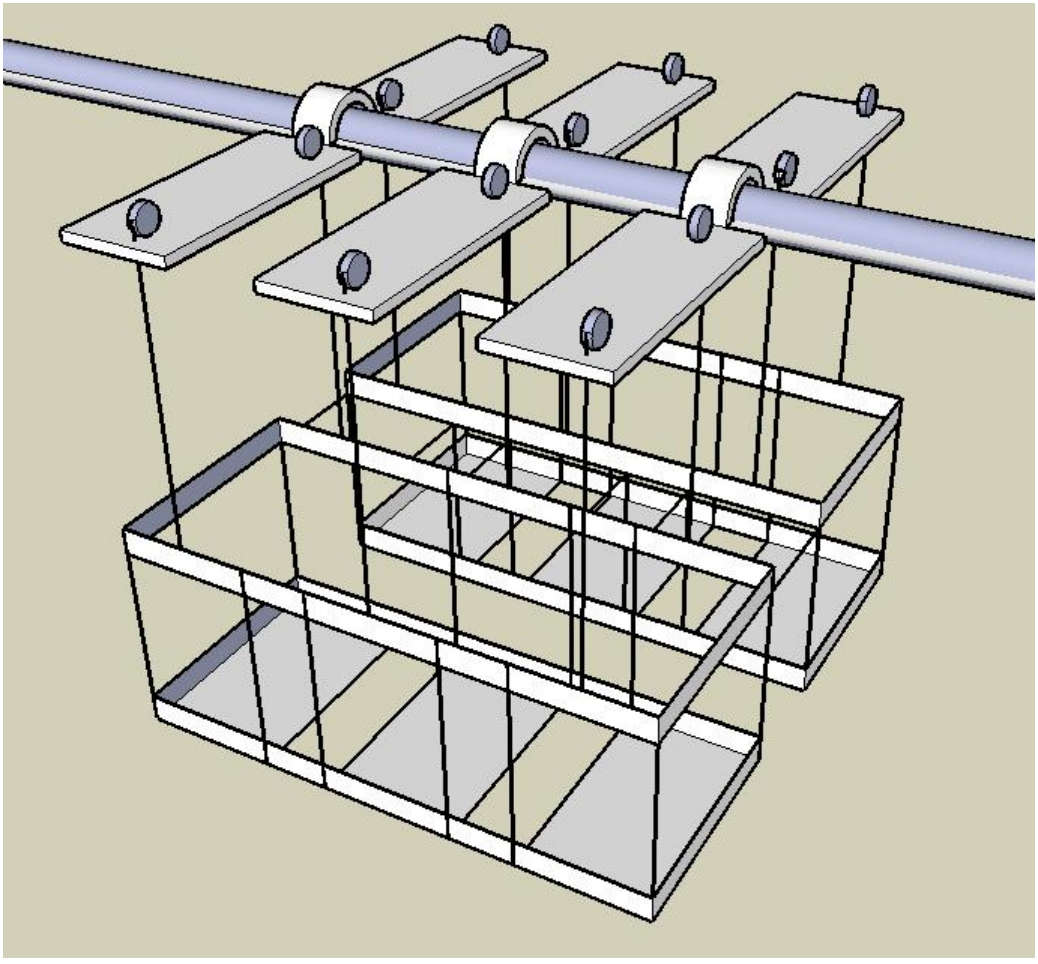


Fig.96 – Esquema do sistema de apoio para colocar os pendurais superiores e içar os módulos do tabuleiro

A grelha do tabuleiro é constituída por módulos pré-fabricados de 10m de comprimento. Estes módulos serão transportados por via marítima, sendo posteriormente içados com recurso a dois guinchos dos sistemas de apoio e a uma mini-grua assente na margem ou nas extremidades do tabuleiro já colocadas. Uma vez atingida a sua localização serão ligados aos pendurais e conectados aos módulos existentes por intermédio de ligações aparafusadas.

Após a colocação do tabuleiro, este servirá de plataforma de trabalho para a colocação dos pendurais inferiores e laterais e os cabos principais a que estes se ligam.

Toda a construção deverá ser efectuada da forma mais simétrica possível, reduzindo assim os desequilíbrios a que a estrutura estará sujeita durante as fases construtivas.

6

Estimativa orçamental

O custo global da obra é estimado em 5.300.000 €. Este valor foi obtido através da análise parcial dos itens que se seguem.

Tabela 38 – Estimativa orçamental da obra

Trabalho	Item	Quantidade	U.S.	Custo Unitário	Custo Parcial
Aterro da margem Sul e alteração do cais da Estiva	Elementos pré-fabricados e vazados, preenchidos com betão	4865	m^3	200,00 €	945.500,00 €
	Material de aterro	12500	m^3	19,50 €	243.750,00 €
	Camada superficial de betão	600	m^3	200,00 €	120.000,00 €
Fundações e ancoragens	Maciços de betão armado	364	m^3	250,00 €	91.000,00 €
	Estacas	322	m	170,00 €	54.740,00 €
	Ancoragens	1623	m	165,00 €	267.795,00 €
Pilares metálicos pré-fabricados		146622	kg	3,50 €	513.177,00 €
Cabos	FLC 7Ø52	118391	kg	13,50 €	1.598.278,50 €
	FLC 7Ø40	17235	kg	14,50 €	249.907,50 €
	OSS Ø32	10187	kg	15,50 €	157.898,50 €
Estrutura metálica do tabuleiro	IPE 140	22534	kg	4,00 €	90.136,00 €
	IPE 240	13508	kg	4,00 €	54.032,00 €
	IPE 300	4760	kg	4,00 €	19.040,00 €
	UNP 240	3277	kg	4,00 €	13.108,00 €
	L 90 x 10	7901	kg	4,00 €	31.604,00 €
Pavimento	Madeira Cumaru com 3cm de espessura	1540	m^2	80,00 €	123.200,00 €
Guardas	L 30 x 5	7357	kg	4,00 €	29.428,00 €
	Painéis de vidro SGG SP 512 de 1,25 x 1,1 m^2	359	-	130,00 €	46.670,00 €

Acessos ao tabuleiro	Volume de betão armado	750	m^3	200,00 €	150.000,00 €
					4.826.764,50 €
Acabamentos gerais	(10% dos restantes trabalhos)				482.676,45 €
Total					5.309.440,95 €
Arredondamento					- 9.440,95 €
Estimativa de custo global					**5.300.000,00€**

(cinco milhões e trezentos mil euros)

7

Impacto visual

O projecto de uma obra desta dimensão e natureza tem necessidade de estudos relativos ao impacto visual.

A ponderação do impacto da obra esteve presente em toda a sua fase de concepção, tendo sido elaborados vários modelos tridimensionais da estrutura para avaliação da sua estética.

Após a conclusão do dimensionamento da estrutura, realizaram-se algumas fotomontagens e um vídeo para simular o seu enquadramento na bela paisagem ribeirinha.

No modelo tridimensional final da estrutura foram aplicados os materiais pré-definidos, tendo este resultado na configuração que se encontra nas figuras 97, 98 e 99.

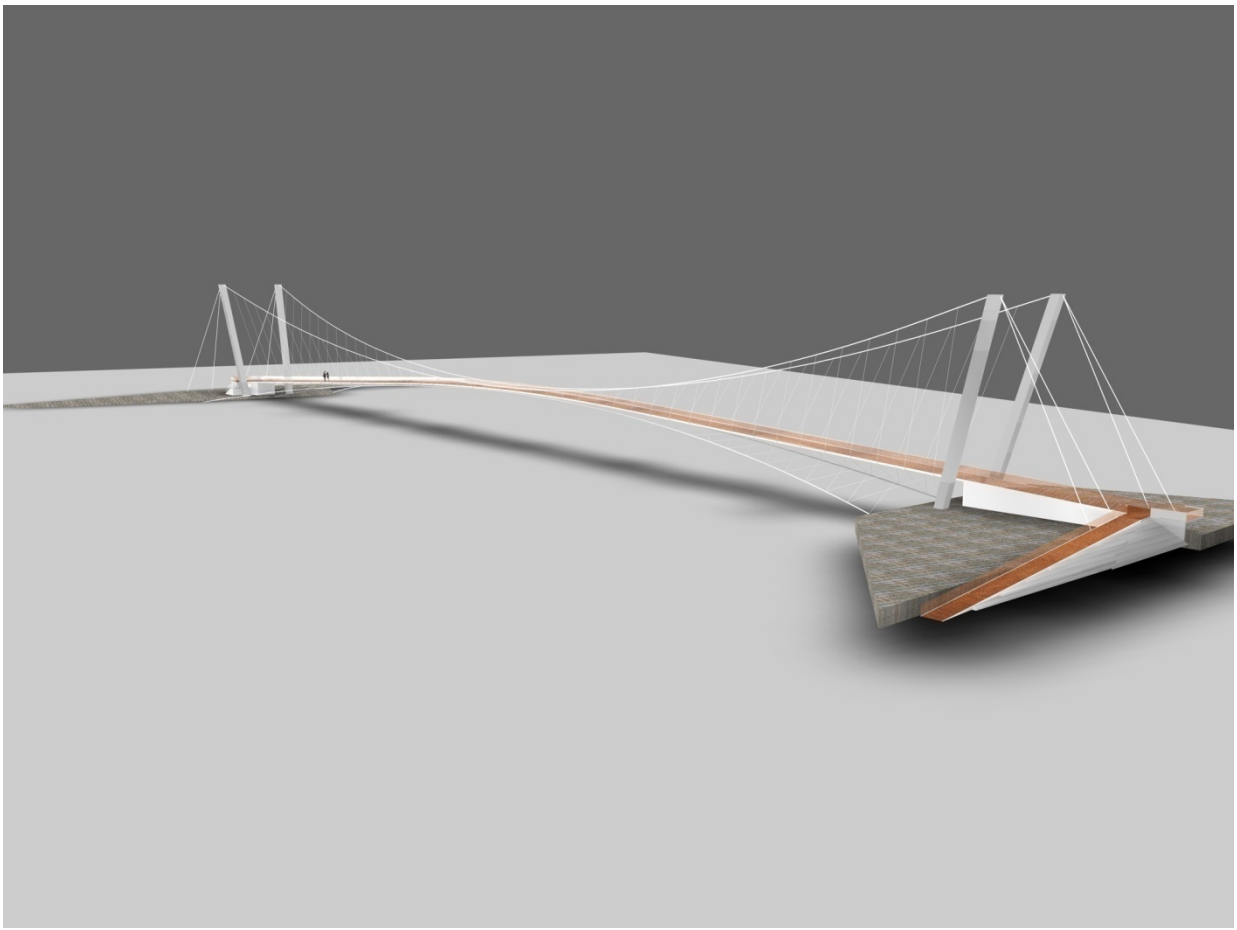


Fig.97 – Imagem do modelo tridimensional final

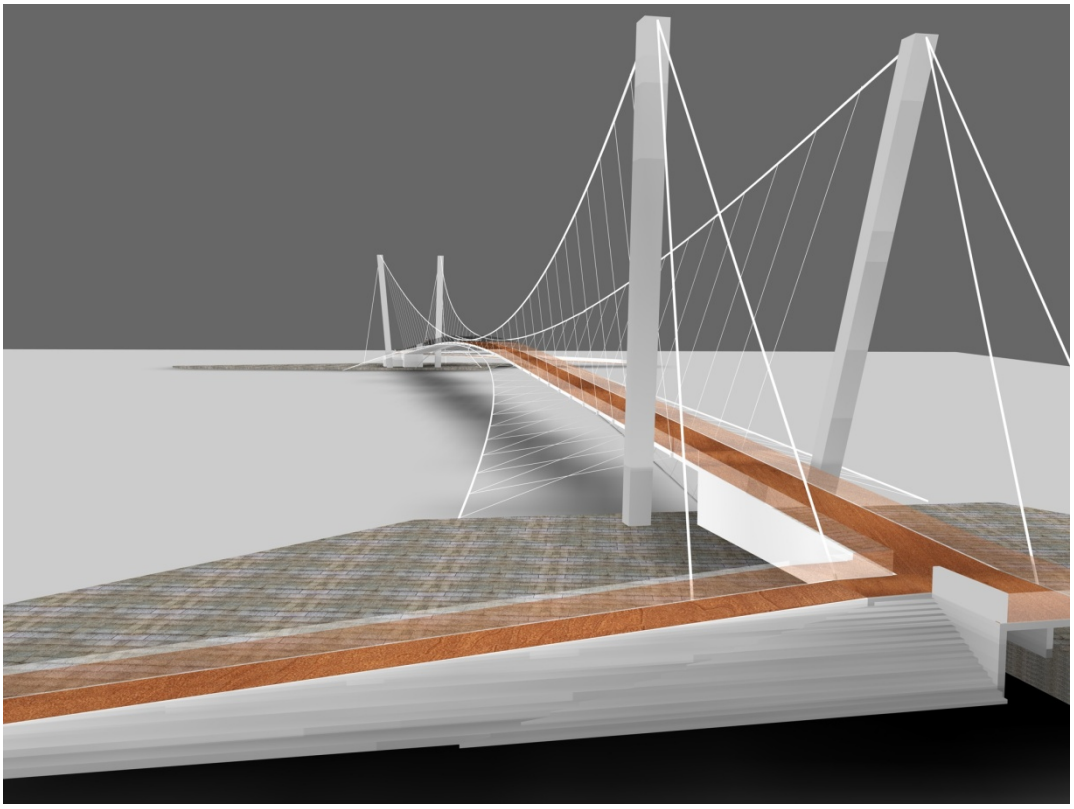


Fig.98 – Imagem do modelo tridimensional final

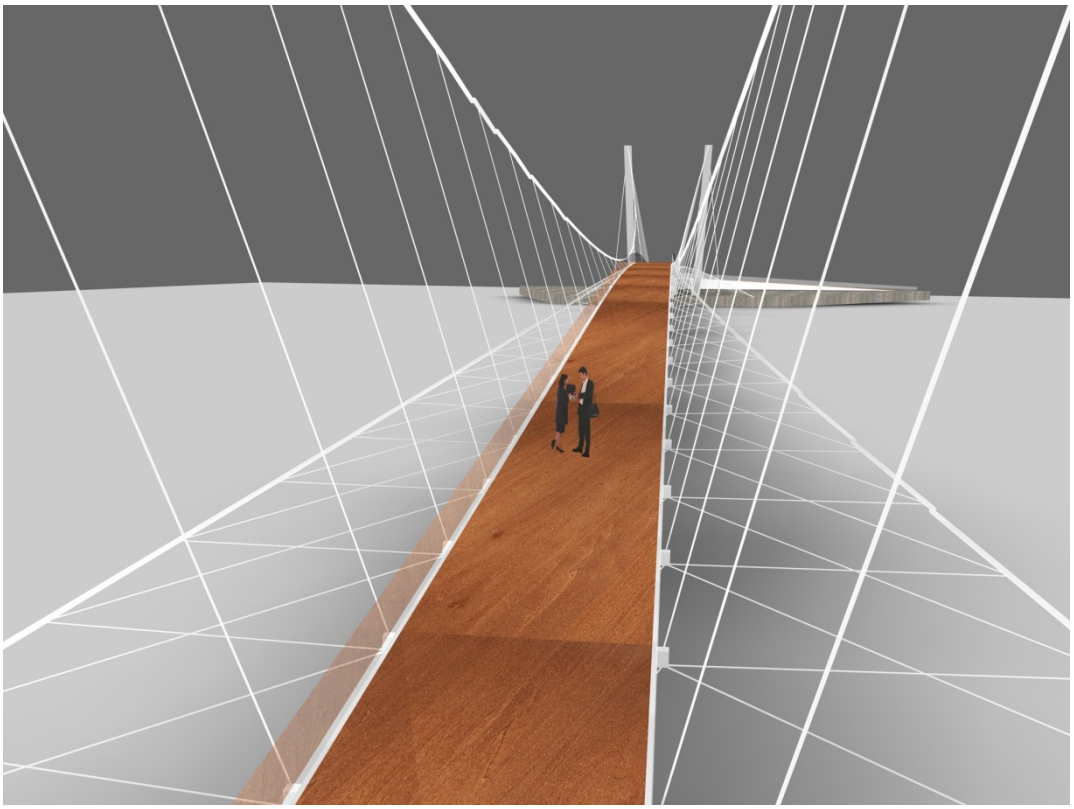


Fig.99 – Imagem do modelo tridimensional final

Este modelo foi introduzido em fotografias, digitalmente manipuladas, tendo-se obtido as fotomontagens que se encontram nas figuras 100, 101, 102 e 103.



Fig.100 – Fotomontagem da margem direita do rio Douro



Fig.101 – Fotomontagem da margem esquerda do rio Douro



Fig.102 – Fotomontagem da Ponte da Ribeira



Fig.103 – Fotomontagem do enquadramento nocturno da ponte

Através das fotomontagens apresentadas observa-se que os impactos decorrentes da construção da ponte sobre a paisagem existente são positivos e bem assimilados pelo meio envolvente.

A esbelteza proporcionada pelo sistema estrutural e pela selecção dos materiais, explicitada nas primeiras imagens do modelo, conferem uma leveza à estrutura que torna o seu enquadramento esteticamente agradável. A estrutura não se apresenta apenas como mais uma travessia sobre o Douro, mas também como uma novo elemento de atracção para o local onde se insere.

O vídeo, presente em anexo digital, não só reforça o referido, como, devido à forma arqueada do tabuleiro e dos cabos da ponte, permite também visualizar um enquadramento interessante entre a ponte projectada e as pontes em arco que garantem a travessia do rio Douro a nascente.

A realização do vídeo contou com a colaboração da empresa *artescan*. Esta empresa, especialista em levantamentos a laser, dispunha já de dados relativos ao local de implantação da ponte e, gentilmente, inseriu o modelo da estrutura no local.

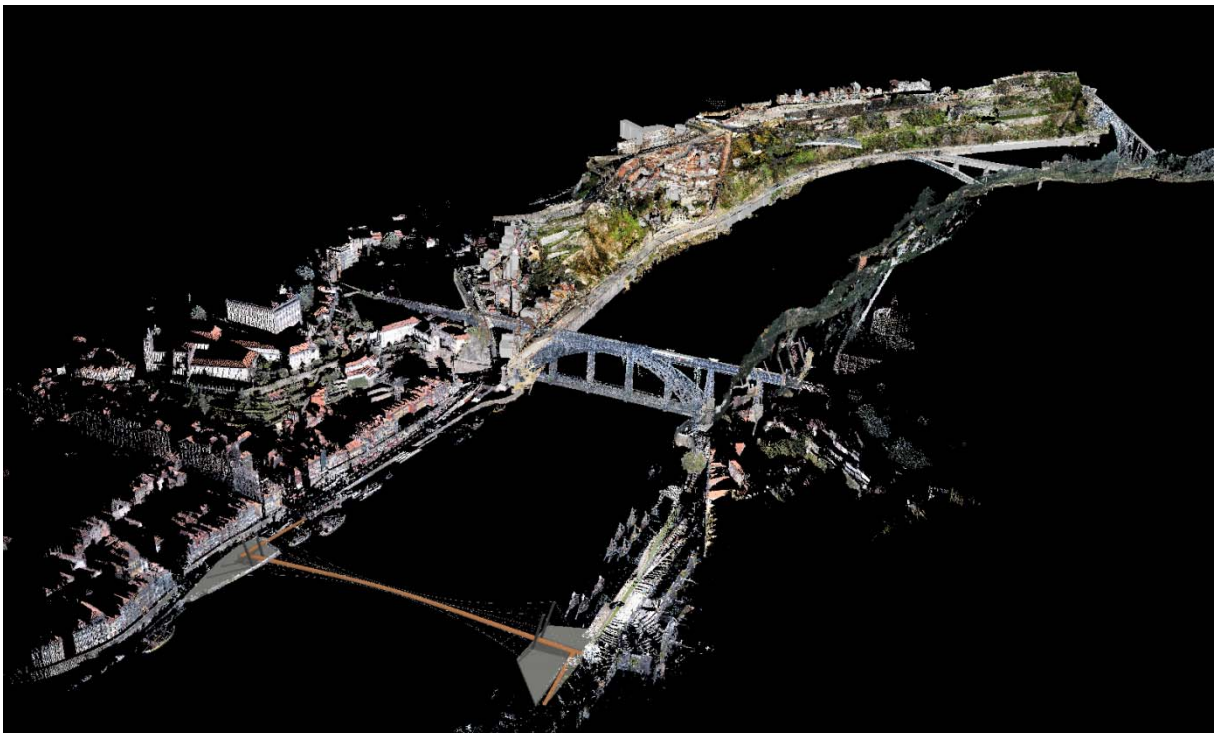


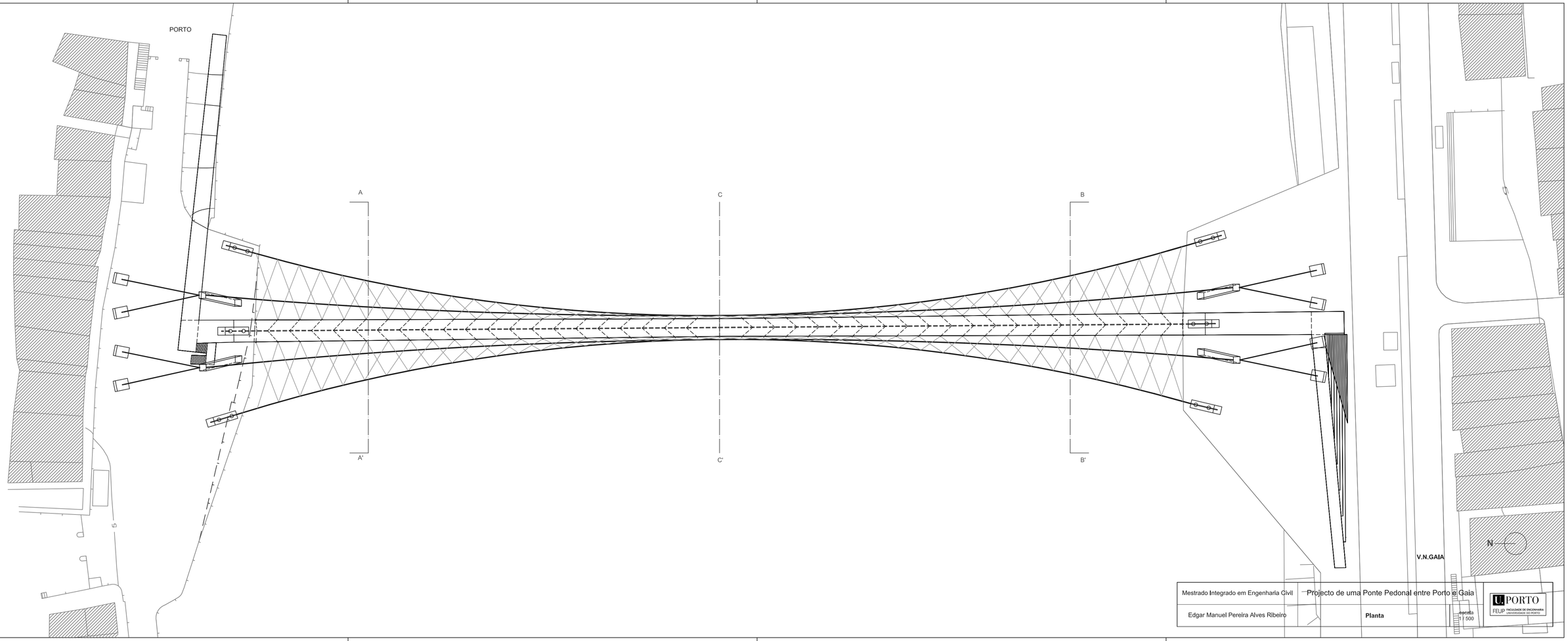
Fig.104 – Imagem do ambiente utilizado na concepção do vídeo

8

Peças desenhadas

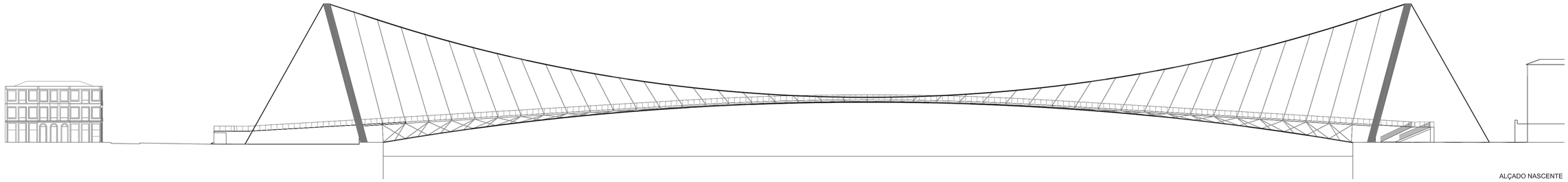
Neste capítulo encontram-se as peças gráficas principais correspondentes ao projecto da ponte, designadamente:

- Planta à escala 1/500;
- Alçado nascente e alçado poente à escala 1/500;
- Corte transversal AA' à escala 1/200;
- Corte transversal BB' à escala 1/200;
- Corte transversal CC' – pormenor do tabuleiro a meio vão à escala 1/10;
- Maciço de fundação dos pilares: planta da face inferior – esq. de armadura à escala 1/25;
- Maciço de fundação dos pilares: corte DD' – esquema de armadura à escala 1/40;
- Maciço de fundação das ancoragens: cabos inferiores - planta e vista lateral à escala 1/25;
- Maciço de fundação das ancoragens: cabos inferiores - vista de frente à escala 1/25;
- Maciço de fundação das ancoragens: cabos exteriores – planta e vistas à escala 1/25;
- Pormenor das guardas às escalas 1/20 e 1/1.

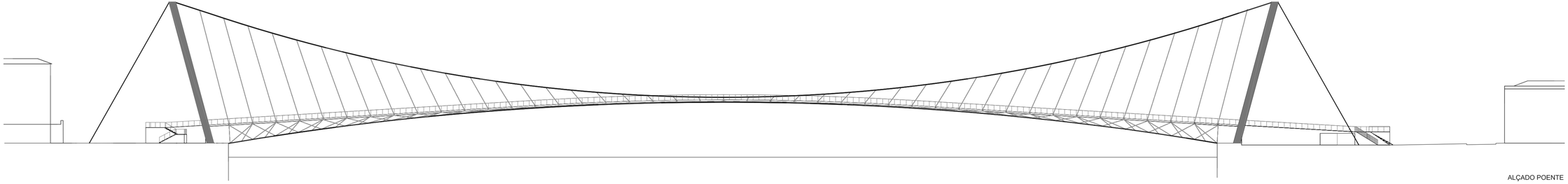


Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia	
Edgar Manuel Pereira Alves Ribeiro	**Planta**	escala 1 / 500

U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

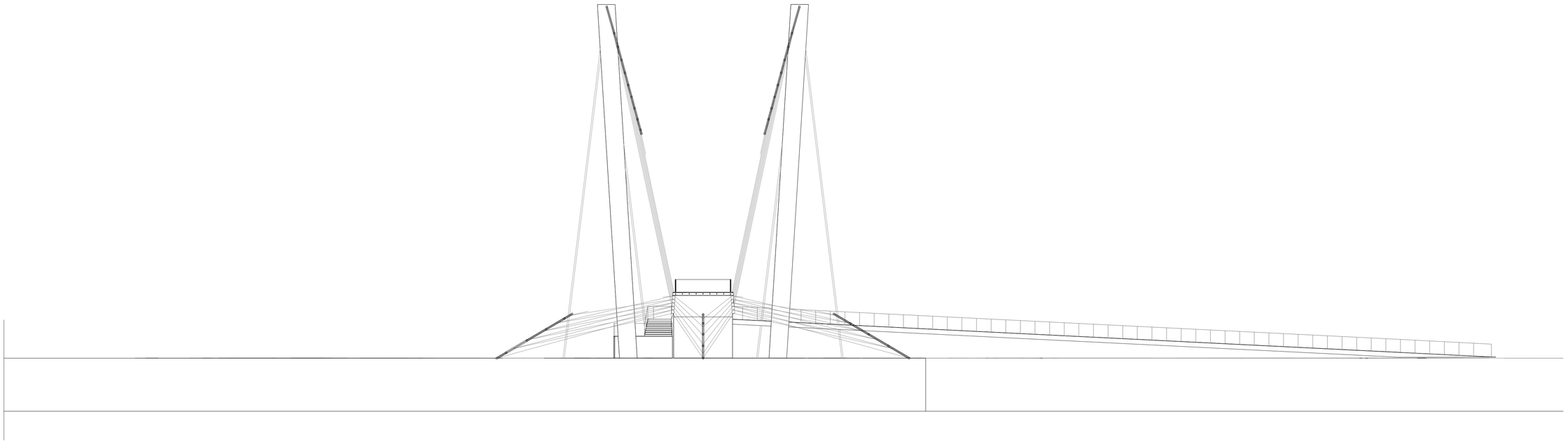


ALÇADO NASCENTE

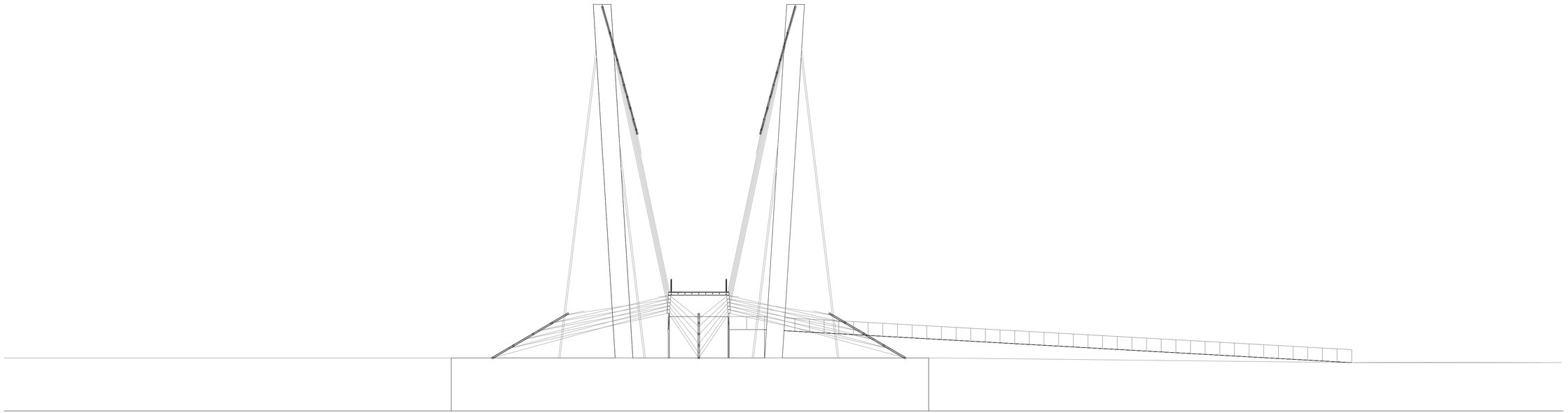


ALÇADO POENTE

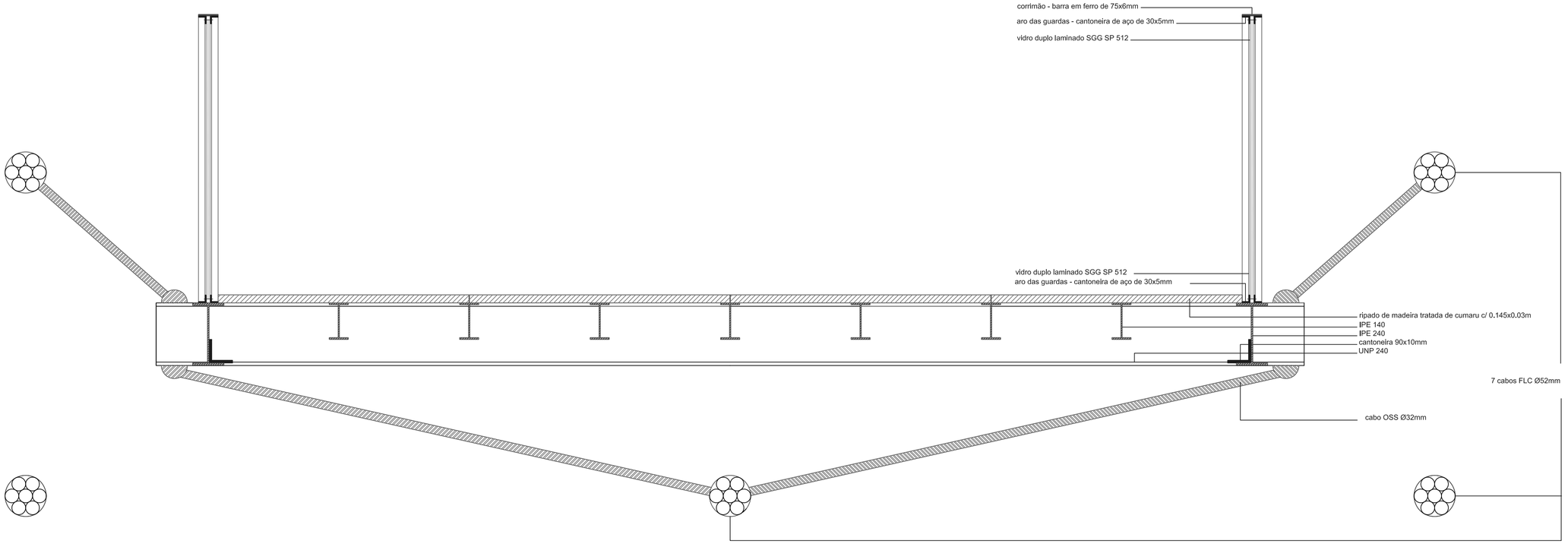
Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Edgar Manuel Pereira Alves Ribeiro	**Alçado Nascente e Alçado Poente**	escala 1 / 500	



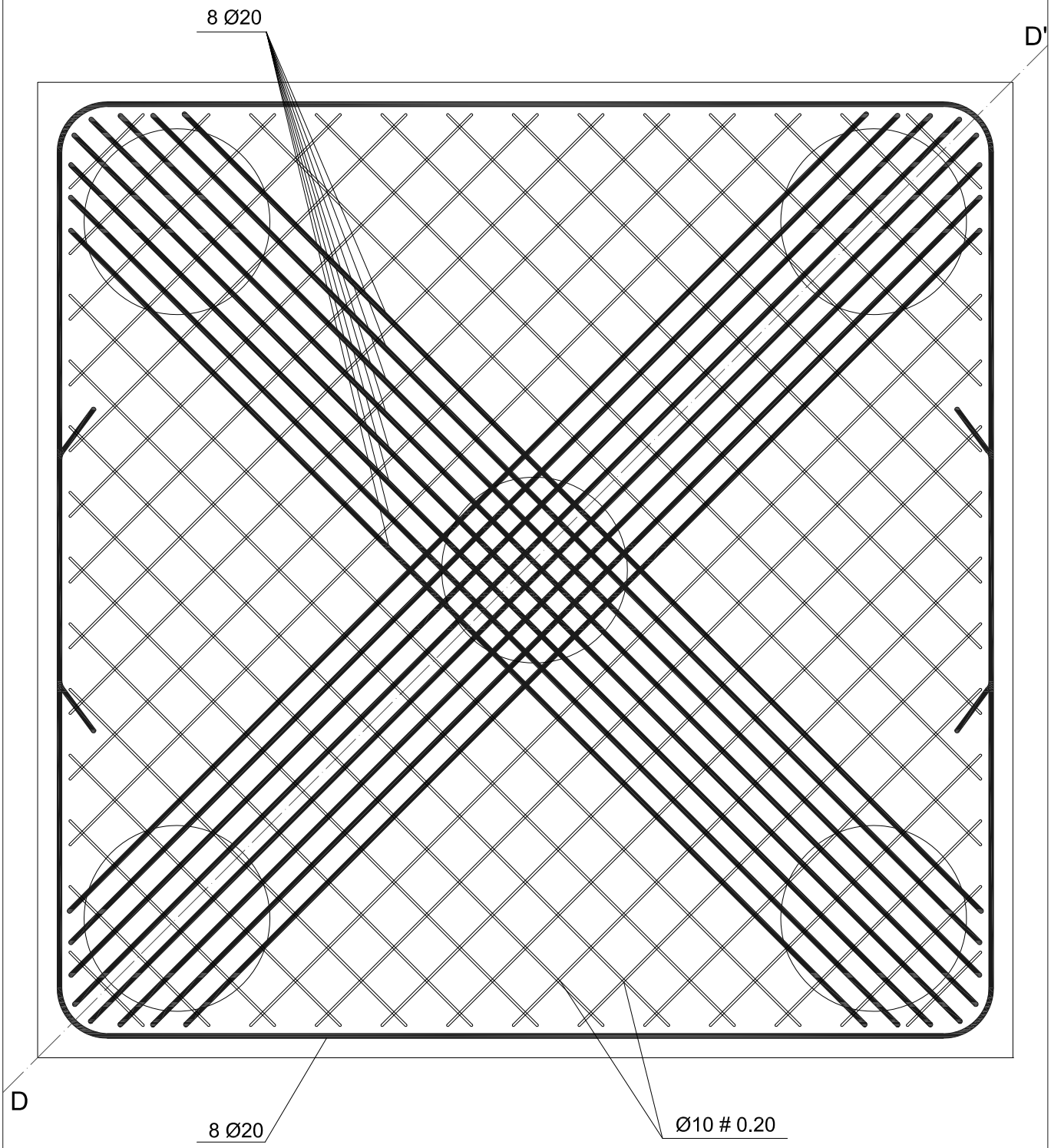
Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Edgar Manuel Pereira Alves Ribeiro	**Corte transversal AA'**	escala 1 / 200	



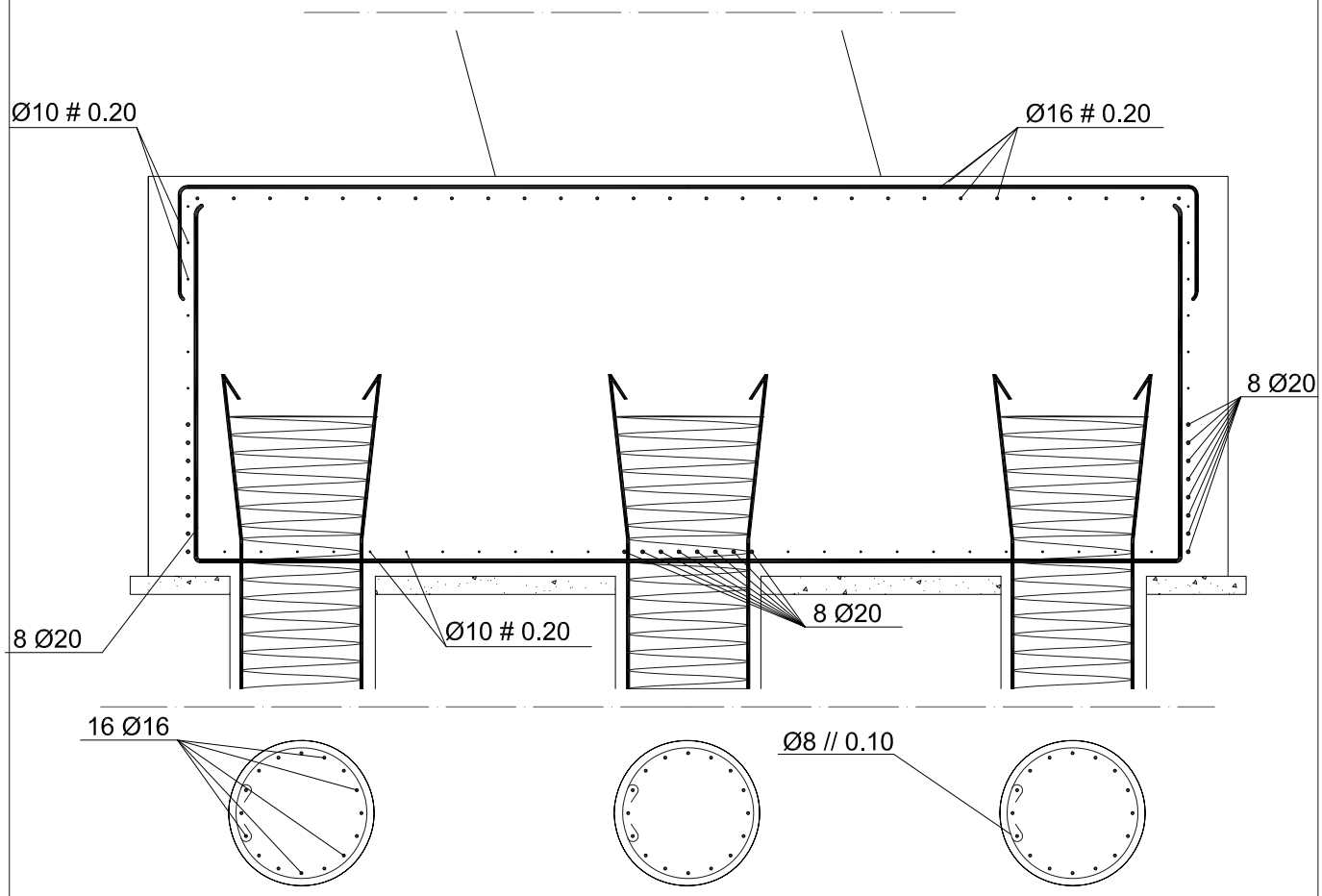
Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Edgar Manuel Pereira Alves Ribeiro	**Corte transversal BB'**	escala 1 / 200	



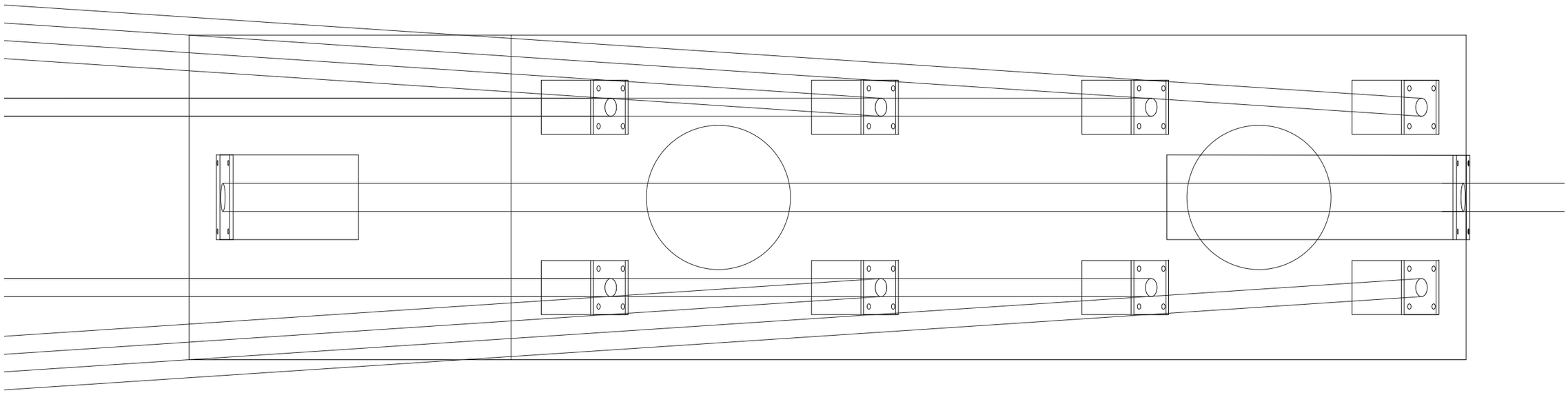
Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Edgar Manuel Pereira Alves Ribeiro	**Corte transversal CC' Pormenor do tabuleiro a meio vão**	escala 1 / 10	



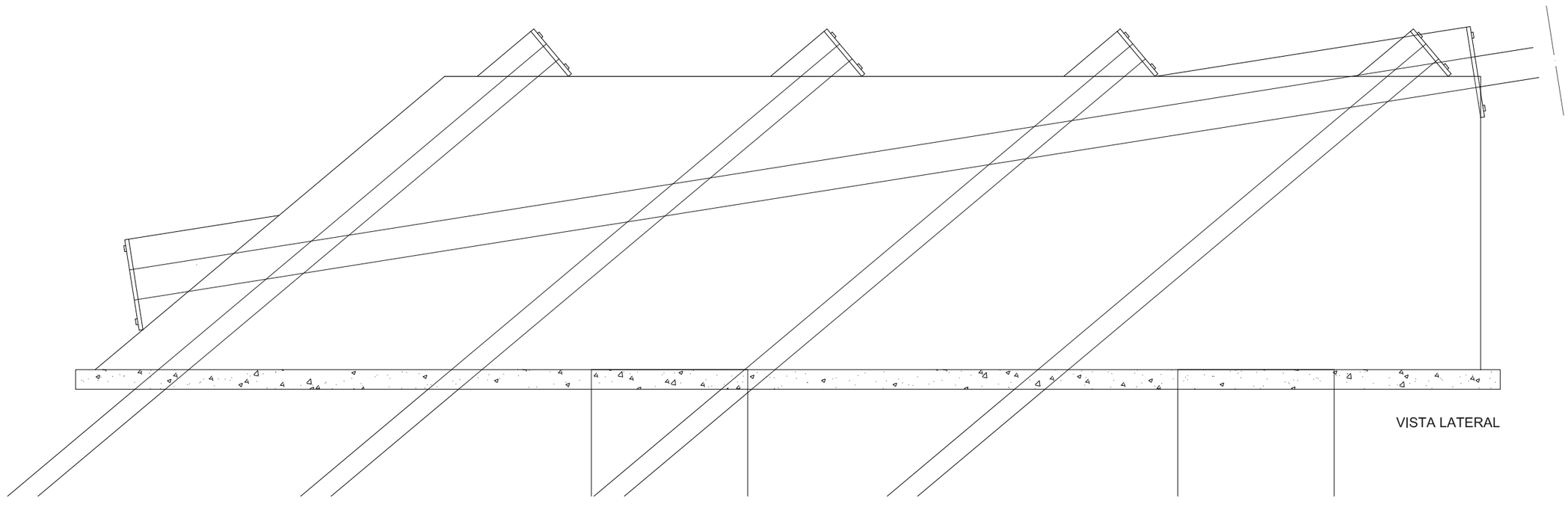
Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Edgar Manuel Pereira Alves Ribeiro	**Maciço de Fundação dos Pilares** **Planta da Face Inferior - Esq. de armadura**	escala 1 / 25	



Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Edgar Manuel Pereira Alves Ribeiro	**Maciço de Fundação dos Pilares** **Corte DD' - Esquema de armadura**	escala 1 / 40	



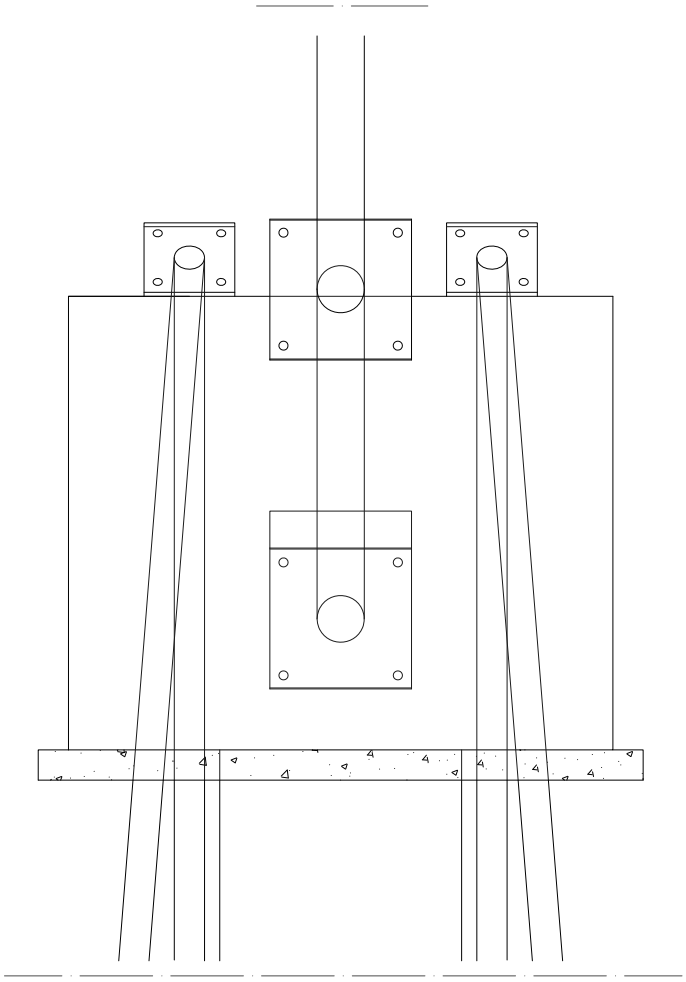
PLANTA



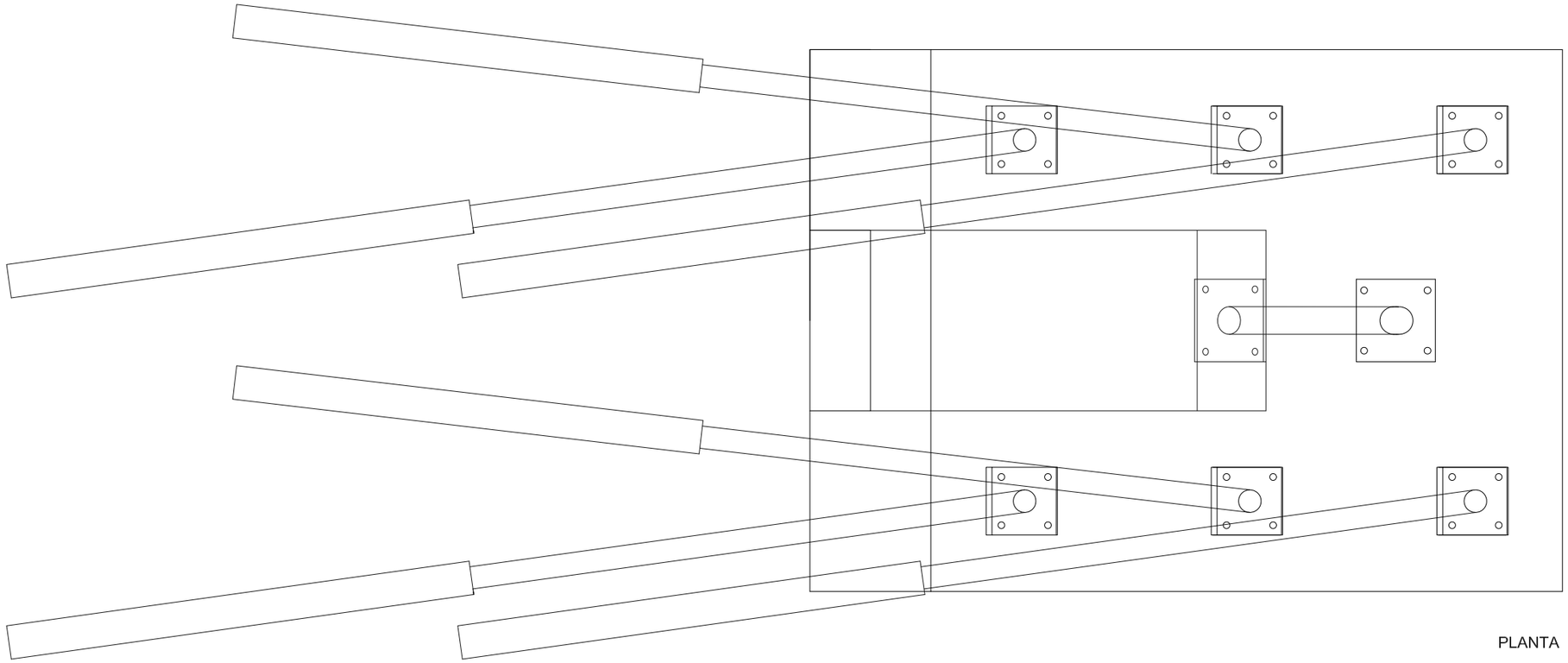
VISTA LATERAL

Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia	
Edgar Manuel Pereira Alves Ribeiro	**Maciços de Fundação das Ancoragens Cabos Inferiores - Planta e Vista Lateral**	escala 1 / 25

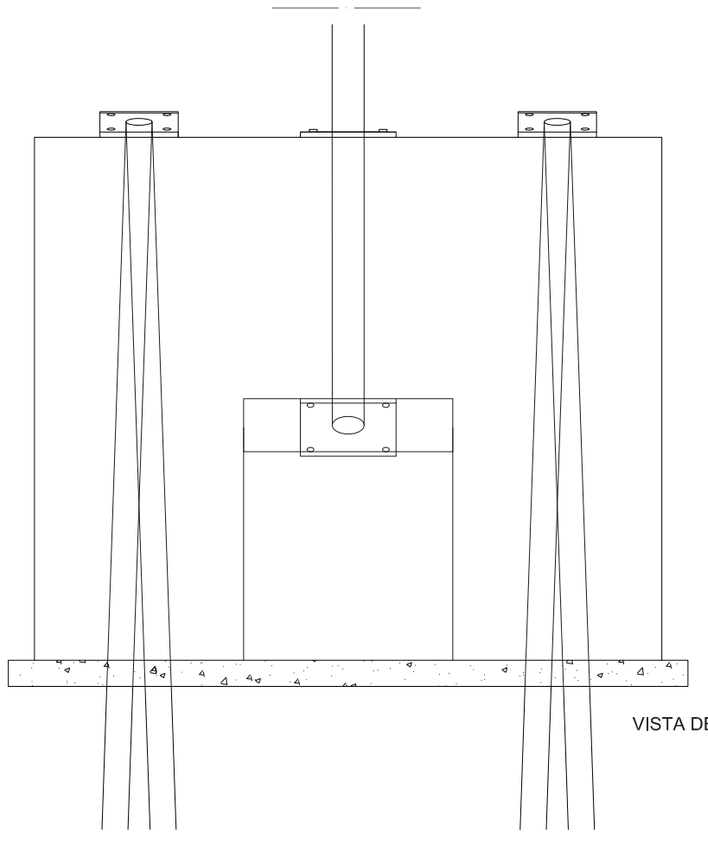
U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO



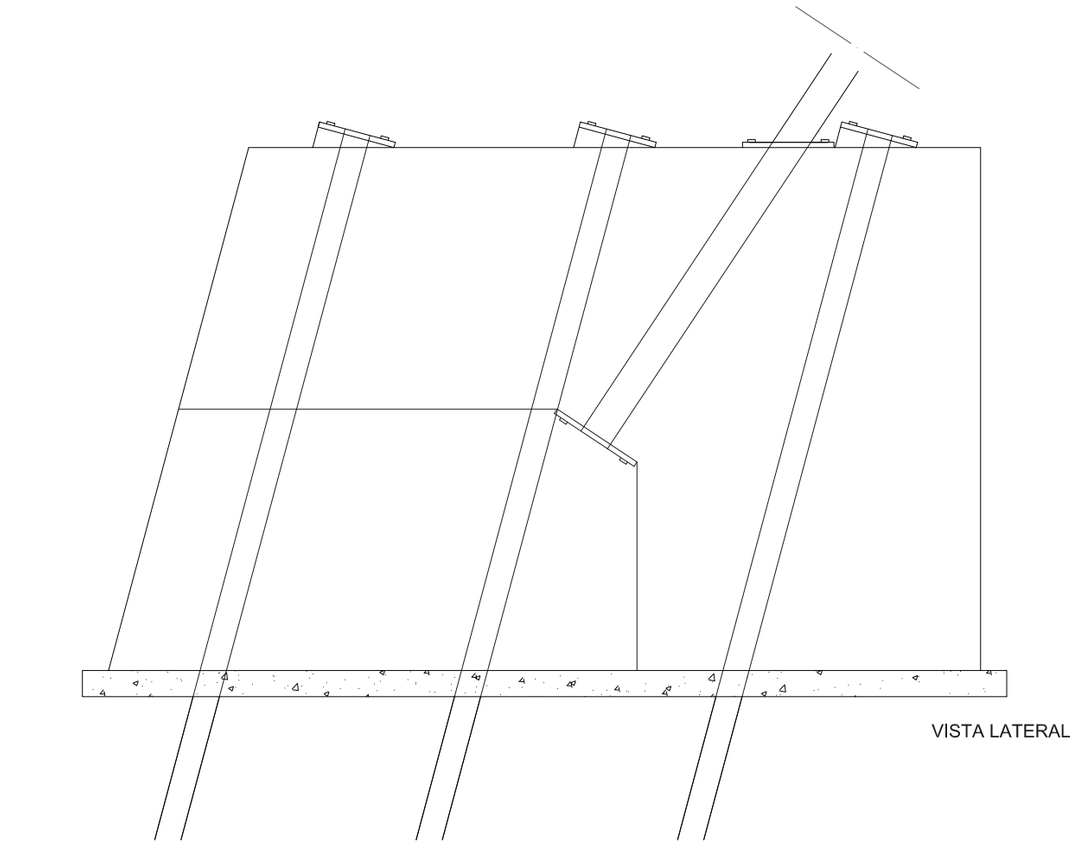
Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Edgar Manuel Pereira Alves Ribeiro	**Macíços de Fundação das Ancoragens Cabos Inferiores - Vista de frente**	escala 1 / 25	



PLANTA



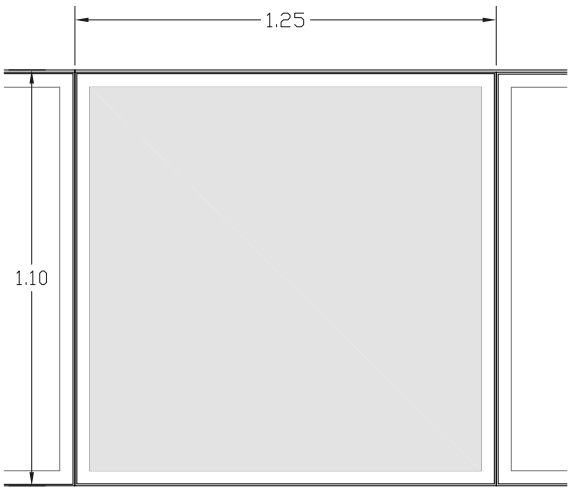
VISTA DE FRENTE



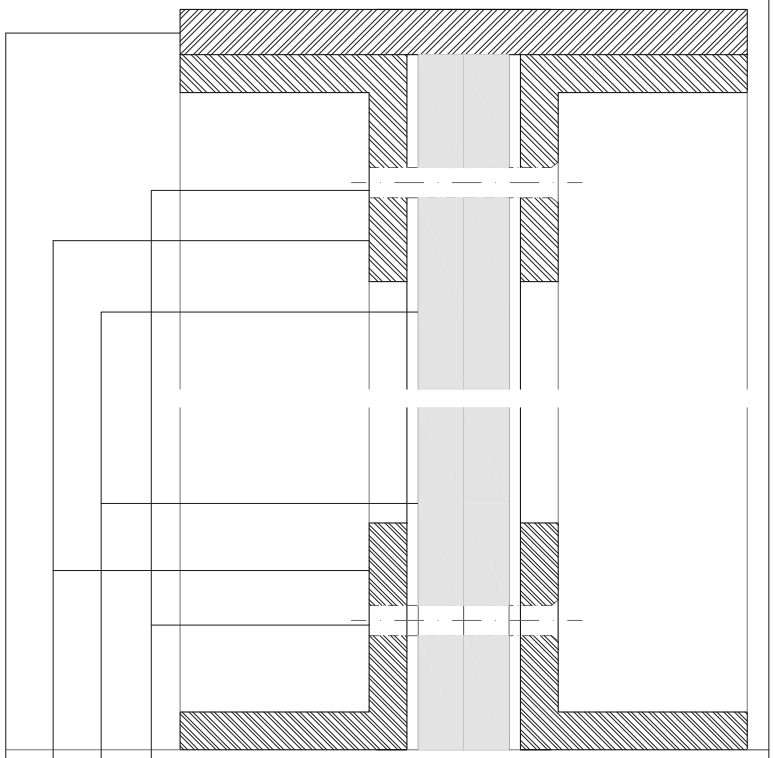
VISTA LATERAL

Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia	
Edgar Manuel Pereira Alves Ribeiro	**Maciços de Fundação das Ancoragens Cabos Exterlores - Planta e VIstas**	escala 1 / 25

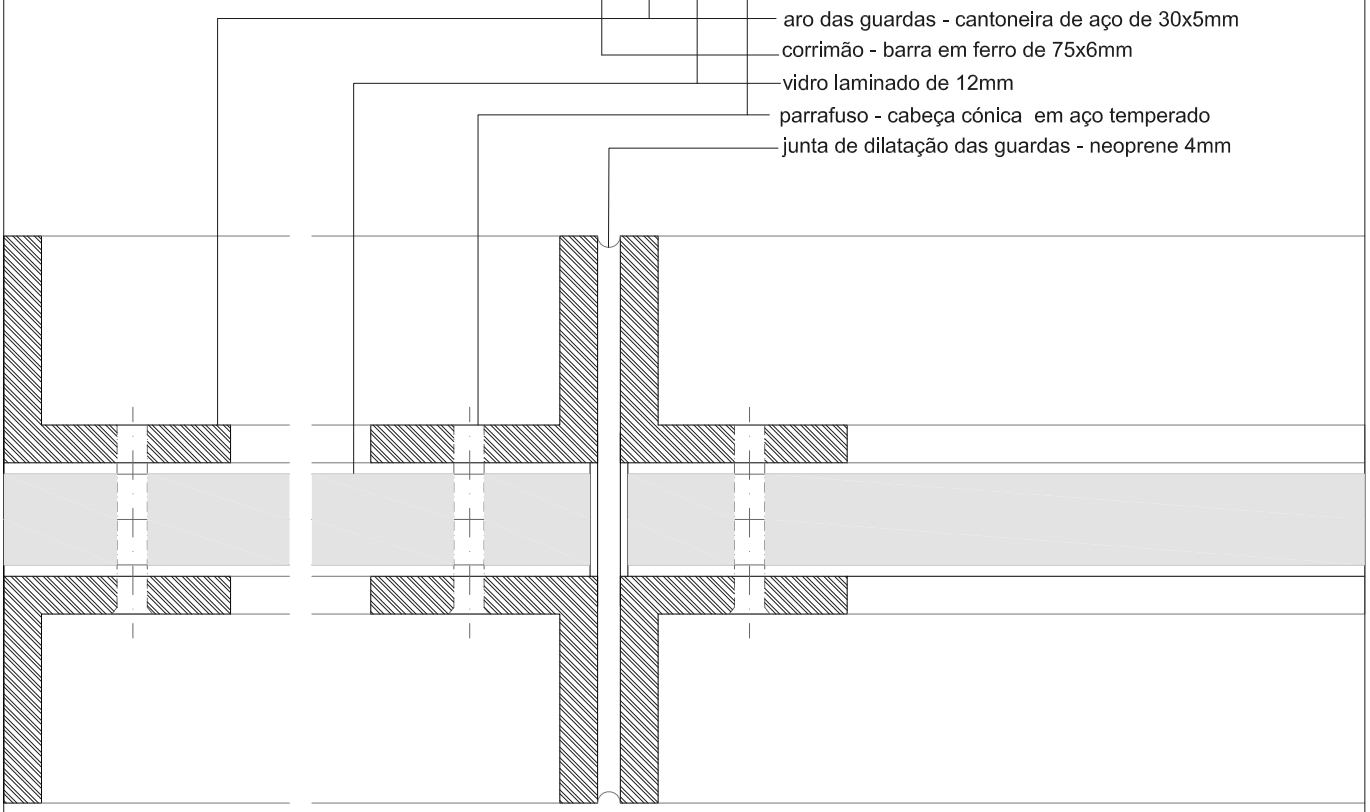
U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO



ALÇADO esc:1/20



CORTE VERTICAL esc:1/1



CORTE HORIZONTAL esc:1/1

Mestrado Integrado em Engenharia Civil	Projecto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Edgar Manuel Pereira Alves Ribeiro	**Pormenor das Guardas**	

9

Conclusões e desenvolvimentos futuros

Este projecto foi elaborado com base numa situação concreta, tendo em vista uma localização e uma utilização específica para a estrutura. No entanto, a falta de elementos técnicos caracterizadores do local levou à consideração de um cenário provável, adoptando determinadas características para o mesmo que podem eventualmente não corresponder às características reais.

Este contexto, conjuntamente com a complexidade inerente à estrutura em questão, faz com que este projecto se aproxime mais de um estudo prévio do que de uma solução definitiva, uma vez que existem questões dependentes dos resultados a obter, quer através de ensaios experimentais, quer de sondagens a realizar no local.

As pontes pedonais devem ser concebidas para responder satisfatoriamente às acções estáticas e dinâmicas a que estão sujeitas, devendo a consideração do comportamento dinâmico da estrutura ser parte integrante do seu estudo desde o início da concepção.

No caso presente, o estudo dinâmico elaborado permite concluir que, no que respeita às vibrações induzidas por peões, um grupo limitado de peões não causa problemas na ponte, podendo no entanto ser necessário adoptar medidas de controlo de vibrações a fim de se obter um melhor desempenho da estrutura quando solicitada por multidões. Esta circunstância deverá ser testada e se necessário controlada após a concretização da estrutura, tendo em conta as inúmeras variáveis que condicionam o comportamento dinâmico de uma ponte pedonal.

No que respeita à acção do vento, embora as forças estáticas representativas desta acção não apresentem problemas para a estrutura, o considerável vão da ponte e a constituição da estrutura por cabos fazem com que seja indispensável um estudo da mesma em túnel aerodinâmico, de modo a observar o seu comportamento face à solicitação do vento.

No entanto, os resultados obtidos na análise da estrutura e o dimensionamento efectuado permitem concluir que este sistema estrutural é à partida uma solução exequível, embora seja indispensável verificar de forma exaustiva as condições específicas do local de implantação e executar os ensaios para a avaliação do comportamento dinâmico da estrutura, podendo ser necessário ajustar o projecto elaborado.

Esta solução, cuja concepção foi condicionada pela estética pretendida para a obra, constitui uma solução de grande transparência e forte integração na paisagem existente, sendo estas características indispensáveis para uma obra a executar num local histórico de grande visibilidade.

BIBLIOGRAFIA

[1] Sousa Cruz, P., Lopes Cordeiro, J. *As Pontes do Porto*. Livraria Civilização Editora, Porto, 2001.

[2] http://www.bridgemeister.com. *Bridgemeister – Mostly Suspension Bridges.* Dezembro de 2007.

[3] http://en.structurae.de/. *Structurae: International Database and Gallery of Structures*. Dezembro de 2007.

[4] Torres Arcila, M. *Pontes*. Books Factory, S.L., Cidade do México, 2002.

[5] http://www.euroacessibilidade.com/legis01.htm. Setembro de 2007.

[6] *Eurocódigo 3 : Projecto de estruturas de aço - Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios*. *ENV 1993-1-1*.

[7] *Eurocódigo 2 : Projecto de estruturas de betão – Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios*. *ENV 1992-1-1:1991*.

[8] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, Porto Editora*, Porto, 2004.

[9] Carneiro de Barros, R. *A Não-Linearidade Geométrica na Análise de Estruturas Elásticas.* FEUP, 2005.

[10] *Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. EN 1991-2:2003 (E).*

[11] *Eurocode : Basis of structural design. Annex A2 : Application for bridges (Normative). EN 1990.*

[12] *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: General actions - Thermal actions. prEN 1991-1-5:2003 (E)*

[13] Delgado, R. *Apontamentos sobre a Acção do Vento (Capítulo V do RSA) para a disciplina de Concepção e Dimensionamento de Edifícios Altos.*

[14] *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: General actions - Wind actions. Draft prEN 1991-1-4.6:2002 (E)*

[15] Petrangeli, M. P. *Progettazione e costruzione di ponti com cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti.* Casa Editrice Ambrosiana, Milão, 1996.

[16] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Porto Editora, Porto, 2004.

[17] http://freguesias.esoterica.pt/santa_marinha/efemerides.htm. *A Cheia do Douro de 1909.* Novembro de 2007.

[18] http://www.douro.iptm.pt/PT/via_navegavel/caracteristicas.html. *IPTM - Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos – Delegação do Douro.* Novembro de 2007

[19] Bachmann, H. et al. *Vibration Problems in Structures: Pratical Guidelines.* Birkhäuser Verlag, Basel, 1995.

[20] Clough, R.W., Penzien, J. *Dynamics of Structure.* Computers & Structures, Inc., Berkeley, 1995.

[21] Hauksson, F. *Dynamic Behaviour of Footbridges Subjected to Pedestrian-Induced Vibrations.* Dissertação de Mestrado, Lund University, 2005.

[22] Fitzpatrick, T. et al. *Linking London: The Millennium Bridge.*The Royal Academy of Engineering, Londres, 2001.

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

[24] Guerreiro, L. *Dinâmica e Engenharia Sísmica.* Instituto Superior Técnico, 2007.

[25] Mota Freitas, J. *Barras Comprimidas Axialmente e Barras Comprimidas e Flectidas.* FEUP, 1999.

[26] http://www.macalloy.com/. *Macalloy Ltd Website.* Outubro de 2007

[27] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos - I Volume,* FEUP, 1994.

[28] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos - II Volume,* FEUP, 1995.

[29] Hanna, T. H. *Foundations in Tension: Ground Anchors*. McGraw-Hill Book Company, 1982.

[30] D'Arga e Lima, J. et al. *Betão Armado: Esforços Normais e de Flexão (REBAP-83)*, LNEC, Lisboa, 1985.

[31] Coelho, S. *Tecnologia de Fundações.* Escola Profissional Gustave Eiffel, Amadora, 1996.

[32] Arêde, A. *Fundações directas*, FEUP, 2002/2003.

[33] Matos Fernandes, M. *Estruturas de Suporte de Terra,* FEUP, 1990.

[34] Adão da Fonseca, A. *A Pedestrian bridge on a world heritage site* – Congress World of Bridges, Abril de 2001, Veneza.

[35] Caetano, E. et al. *Assessment and control of human induced vibrations in the new Coimbra footbridge*, Footbridge 2005 – 2nd International Conference, 6 a 8 de Dezembro de 2005, Veneza.

[36] Caetano, E. et al. *Implementation of passive devices for vibration control at Coimbra footbridge*, EVACES'07, 24 a 26 de Outubro de 2007, FEUP.

[37] Falcão, M. *O Porto, os planos municipais e o turismo.* Revista da Faculdade de Letras – Geografia I série, vol. XV/XVI, 1999-2000, pp. 63 -78, Porto.

[38] Reis, A. J. *Folhas da Disciplinas de Pontes*. Instituto Superior Técnico, 2002.

[39] Silva Rente, C. *Análise Estática e Dinâmica Geometricamente Não Linear de Estruturas Atirantadas.* Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1994.

[40] Sousa Coutinho, J. *Materiais de Construção 1 – Madeiras*, FEUP, 1999.

[41] Sousa Coutinho, J. *Materiais de Construção 1 – Metais e Ligas Metálicas*, FEUP, 2003.

[42] Vila Pouca, N., Delfim, C. *Sapatas de Fundação : Maciços de encabeçamento de estacas*, FEUP, Maio de 1997.

[43] http://pt.saint-gobain-glass.com/b2c/default.asp. *Saint Gobain Glass - Espaço téccnico.* Novembro de 2007.

[44] http://www.alvaroazevedo.com/pensil/. *Ponte Pênsil entre as Ribeiras do Porto e Gaia.* Setembro de 2007.

[45] http://www.cm-porto.pt. *C.M. Porto.* Dezembro de 2007.

[46] http://www.cmm.pt. *The Portuguese Steelwork Association.* Janeiro de 2008.

[47] http://www.caisdegaia.com. *Cais de Gaia.* Janeiro de 2008

[48] http://www.csiberkeley.com/Support_WL_SAP.html. *CSI Computers & Structures.* Dezembro de 2007

[49] http://www.ico.pt. *ICO – Soluções de Madeira.* Novembro de 2007

[50] http://www.meteo.pt. *Instituto de Meteorologia.* Outubro de 2007

[51] http://www.portovivosru.pt/. *Porto Vivo – Sociedade de Reabilitação Urbana.* Outubro de 2007.

[52] http://www.portoxxi.com/album/index.php. *Porto XXI - Album de Fotografias.* Janeiro de 2008

[53] http://www.sbp.de. *Schlaich Bergermann und Partner (SBP), Stuttgart.* Dezembro de 2007

Anexos

A1. INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA

A2. INFORMAÇÃO GEOTÉCNICA E GEOMORFOLÓGICA

A3. INFORMAÇÃO HIDROLÓGICA

A4. ESBOÇOS DA IMPLANTAÇÃO DA ESTRUTURA

A5. CATÁLOGO DOS CABOS MACALLOY

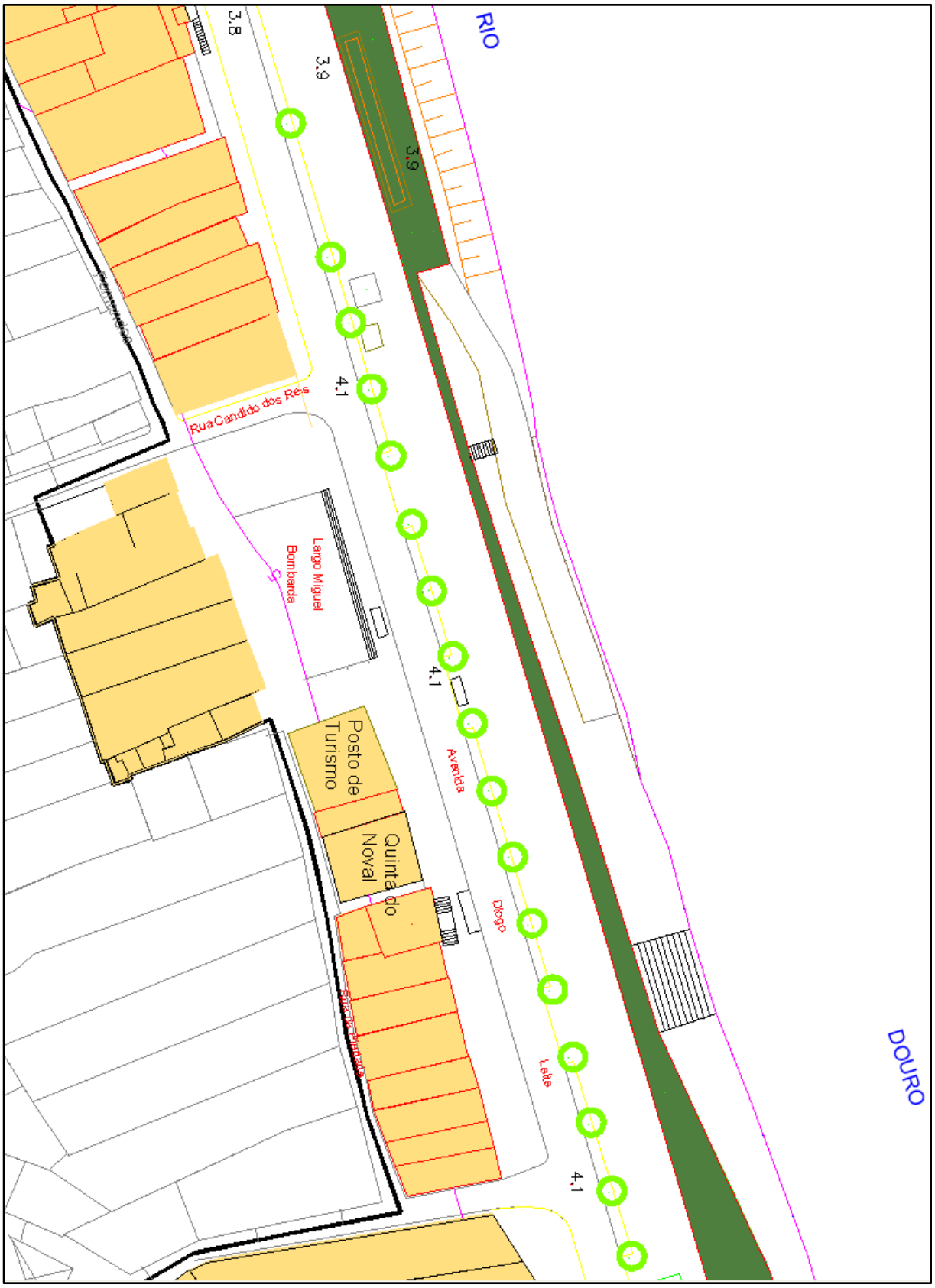
A6. FICHA TÉCNICA DA MADEIRA CUMARU ICO

A7. NORMAIS CLIMATOLÓGICAS 1961 – 1990

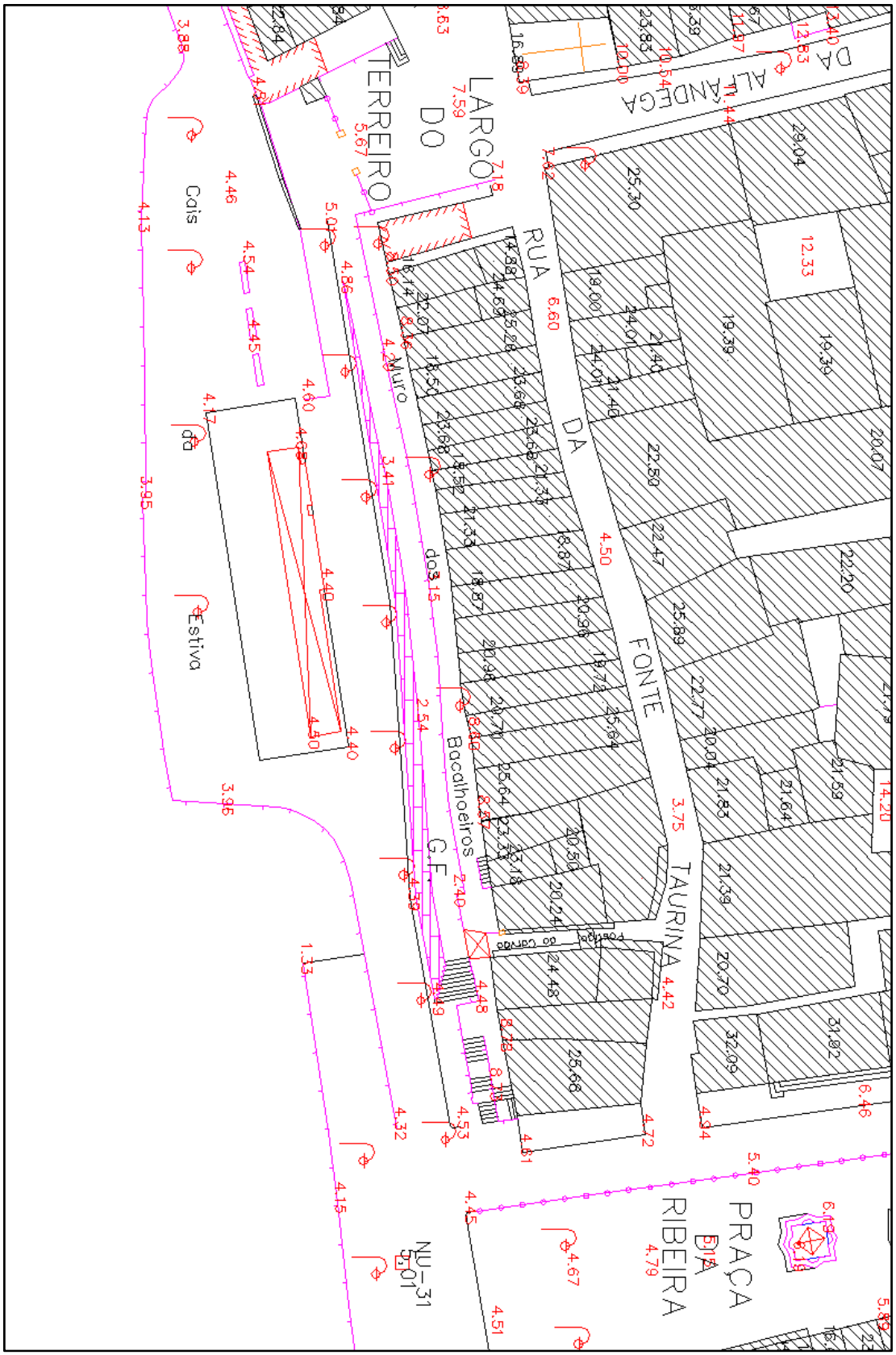
A8. CATÁLOGO DO VIDRO LAMINADO DE SEGURANÇA SAINT-GOBAIN GLASS

A1. INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA

EXTRACTO DA CARTOGRAFIA REFERENTE À MARGEM ESQUERDA DO RIO



EXTRACTO DA CARTOGRAFIA REFERENTE À MARGEM DIREITA DO RIO



A2. INFORMAÇÃO GEOTÉCNICA E GEOMORFOLÓGICA

DADOS OBTIDOS DE SONDAGENS ANTERIORMENTE ELABORADAS

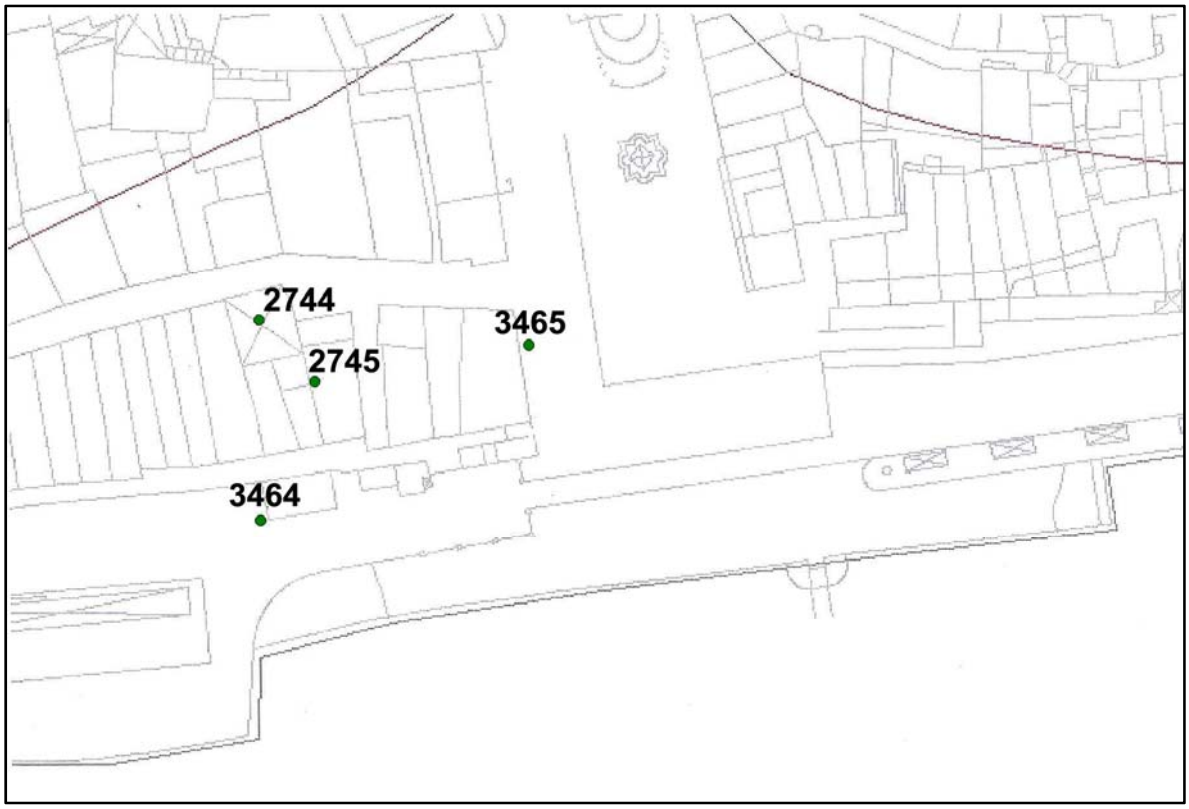


Tabela A1 - Estação 2744

Cota [m]	Tipo de terreno
0 - 2,60	Aterro
2,60 - 7,20	Aluvião
7,20 – 8,54	Granito do Porto

Tabela A2 - Estação 2745

Cota [m]	Tipo de terreno
0 - 2,70	Aterro
2,70 - 9,40	Aluvião
9,40 – 12,05	Micaxisto e Metagrauvaque

Tabela A3 - Estação 3464

Cota [m]	Tipo de terreno
0 - 2,70	Aterro
2,70 – 8,54	Granito do Porto

Tabela A4 – Estação 3465

Cota [m]	Tipo de terreno
0 - 2,70	Aterro
2,70 – 5,00	Granito do Porto



PORTO
Câmara Municipal

CARTA GEOTÉCNICA DO PORTO

2ª Edição 2003

Des. nº. 004

CARTA GEOMORFOLÓGICA

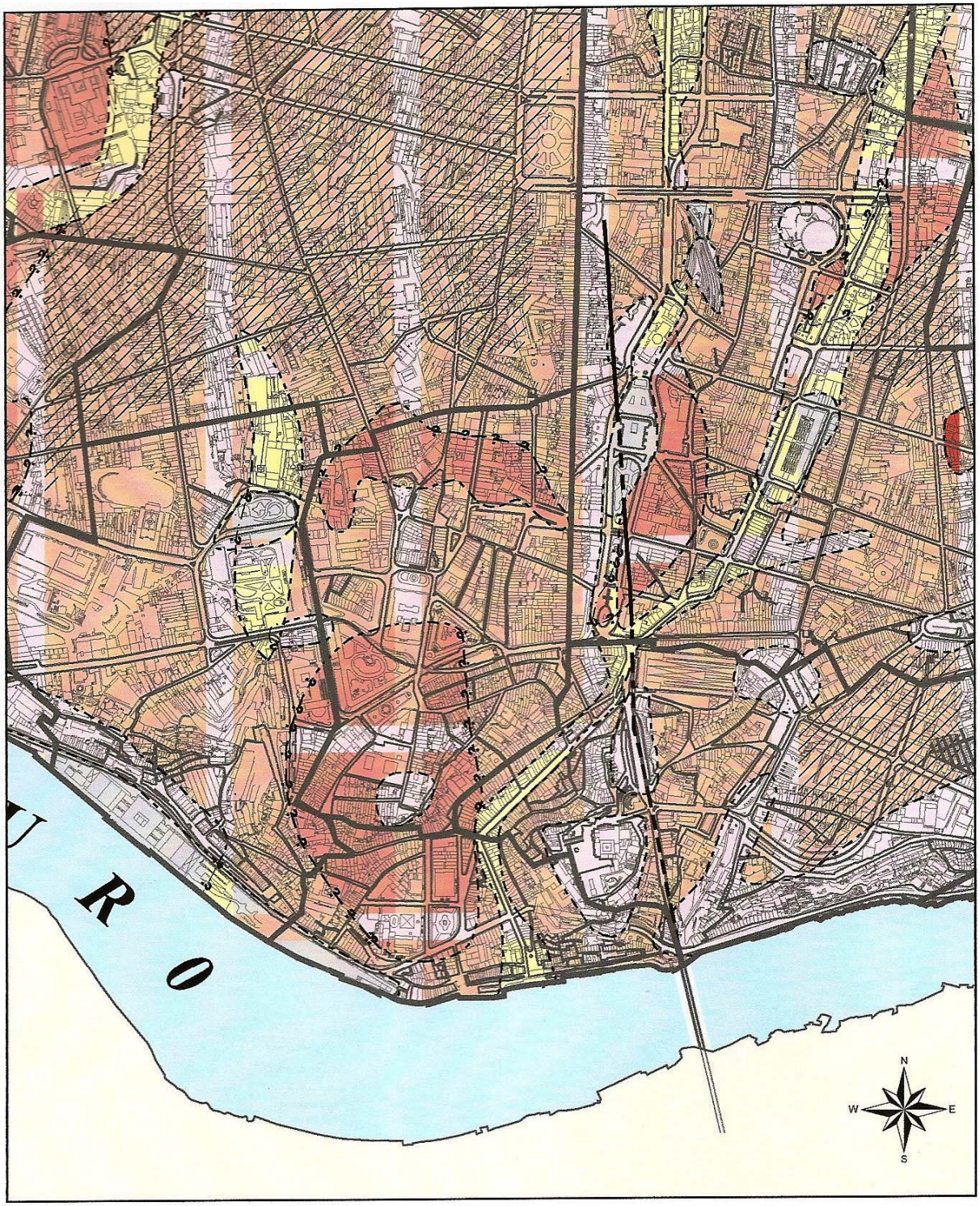
Escala: 1:10 000

0 100 200 m

Trabalho de campo realizado até 2002

Responsáveis Pelo Trabalho	COBA	FCUP	CMP
	Ricardo Oliveira *Cristina Gomes*	*Fernando Noronha*	*Conceição Gouveia* *Luísa Borges* *José Pedro Paulo*

Interdita a Reprodução e Divulgação sem Prévia Autorização do Município do Porto



PORTO
Câmara Municipal

CARTA GEOTÉCNICA DO PORTO

CARTA DE ZONAMENTO GEOTÉCNICO

2ª Edição 2003

Des. nº. 008

Escala: 1:10 000

0 100 200 m

Trabalho de campo realizado até 2002

Responsáveis Pelo Trabalho	COBA	FCUP	CMP
	Ricardo Oliveira *Cristina Gomes*	*Fernando Noronha*	*Conceição Gouveia* *Luísa Borges* *José Pedro Paulo*

Utilização e Reprodução e Divulgação sem Prévia Autorização do Município do Porto

Legenda:

UNIDADES GEOTÉCNICAS

- Aterros, lixeiras e/ou entulheiras (G1)
- Solos aluvionares e coluvionares (G2)
- Depósitos de praias e de terraços fluviais (G3)
- Solos residuais metamórficos medianamente compactos (G4-X)
- Solos residuais metamórficos compactos a maciço rochoso de muito fraca qualidade (G5)
- Solos residuais metamórficos medianamente compactos a maciço rochoso de muito fraca qualidade indeferenciados (G4-X e G5)
- Maciços metamórfico rochoso de fraca a excelente qualidade (G6)
- Solos residuais graníticos medianamente compactos intensamente caulinizados (G4-C)
- Solos residuais graníticos medianamente compactos (G4-G)
- Solos residuais graníticos compactos a maciço rochoso de muita fraca qualidade (G8)
- Solos residuais graníticos medianamente compactos a maciço rochoso de muita fraca qualidade indeferenciados (G4-G e G8)
- Maciço granítico rochoso de fraca a excelente qualidade (G9)

Profundidade das unidades geotécnicas

I	< 5 metros	II	5 - 10 metros	III	10 - 15 metros
IV	15 - 20 metros	V	20 - 25 metros	VI	25 - 30 metros

Limite entre unidade geotécnicas

- Limite geotécnico
- Limite geotécnico em profundidade
- Limite geotécnico incerto
- Limite geotécnico incerto em profundidade

Níveis geotécnicos em profundidade

- Nível 1 (superficial)
- Nível 2
- Nível 3

Falhas

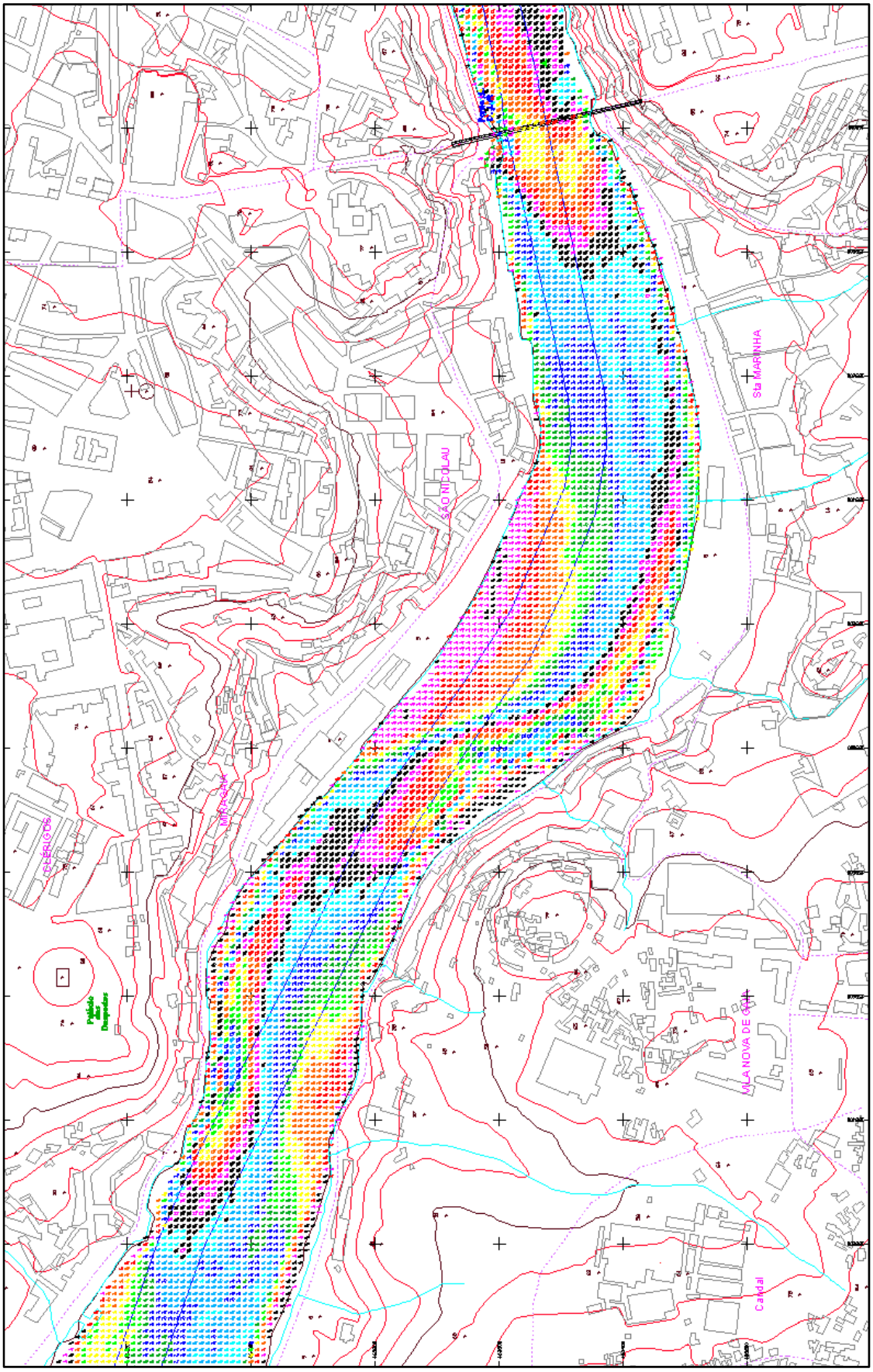
- Falha
- Falha provável e/ou alinhamento de fractura

Nota: ver legenda complementar na Notícia Explicativa, Volume I, Tomo 1

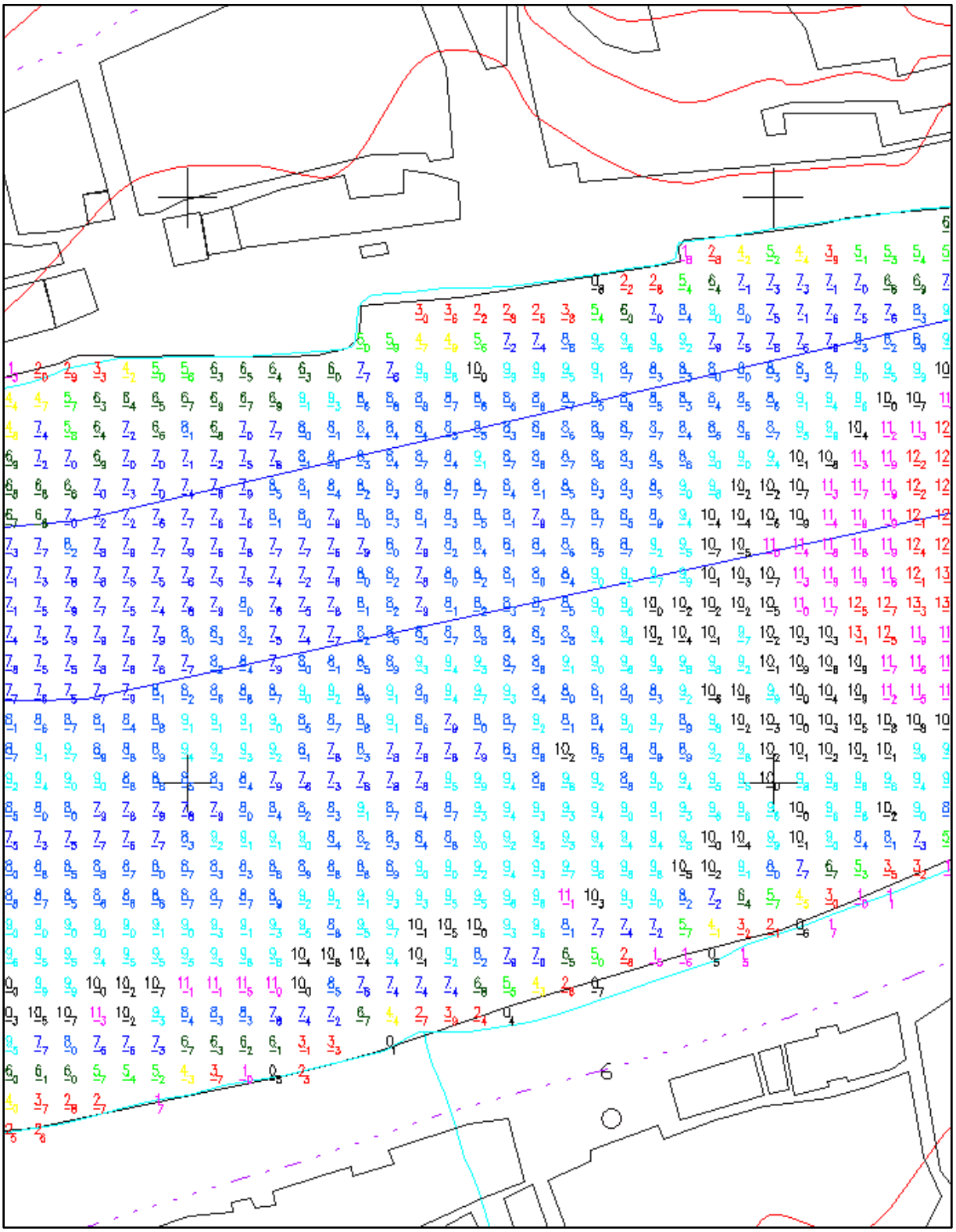
PORTO Câmara Municipal	CARTA GEOTÉCNICA DO PORTO	2ª Edição 2003
		Des. nº. 008
	LEGENDA DA CARTA DE ZONAMENTO GEOTÉCNICO	Escala: 1:10 000
		Página: 1/1

Interdita a Reprodução e Divulgação sem Prévia Autorização do Município do Porto

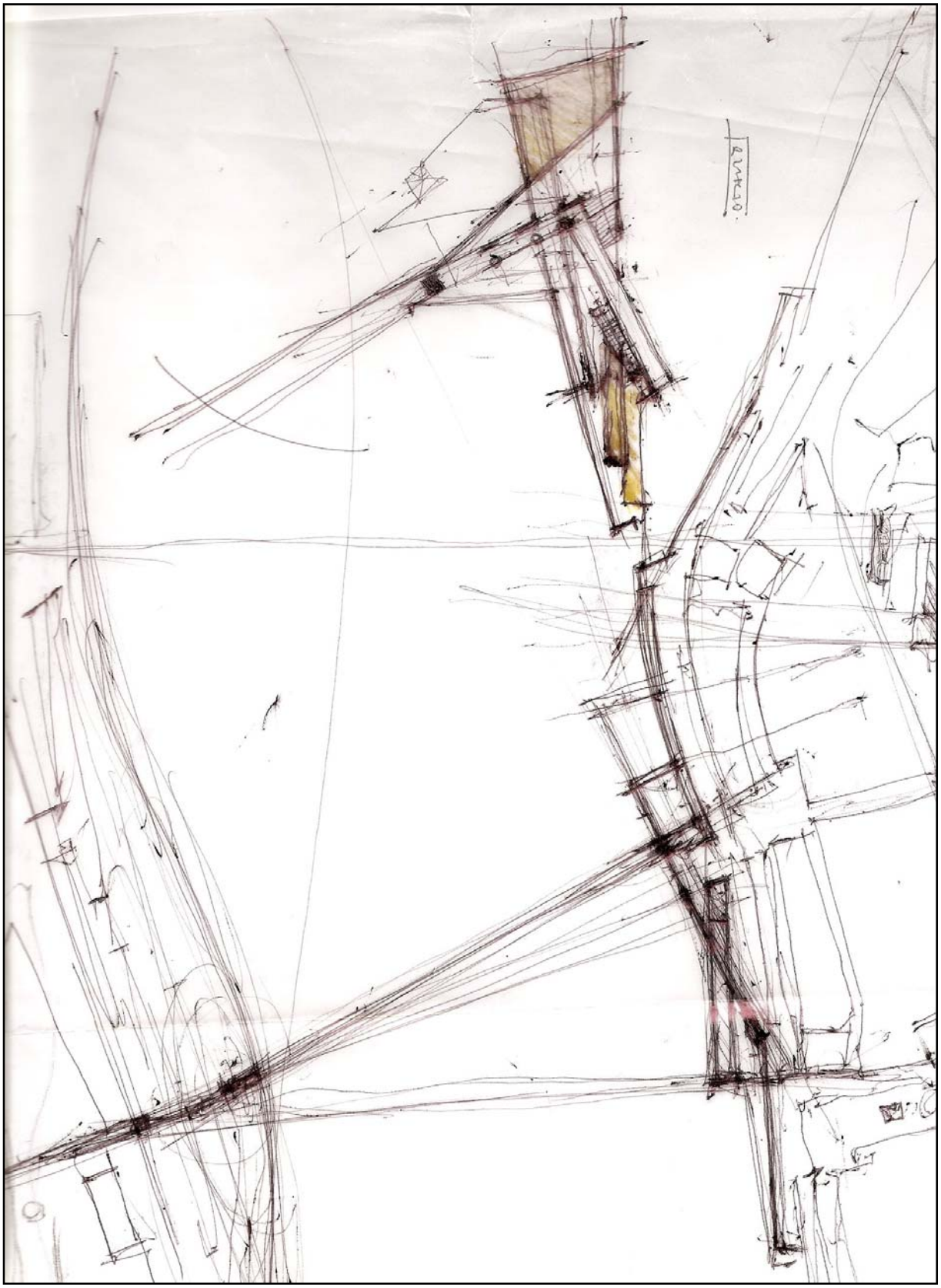
A3. INFORMAÇÃO HIDROLÓGICA

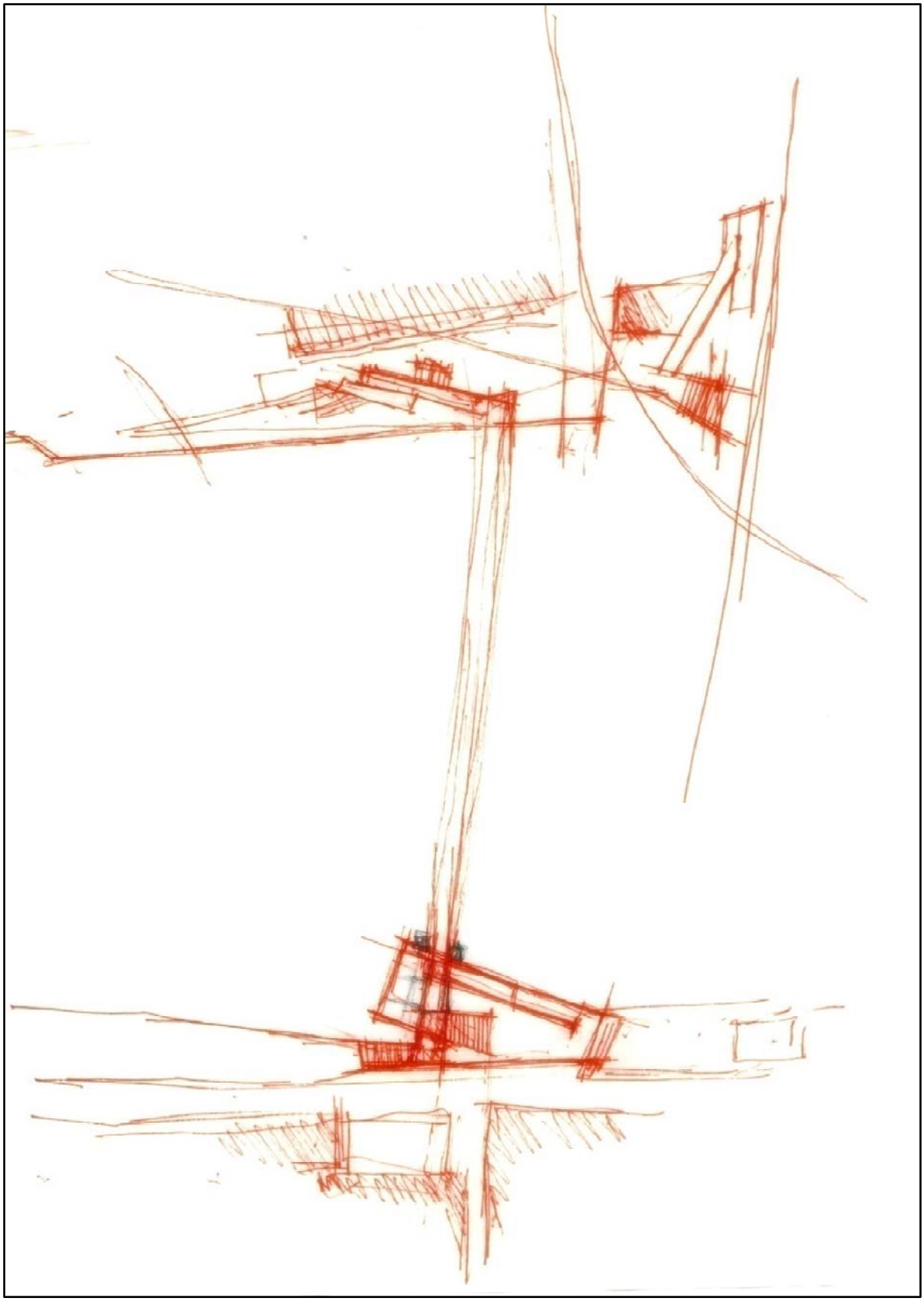

Sta MARINHA
SÃO NICOLAU
VILA NOVA DE GAIA
Cabdal

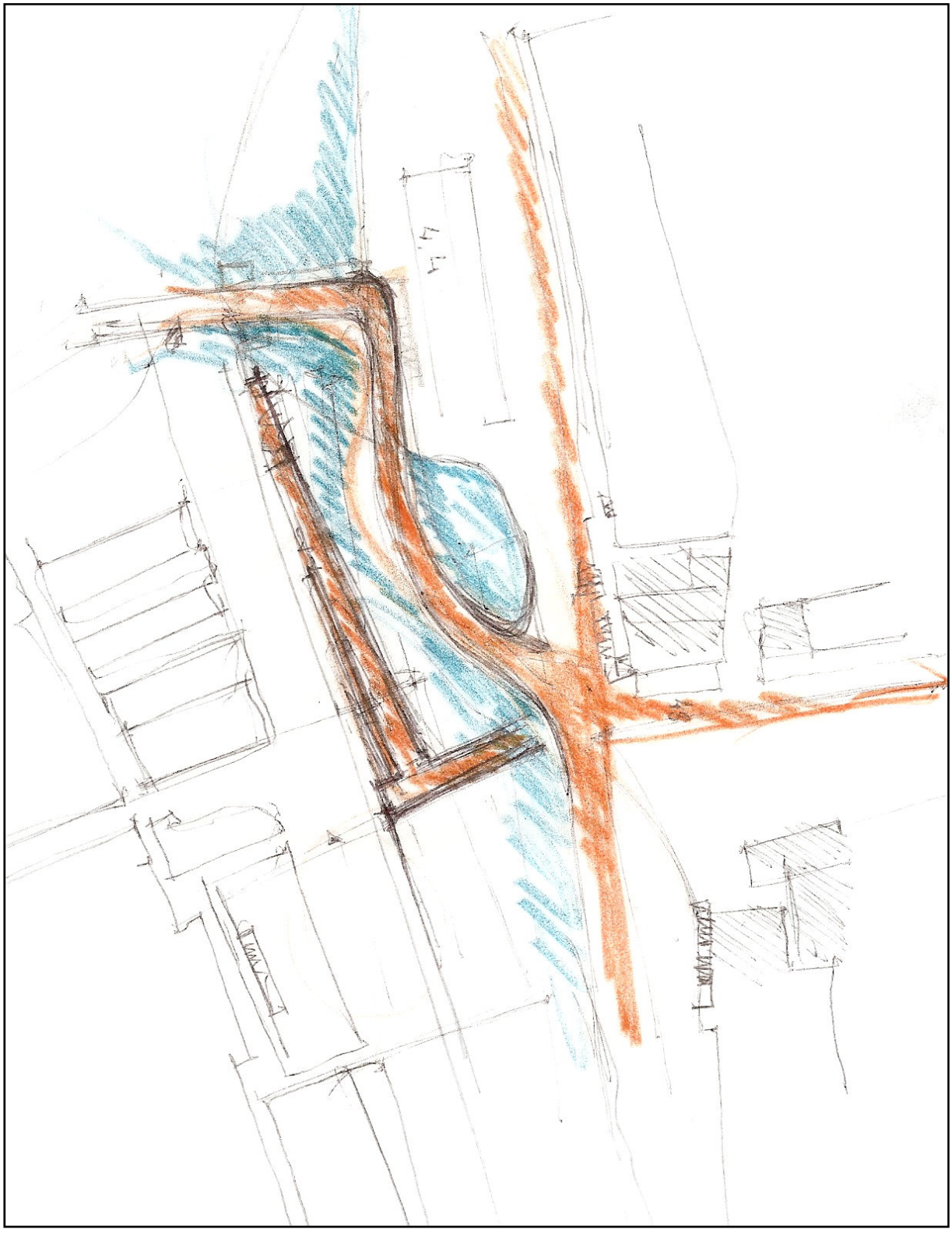
EXTRACTO DO LEVANTAMENTO TOPO-HIDROGRÁFICO APRESENTADO NA PÁGINA ANTERIOR

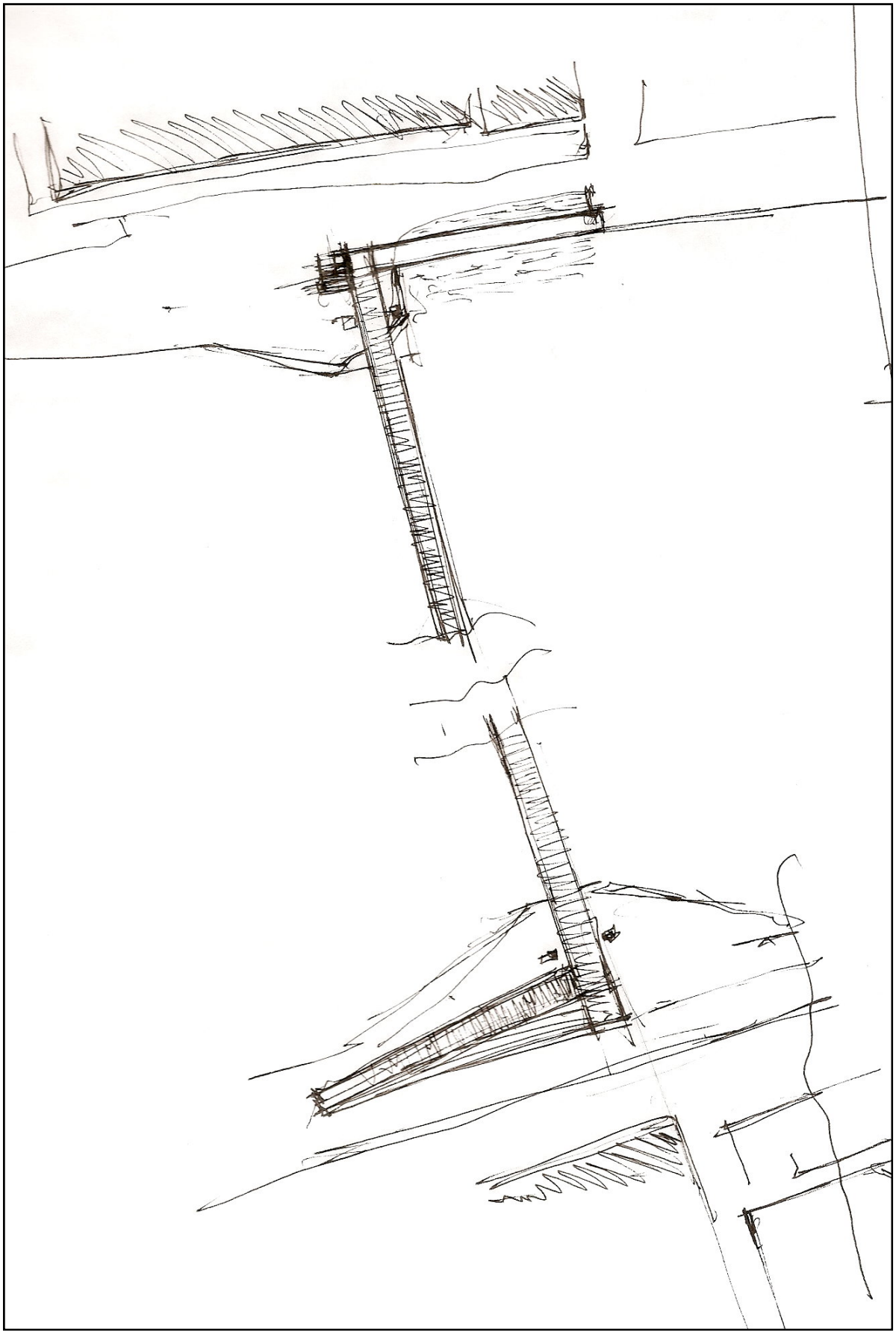


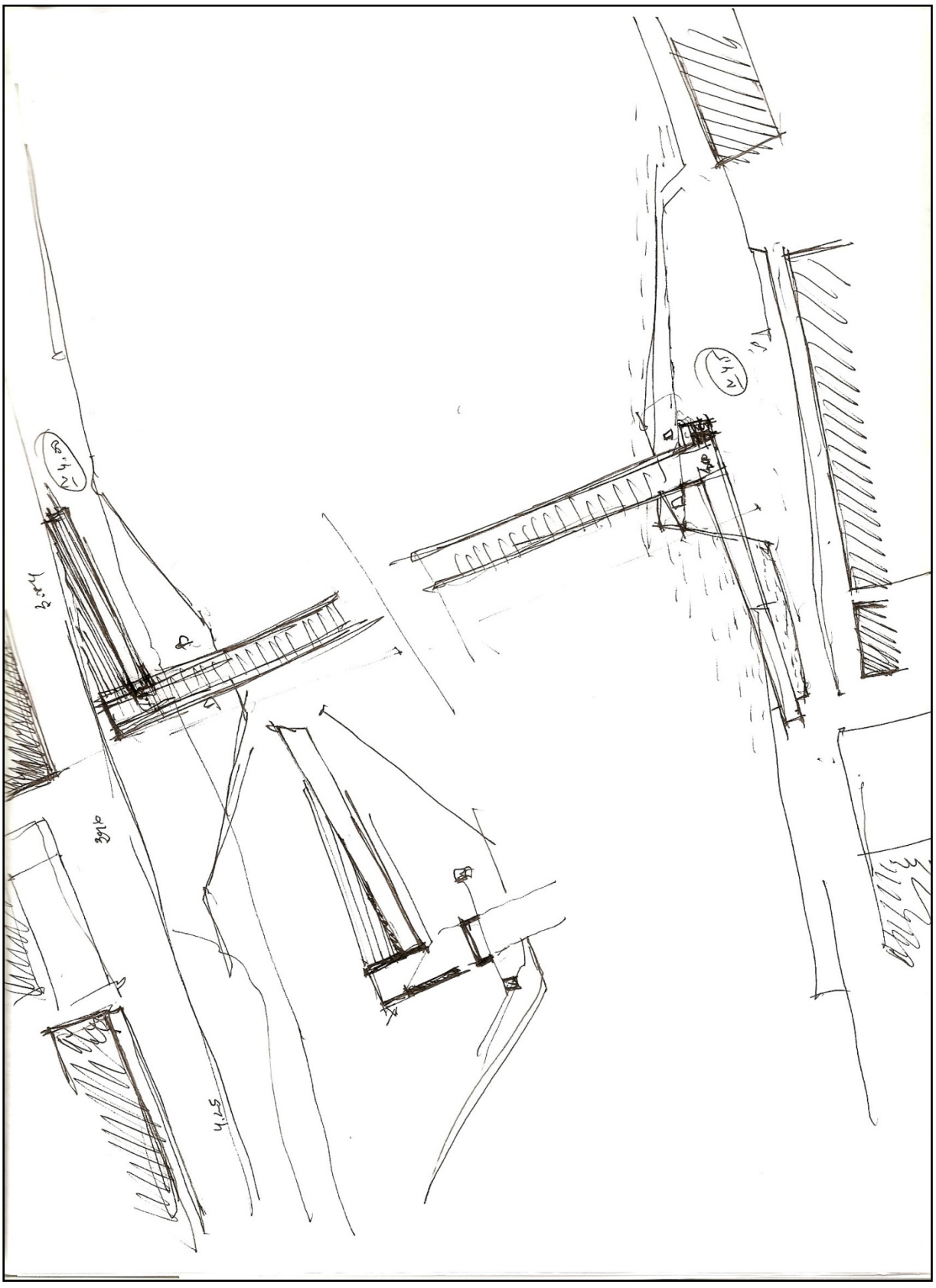
A4. ESBOÇOS DA IMPLANTAÇÃO DA ESTRUTURA



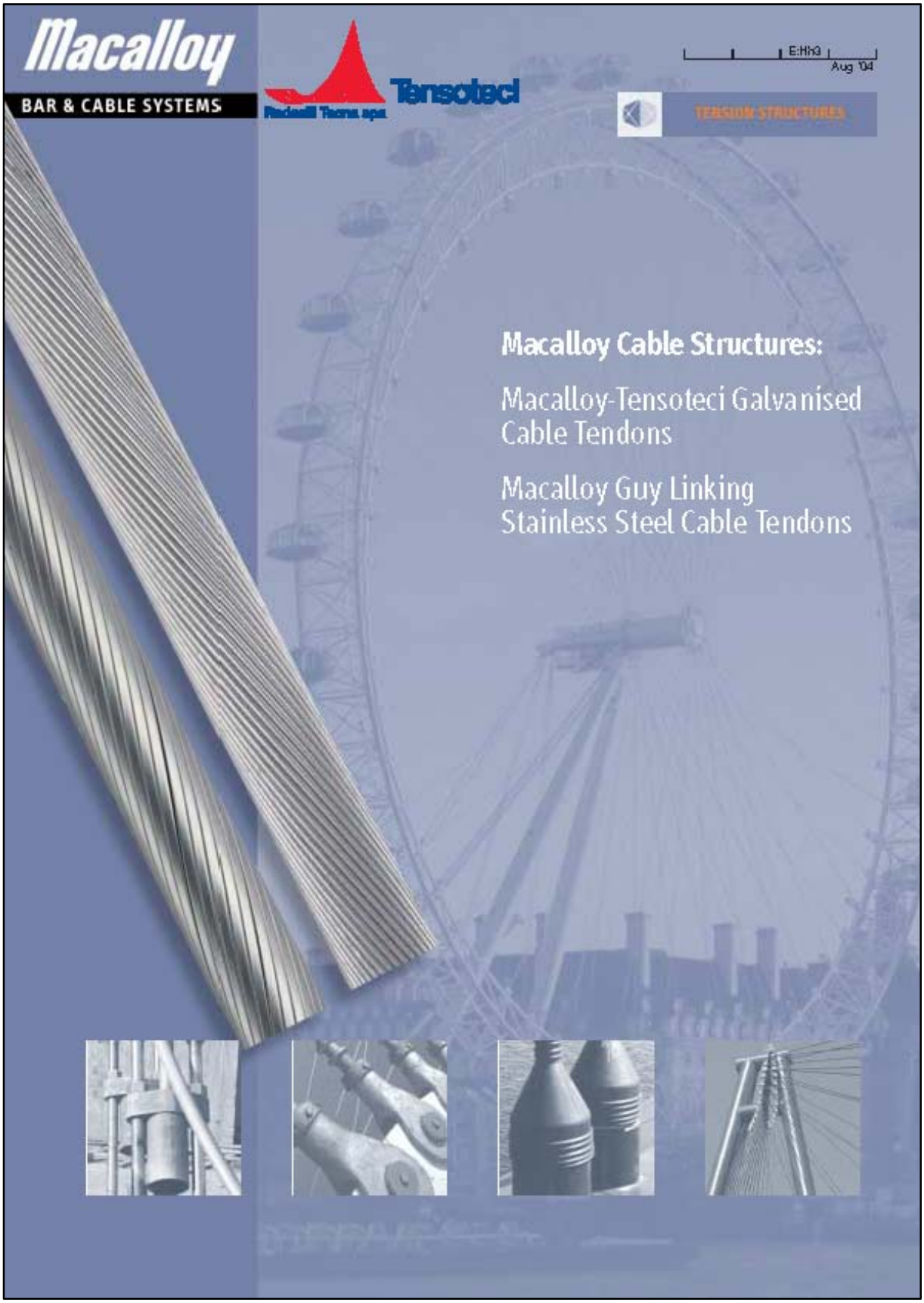








A5. CATÁLOGO DOS CABOS MACALLOY


Macalloy
BAR & CABLE SYSTEMS
Tensoteci
Aug '04
TENSION STRUCTURES
Macalloy Cable Structures:
Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Tendons
Macalloy Guy Linking Stainless Steel Cable Tendons

2

Tensile Structure Systems

Macalloy Ltd has been the leader in the design, manufacture and supply of threaded bar systems since 1948.

In the early 1980's it pioneered the concept of Tensile Structures and, since this time, has led the world in the development of new systems and in the introduction of new technology in this field.

Now, through a close relationship with Tensoteci a division of Radaelli Tecna Group of companies, Macalloy is able to offer large diameter cable systems in galvanized steel and stainless steel of both locked coil and open spiral strand construction.

Tensoteci cable system
British Airways London Eye

Architect: David Marks & Julia Barfield

Engineer: Hollandia & Kloos Infra

Contractor: Hollandia





Tensoteci, based in Milan, is Italy's leading manufacturer of steel wire ropes, cables and accessories. Tensoteci, founded in 1890 and part of the Radaelli Tecna Group of companies, supply a range of tensile cable systems in locked coil and open strand construction as standard up to 128 mm diameter.

Some of their notable reference sites are the cable systems of the giant London Eye observation wheel in the UK, the suspension cables system of the Braga Stadium in Portugal designed by Souto de Moura and the Athens Olympic stadium roof designed by Santiago Calatrava.

The partnership between the two well established companies combines years of experience in design, manufacture, erection and stressing of tensile systems. Together this newly formed partnership can offer the market a complete and comprehensive solution for wide span tensile structures using steel bars and cables.

No other company can offer such a complete package of bar and cable solutions in both carbon and stainless steels for Tension Structure applications to architects, engineers and contractors worldwide.

Tensile Structure Systems

Galvanised Cable Range

Macalloy offers both open spiral strand and full locked coil strand in standard diameters up to 88mm and 128mm respectively. Standard end components include fork sockets, cylindrical sockets and bridge sockets.

Stainless Steel Cable Range

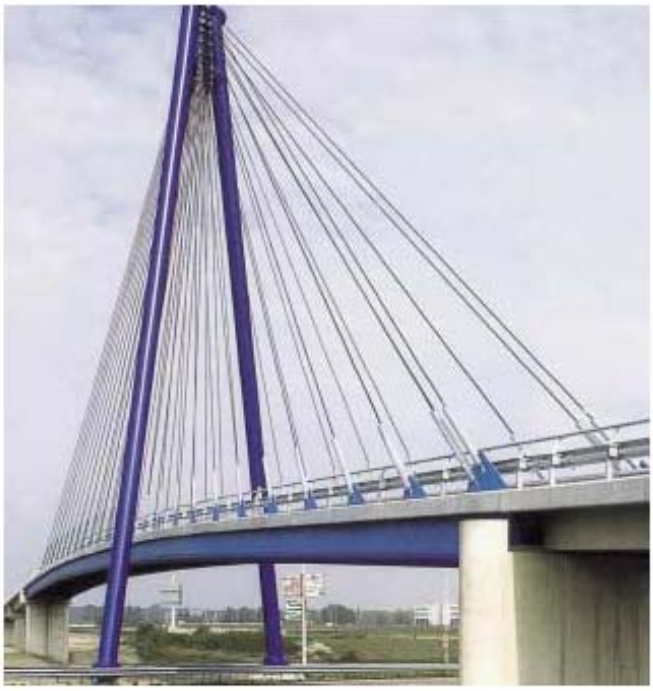
Alongside the new galvanized cable range, Macalloy still offers the stainless steel Macalloy Guy Linking Cable system with swaged ends in diameters up to 26mm as standard and up to 36mm on request. Larger diameters are also available with resin socket ends.

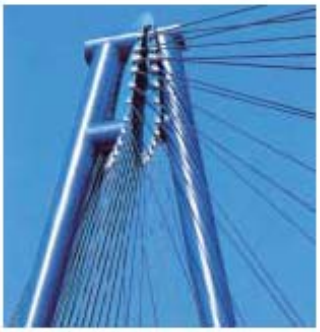
Carbon and Stainless Steel Bar Tendons

Macalloy's existing tensile structure bar systems include:

- Macalloy460 (carbon steel bar system)
- Macalloy S460 (stainless steel bar system)
- Macalloy Guy Linking Bar System (stainless steel bar system)

Full details of these systems are found in the Macalloy Tensile Structure System brochure.





Tensioned cable systems Cappelle aan IJssel Rivium Bridge

Architect: Iv-Consult

Engineers: Iv-Infra



Tensioned cable systems Braga Stadium, Portugal

Architect: Eduardo Souto de Moura

Engineer: AFA

Contractor: Aenor/Soares da Costa Avs



Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems

Open Spiral Strand (OSS)

The open spiral strands are made from hot dip galvanised high strength steel wires.

The strand is built by several layers of round wires helically wound around the core.

Typical properties of the wires are:

- tensile strength f_t=1570 to 1760 MPa minimum
- proof stress $R_{p0,2}$=1180 to 1320 MPa minimum
- elongation at break A=4% minimum on 250mm gauge length
- the zinc coating and the wire ductility comply with UNI 7304 class A, ISO 2232 class A, DIN 2078 heavy galvanising, ASTM A586 class A, 10264-3 class A, or other standards as required.

Full Locked Coil Strands (FLC)

The full locked coil strands are made from hot dip galvanised high strength steel wires.

The strand is built by an inner core of round wires and by one or more external layers of Z shaped wires.

The Z shape of the wires is specially made in a self locking formation to give a compact section.

The special shape of the Z shaped wires allows for flat contact surfaces and low contact stresses between the wires.

Typical properties of the wires are:

- tensile strength f_t=1570 to 1660 MPa minimum
- proof stress $R_{p0,2}$=1180 to 1245 MPa minimum
- elongation at break A=4% minimum on 250mm gauge length
- the zinc coating and the wire ductility comply with UNI 7304 class A, ISO 2232 class A, DIN 2078 heavy galvanising, ASTM A586 class A, 10264-3 class A or other standards as required. The minimum zinc coating of the Z shaped wires is 300g/m^2.

The Z shape of the wires helps to prevent external agents entering inside the cables.

Tensofill Corrosion Inhibitor

The spiral strands and the locked coil strands are generally filled in the inner layers by Tensofill. This is a corrosion inhibitor compound made by Severe Atmosphere Corrosion Inhibitor, resin and zinc powder, in a grade to optimise the resin anti-corrosion shield and the galvanic protection.

The filler helps to prevent the entry and diffusion of moisture inside the cable and gives additional protection to the galvanised wires.

Prestretching and Marking

The strands for structural application are usually prestretched in the works, to remove the initial inelastic deformation due to the helical structure of the cables and to stabilise the elastic modulus.

The prestretching operation is executed on a special plant, with a capacity of 5000kN, where the cable is anchored and pulled.

The prestretching is made usually by 4 or more cycles from 10% to 50-60% of the minimum breaking force; after the last cycle the force is adjusted to the specified load to allow measurement of the cable.

The cables are then measured and marked under the specified load for cutting to length and the position of the intermediate clamps are marked, when required.

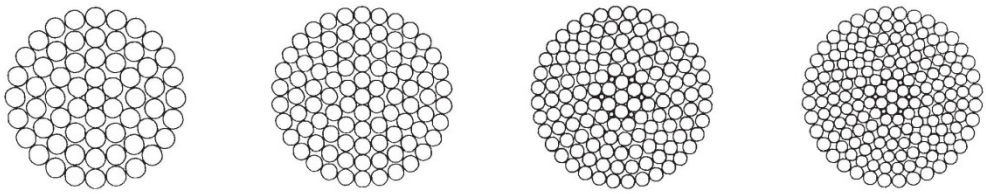
The measurement method takes into account automatic compensation of the thermal elongation, and is performed in monitored thermal conditions.

Defining the lengths is done by ourselves using load-geometry data from the structural model and taking into consideration the actual sizes, offsets and dimensions of the connection pieces.

Additionally the expected long term creep and setting of the anchor ends is considered in the prefabricated lengths.

Table 1: Open Spiral Strand

Diameter (mm)	Cross Section A (mm^2)	Minimum Break Load MBL (kN)	Elastic Stiffness E-A (MN)	Weight (kg/m)
12	88	135	14.6	0.7
16	157	240	25.9	1.3
20	245	380	40.4	2.0
24	353	545	58.2	2.9
28	480	745	79.3	4.0
32	628	970	104	5.2
36	794	1230	131	6.5
40	981	1520	162	8.1
44	1186	1840	196	9.8
48	1412	2190	233	11.6
52	1657	2570	273	13.7
56	1922	2980	317	15.8
60	2206	3425	364	18.2
64	2477	3815	404	20.4
68	2796	4290	456	23.0
72	3135	4795	511	25.8
76	3493	5325	569	28.8
80	3870	5885	631	31.9
84	4267	6475	695	35.2
88	4683	7090	763	38.6



Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems

Socketing

The cable ends are terminated by sockets that match the breaking strength of the cable.

There is a wide range of sockets available. They are fixed to the cables by one of the following methods:

- socketing using polyester resin for structural use, cast at room temperature; this method takes the full strength of the cable through the resin interface, without any kind of of mechanical grip or stress concentration on the wires, thereby allowing high fatigue toughness of the cable. The resin forms a solid cone with the cable wires. This cone acts as a wedge inside the socket's conical hole. The resin cast at room temperature also preserves the anticorrosion filler inside the cable near the socket;
- socketing using metal (pure zinc or zamak alloy), melted inside the socket. This method also takes the full strength of the cable;
- swaging is used on small cable sizes, up to approximately 45mm diameter. Here the terminals are pressed onto the cable. Swaging reduces the tendon capacity by around 10%.

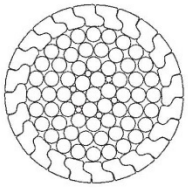
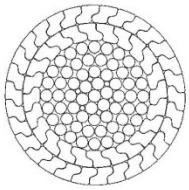
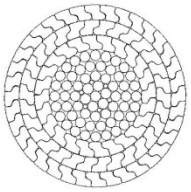
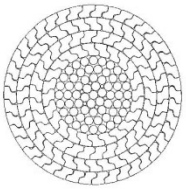
Corrosion Protection

The corrosion protection of the high strength steel cables is obtained by the following systems combined together:

- hot dip galvanising of the wires; galfan (zinc aluminium) coating of the wires can also be provided;
- internal anticorrosion compound Tensofill surrounding the internal galvanised wires;
- Z shaped external locked coil wires, preventing the entry of external agents;
- The following special protection systems can also be used:
  – a final coat of Tensocoat Wax, made up of Severe Atmosphere Corrosion Inhibitor, resin and aluminium microflakes; this coating is applied during and after the installation of the cables;
  – a final coat of Tensocoat Epoxy, a two part polyamine epoxy with added aluminium microflakes, this coating is applied after the installation of the cables;
  – High Density Polyethylene sheath applied by hot extrusion on the cable surface; this provides complete waterproofing. The HDPE is of a grade suitable for long term reliability.

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

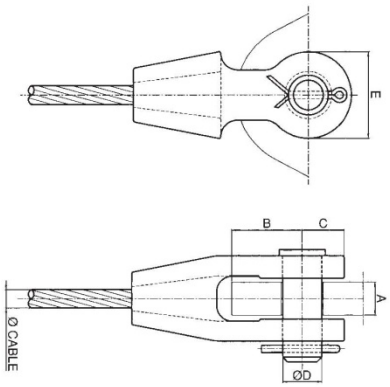
Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems

Fork Sockets

The fork sockets are made from high strength, hardened and tempered cast steel. Charpy-V impact value is 27J at –20 °C.

Surface protection is by hot dip galvanizing to a minimum thickness of 80 µm. Additional protection can be obtained by applying Epoxy Tensocoat.

Whilst the table gives dimensions of our standard sockets, Macalloy is also able to provide special sockets for specific projects or applications.





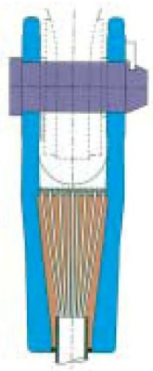


Table 3: Fork Socket Dimensions

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

Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems



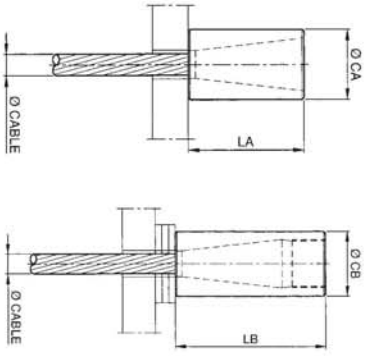


Table 4: Cylindrical Socket Dimensions

Cable Diameter (mm)	CA (mm)	LA (mm)	CB (mm)	LB (mm)
12	40	65	40	100
16	55	85	55	130
20	65	105	65	160
24	75	130	75	190
28	85	150	85	215
32	95	170	95	255
36	110	190	110	295
40	120	210	120	325
44	130	235	130	360
48	145	255	145	390
52	155	275	155	430
56	165	295	165	460
60	180	315	180	485
64	190	340	190	525
68	200	360	200	550
72	210	380	210	585
76	225	400	225	615
80	235	420	235	645
84	245	445	245	680
88	260	465	260	705
92	270	485	270	745
96	280	505	280	775
100	295	525	295	800
104	305	550	305	840
108	315	570	315	875
112	325	590	325	905
116	340	610	340	935
120	350	630	350	965
124	360	655	360	1000
128	370	675	370	1030

Cylindrical Sockets

The cylindrical sockets and nuts are made from high strength NiCrMo hardened and tempered alloy steel. Charpy-V impact value is 27J at –20 °C.

Surface protection is by hot dip galvanizing to a minimum thickness of 80 µm. Additional protection can be obtained by applying Epoxy Tensocoat. After installation, threads are protected with Tensocoat Wax.



Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems

Cylindrical Sockets



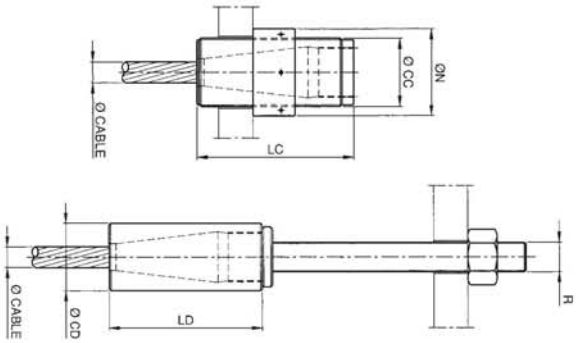
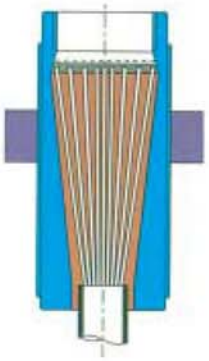


Table 5: Cylindrical Socket Dimensions

Cable Diameter (mm)	CC (mm)	LC (mm)	N (mm)	CD (mm)	LD (mm)	R (mm)
12	45	95	55	40	100	18
16	55	125	70	55	130	24
20	70	155	85	65	160	27
24	80	185	100	75	190	33
28	90	215	115	85	215	39
32	100	245	130	95	255	45
36	110	275	145	110	295	48
40	125	305	155	120	325	56
44	135	335	175	130	360	60
48	150	365	190	145	390	68
52	160	395	205	155	430	76
56	175	425	220	165	460	80
60	185	455	235	180	485	85
64	200	485	250	190	525	90
68	210	515	265	200	550	95
72	220	545	280	210	585	110
76	235	575	295	225	615	115
80	245	605	310	235	645	120
84	260	635	325	245	680	125
88	270	670	340	260	705	130
92	285	695	355	270	745	135
96	295	725	370	280	775	140
100	305	755	385	295	800	145
104	320	785	405	305	840	150
108	330	820	420	315	875	160
112	345	845	435	325	905	165
116	355	875	450	340	935	170
120	370	905	465	350	965	175
124	380	935	480	360	1000	180
128	395	970	495	370	1030	185





Macalloy-Tensoteci Galvanised Cable Systems

Bridge Sockets

The bridge sockets and pins are made from high strength NiCrMo hardened and tempered alloy steel. Charpy-V impact value is 27J at –20 °C.

Surface protection is by hot dip galvanizing to a minimum thickness of 80 µm. Additional protection can be obtained by applying Epoxy Tensocoat.

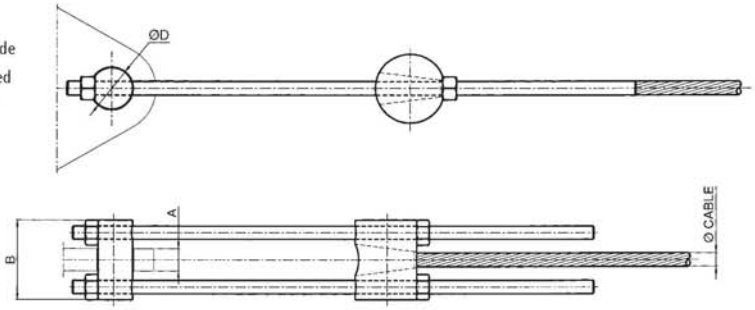


Table 6: Bridge Socket Dimensions

Cable Diameter (mm)	D (mm)	A max (mm)	B (mm)
12	35	35	90
16	45	45	120
20	55	55	145
24	65	60	170
28	80	65	190
32	90	75	210
36	100	75	240
40	110	75	255
44	120	80	270
48	130	90	310
52	145	95	325
56	155	95	340
60	170	100	360
64	180	110	395
68	190	110	410
72	200	115	420
76	210	125	445
80	220	130	460
84	230	130	490
88	240	135	505
92	265	135	545
96	275	140	560
100	285	140	585
104	295	145	595
108	305	150	615
112	320	150	640
116	330	160	665
120	345	160	690
124	355	165	710
128	360	180	720









Macalloy Guy Linking Stainless Cable Systems

Macalloy Guy Linking Stainless Cable Systems

Cable

Wire cable undergoes two types of stretch under load – an initial stretch and a conventional elastic stretch. The initial stretch is dependent upon cable construction and is caused by individual wires bedding down into a loaded position. This initial stretch can be between 0.10 and 0.75% of the cable length, depending on the magnitude and frequency of loading, and should always be considered when designing tendons.

There are 3 different types of stainless cables offered by Macalloy.

The most common strand used is the **1 x 19 spiral strand.** The wires have a smooth bright finish and the cable has moderate initial stretch properties. All our cable tendon fittings are designed to match the minimum breaking load of the 1 x 19 strand cable.

Compact Strand offers a 30% increase in breaking load over the conventional 1x19 strand and a much lower initial stretch. It also has a higher elastic modulus making it ideal for use where high strength and low stretch is required.

7x19 strand is constructed from 7 strands each in turn constructed from 19 wires. It is the least stiff of cables that can be swaged and is ideal in situations where flexibility is a primary requirement

Young's Modulus of the Cable

The apparent Young's Modulus (E) of the Guy Linking Cable systems are:

1 x 19 Strand	107 kN/mm^2
Compact Strand	133 kN/mm^2
7 x 19 Strand	85 kN/mm^2

The elastic stretch (d) of a cable may be calculated by use of the following formula:

$$d = \frac{\text{Load (kN) x Length (mm)}}{\text{E (kN/mm}^2\text{) x Cross Sectional Area (mm}^2\text{)}}$$

Please note that the above E values have been established empirically. No cable will behave completely elastically and the apparent E value will consequently change over different stress ranges. Accurate stiffness values can only be calculated using a reduced cross sectional area. Please consult our technical department for further details if necessary.

Components

As with the Guy Linking bar system, all components are made from austenitic stainless steel Grade 316 to BS 970. The fittings are swaged to the end of the cable, providing a connection strength that exceeds the breaking load of the cable. The swaging process is usually performed under factory conditions to ensure the correct cable length is achieved.

All components for our cable systems are designed to match the minimum break load of the 1 x 19 strand cable. If fittings are required to match the minimum break load of compact strand, please seek advice from the Macalloy technical department with regard to component sizes.

As detailed below table 7, there are 3 types of standard tendons:

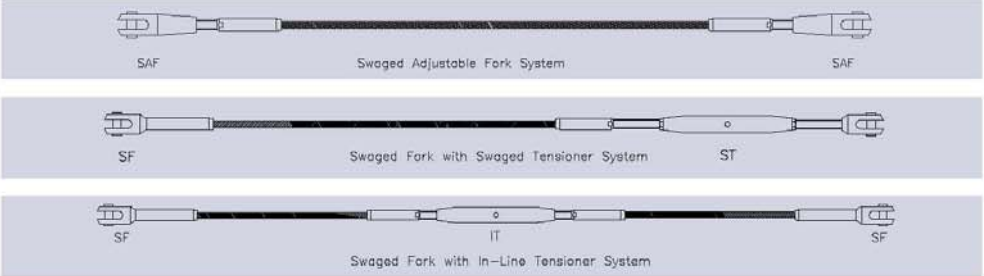
- The swaged adjustable fork system
- the swaged fork with swaged tensioner system
- the swaged fork with in-line tensioner.

For applications where forks are not required, tendons may also be supplied with a simple LH/RH swaged stud at either end. Shorter M8 metric threaded studs are also available for balustrade applications.

Dimensions are detailed in table 8. Additional components and fittings are available on request. These include toggles, dome nuts, standard nuts, spherical seats, etc.

Table 7: Minimum Break Loads for Guy Linking Strand & Cable

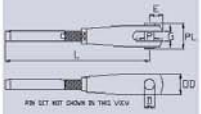
Nominal Cable Dia.	mm	3	4	5	6	7	8	10	12	14	16	19	22	26
1 x 19 Strand	kN	7.1	12.6	19.6	28.2	34.8	45.5	71.1	102.0	139.0	182.0	212.0	285.0	398.0
Compact Strand	kN		17.4	23.9	34.8	48.1	60.3	95.0	141.2	189.2	251.0	313.7		
7 x 19 Cable	kN	5.0	8.9	13.9	20.0	27.3	35.6	55.6	80.0	109.0	143.1			

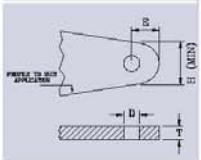


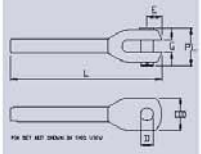
Macalloy Guy Linking Stainless Cable Systems

Table 6: Component Dimensions - Guy Linking Cable

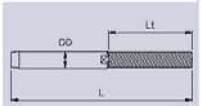
Nominal Cable Dia.	mm	3	4	5	6	7	8	10	12	14	16	19	22	26
Swaged Adjustable Fork Ref		SAF3	SAF4	SAF5	SAF6	SAF7	SAF8	SAF10	SAF12	SAF14	SAF16	SAF19	SAF22	SAF26
L	mm	111	122	150	180	201	213	282	332	350	400	434	509	572
Adjustment +/-	mm	12	12	16	20	22	22	32	36	36	45	45	55	60
G	mm	7	7	8.5	10	12	12	17	21	21	26.5	26.5	35	36.5
D Dia.	mm	6.9	6.9	8.5	9.5	11.8	11.8	16.4	19.5	19.5	26	26	33.6	36
E	mm	8.5	8.5	11.5	12	18	18	21	26.5	26.5	36	36	48	52
OD	mm	16	16	19	22.2	28.6	28.6	38.1	47.5	47.5	57.2	57.2	76.2	82.5
P Dia.	mm	6.4	6.4	8	9	11.4	11.4	15.5	18.8	18.8	25.5	25.5	32	35.2
PL	mm	21.6	21.6	25.3	27.7	34.1	34.1	44.6	56.1	56.1	69.8	69.8	92	98
Gusset Plate Ref. **		GP6	GP6	GP8	GP10	GP11	GP11	GP16	GP19	GP19	GP25	GP25	GP32	GP35
T (thickness)	mm	6	6	6	8	10	10	15	16	16	25	25	30	35
D Dia.	mm	7	7	9	10	12.5	12.5	16.5	19	19	26.5	26.5	33	36.5
E	mm	11	11	15	17	20	20	23	30	30	32	32	40	44
H	mm	17	17	24	27	30	30	36	46	46	52	52	66	71
Swaged Fork Ref		SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8	SF10	SF12	SF14	SF16	SF19	SF22	SF26
L	mm	70	83	97	113	128	140	174	227	258	295	342	391	451
G	mm	6.3	8	10	11	12.7	12.7	16	19	22.2	25.4	28.6	32	35
D Dia.	mm	6.1	8.1	9.7	11.2	12.1	12.1	16.1	19.2	22.4	25.7	28.5	32.2	35.2
E	mm	7	9	11	12	15	15	18	23	26	31	33	39	43
OD	mm	14.3	18	22.2	25.4	28.6	28.6	38.1	47.6	54	63.5	69.9	76.2	82.5
P Dia.	mm	5.9	7.9	9.5	10.8	11.8	11.8	15.8	18.7	21.9	25.1	27.9	31.6	34.6
PL	mm	20.4	24.3	29.6	33	37	37	47.6	57.6	63.7	75	81.1	91.1	97.7
Swaged Tensioner Ref		ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8	ST10	ST12	ST14	ST16	ST19	ST22	ST26
L	mm	206	237	287	319	375	400	482	577	656	761	870	965	1105
Adjustment +/-	mm	32	37	47	50	62	62	65	77	90	105	120	132	145
G	mm	6.3	8	10	11	12.7	12.7	16	19	22.2	25.4	28.6	32	35
D Dia.	mm	6.1	8.1	9.7	11.2	12.1	12.1	16.1	19.2	22.4	25.7	28.5	32.2	35.2
E	mm	7	9	11	12	15	15	18	23	26	31	33	39	43
OD	mm	14.3	18	22.2	25.4	28.6	28.6	38.1	47.6	54	63.5	69.9	76.2	82.5
P Dia.	mm	5.9	7.9	9.5	10.8	11.8	11.8	15.8	18.7	21.9	25.1	27.9	31.6	34.6
PL	mm	20.4	24.3	29.6	33	37	37	47.6	57.6	63.7	75	81.1	91.1	97.7
In-Line Tensioner Ref		IT3	IT4	IT5	IT6	IT7	IT8	IT10	IT12	IT14	IT16	IT19	IT22	IT26
L	mm	230	265	275	360	420	445	545	670	780	900	1020	1150	1325
Adjustment +/-	mm	32	37	47	50	62	62	65	77	90	105	120	132	145
Swaged Stud Ref		SS3	SS4	SS5	SS6	SS7	SS8	SS10	SS12	SS14	SS16	SS19	SS22	SS26
L	mm	83	93.5	115	137	154	166	218	254	272	310	344	394	447
Lt	mm	40	40	52	64	71	71	103	116	116	146	146	180	196
OD	mm	6.3	7.5	9.1	12.5	14.3	16.1	17.8	21.4	25	28.1	34.5	40.4	46
Balustrade Swaged Stud Ref		BSS3	BSS4	BSS5*										
L	mm	83	87	98										
Lt	mm	38	38	38										
OD	mm	6.3	7.5	9.1										

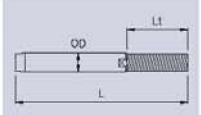












* Max Break Load of the BSS5 Stud is 17.4kN ** For swaged adjustable fork only

Cable Structure Systems





Nokia HQ, Finland

Tensoteci cable systems. Olympic Stadium, Athens

Architect: Santiago Calatrava

Contractor: Costruzioni Cimolai Armando SPA

Macalloy Ltd Local Representative:

This publication provides the technical details currently used by Macalloy Ltd in the manufacture of its components.
The company reserves the right to amend technical details as and where necessary in line with its policy of continuous development

Macalloy, Caxton Way, Dinnington, Sheffield S25 3QE, U.K. Tel: +44 1909 519200. Fax: +44 1909 519201
Web site: www.macalloy.com Email: sales@macalloy.com

Macalloy is a Registered Trade Mark of Macalloy Ltd. Tensoteci is a mark of Radaelli Tecna spa

A6. FICHA TÉCNICA DA MADEIRA CUMARU ICO

ICO® Soluções de Madeira

CUMARU



Nomes Científicos	*Dipteryx spp.*
Família	*Fabaceae*
Origens (mais comuns)	Brasil
Nomes (mais comuns)	Cumaru, Cumaru Ferro
Borne	Branco amarelado, bem diferenciado
Cerne	
Cor	Amarelo acastanhado a castanho avermelhado, com finos veios escuros
Veio/Fio	Contrafio frequente, por vezes forte
Grão	Médio
Textura	Extremamente fina
Medula	-



Transformação

Acabamento	Bom
Aparafusamento	Necessita de pré-furação
Colagem	Delicada
Encurvamento	-
Maquinação	Dificuldades devido ao contrafio, usar ferramentas adequadas
Pregagem	Necessita de pré-furação
Secagem	Conduzir lentamente, risco de deformações e fendas mais ou menos importantes, risco de cimentação para as espessuras mais grossas
Serragem	Necessita de força, efeito desafiante médio
Folha	Interessante em corte plano

Características Tecnológicas

Peso em Verde (Kg/m^3)	1.200
Peso a 12% (Kg/m^3)	1.070
Retracção Linear Tangencial (T%)	7,9
Retracção Linear Radial (R%)	5,5
Retracção Volumétrica para 1% de Humidade (V%)	-
Contracção de Ruptura à Compressão Axial (C12) (N/mm^2)	105
Contracção de Ruptura à Tracção Axial (C12) (N/mm^2)	-
Contracção de Ruptura à Flexão Estática (F12) (N/mm^2)	199
Módulo de Elasticidade em Flexão (E12) (N/mm^2)	22.000

Observações

Formas de Comercialização	Prancha
Durabilidade	Durabilidade natural boa
Conservação	Má impregnação, grande resistência a fungos e a térmitas e boa resistência contra os insectos da madeira seca
Outras Considerações	-

Aplicações mais comuns

Construções Portuárias
Contraplacados
Decks
Soalhos
Torneados

A amostra de madeira reproduzida nesta ficha é meramente exemplificativa, não podendo ser totalmente fiel à realidade da madeira, produto natural e variável no seu aspecto.

Bibliografia: Atlas des Bois Tropicaux d'Amérique Latine (edição OIBT/CIRAD/ATIBT, 1993)

A7. NORMAIS CLIMATOLÓGICAS 1961 – 1990

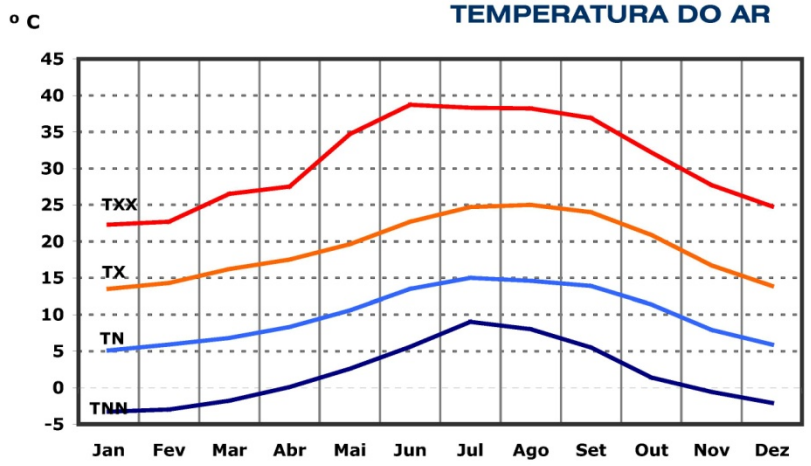
INSTITUTO DE METEOROLOGIA PORTUGAL

NORMAIS CLIMATOLÓGICAS

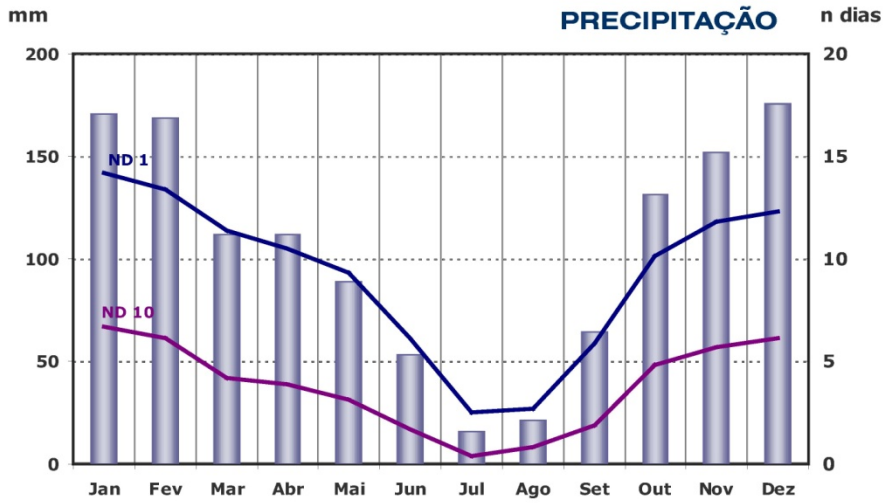
1961–1990

PORTO/S.PILAR (546) Lat.: 41°08'N; Long.: 08°36'W; Alt.: 93m

TEMPERATURA DO AR



PRECIPITAÇÃO



Legenda:

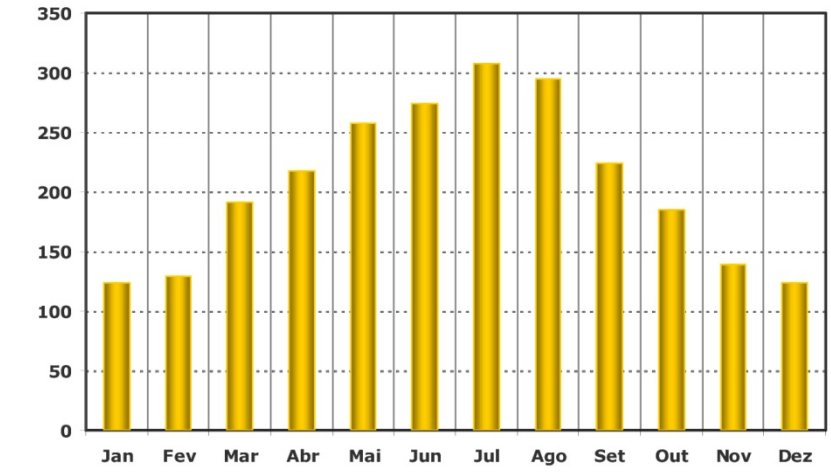
TX	Média da temperatura máxima (Graus Celsius)
TN	Média da temperatura mínima (Graus Celsius)
TXX	Temperatura máxima absoluta (Graus Celsius)
TNN	Temperatura mínima absoluta (Graus Celsius)
ND 1	Número de dias com precipitação ≥ 1 mm
ND 10	Número de dias com precipitação ≥ 10 mm

INSTITUTO DE METEOROLOGIA PORTUGAL

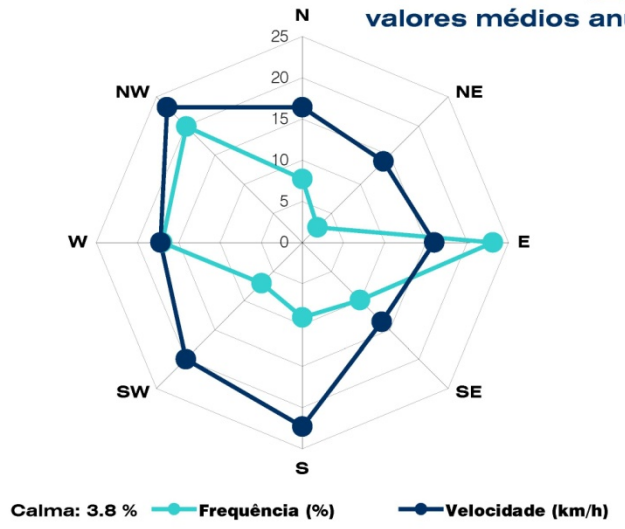
NORMAIS CLIMATOLÓGICAS
1961-1990

PORTO/S.PILAR (546) Lat.: 41°08'N; Long.: 08°36'W; Alt.: 93m

INSOLAÇÃO



VENTO
valores médios anuais



INSTITUTO DE METEOROLOGIA PORTUGAL

NORMAIS CLIMATOLÓGICAS
1961–1990

PORTO/S.PILAR (546) Lat.: 41°08'N; Long.: 08°36'W; Alt.: 93m

Mês	TX (°C)	TN (°C)	RR (mm)
Janeiro	13.5	5.1	171
Fevereiro	14.3	5.9	169
Março	16.2	6.8	112
Abril	17.5	8.3	112
Maio	19.6	10.6	89
Junho	22.7	13.5	53
Julho	24.7	15.0	16
Agosto	25.0	14.6	22
Setembro	24.0	13.9	64
Outubro	20.9	11.4	131
Novembro	16.7	7.9	152
Dezembro	13.9	5.9	176
Ano	**19.1**	**9.9**	**1265**

Legenda:

TX Média da temperatura máxima (Graus Celsius)
TN Média da temperatura mínima (Graus Celsius)
RR Precipitação total (milímetros)

A8. CATÁLOGO DO VIDRO LAMINADO DE SEGURANÇA SAINT-GOBAIN GLASS

SAINT-GOBAIN
GLASS

SGG STADIP® / SGG STADIP® PROTECT

Vidro laminado de segurança

Portugal

www.saint-gobain-glass.com

SAINT-GOBAIN GLASS PROTECT

SAINT-GOBAIN GLASS PROTECT

SGG STADIP® / SGG STADIP® PROTECT

Vidro laminado de segurança

Descrição do produto

Os vidros laminados de segurança são compostos por dois ou mais vidros envidraçados através de um ou mais filmes de polivinil butiral (PVB).

Os vidros SGG STADIP são compostos por um único filme de PVB com uma espessura nominal de 0.38 mm distinguindo-se assim dos SGG STADIP PROTECT cujo filme de PVB tem uma espessura nominal de 0,76 mm. Fazendo variar o número e/ou a espessura de cada componente, obtêm-se vidros laminados com diferentes níveis de segurança.

Em caso de rotura do vidro, o ou os filmes de PVB mantêm os fragmentos agregados. No caso duma utilização convencional, a integridade e a resistência residual do vidro mantêm-se até que seja possível substitui-lo.

Aplicações

Protecção contra ferimentos.
Em caso de rotura do vidro, os fragmentos continuam agregados ao intercalar. Os vidros SGG STADIP e SGG STADIP PROTECT asseguram a integridade da superfície envidraçada na sua posição de utilização. Esta segurança, frequentemente obrigatória (por ex.: em edifícios públicos, escolas, creches...) acaba por também se justificar no sector residencial onde reforça a segurança dos moradores. A utilização de vidros em coberturas também introduz exigências de segurança, de isolamento térmico reforçado, de protecção solar, etc. A segurança das pessoas é assegurada pela utilização de vidros laminados de segurança (no lado interior da cobertura). Na realidade, no caso de um objecto danificar uma cobertura em vidro, os vidros laminados de segurança SGG STADIP PROTECT retêm o objecto em queda e os fragmentos de vidro. Dependendo da performance específica, os vidros laminados de segurança SGG STADIP PROTECT permitem a realização de obras em conformidade com os requisitos legais impostos aos produtos de vidro aplicados em coberturas.

Protecção contra a queda de pessoas
Um correcto dimensionamento, uma montagem adequada e suportes cumprindo a regulamentação e as exigências em vigor (EN12600), conferem aos vidros laminados de segurança SGG STADIP ou SGG STADIP PROTECT (dependendo do nível de segurança pretendido):
-estabilidade residual em caso de rotura;
-a retenção do corpo que provocou a rotura do vidro.
A principal aplicação dos vidros laminados de segurança é em paramentos, guarda-corpos, divisórias em vidro e vidros inclinados.

Protecção contra vandalismo e intrusos
Para garantir a segurança de bens e dos ocupantes de um edifício, pode-se recorrer aos vidros laminados de segurança SGG STADIP PROTECT que, quando integrados em caixilharia adaptada, podem funcionar como importantes elementos de dissuasão.

Aplicações .../...

Os vidros laminados de segurança SGGSTADIP PROTECT SP contribuem para a segurança de espaços comerciais e escritórios. Associados a uma eventual protecção complementar, podem ser utilizados em montras e portas de lojas e em portas de acesso e janelas de escritórios, adaptadas aos níveis de protecção requeridos.
• O grau do risco e as exigências regulamentares determinam o nível de protecção a obter e consequentemente o tipo de vidro laminado de segurança SGGSTADIP PROTECT ou
SGG STADIP PROTECT SP. A decisão está ligada à natureza e ao valor dos bens a proteger, ao tipo de edifício (por ex.: edifício com ou sem facilidade de acesso, casa individual...) e à sua localização (por ex.: casa isolada, não isolada, em zona de risco...). A apreciação deste risco deve ser feita caso a caso e tendo em conta eventuais recomendações ou exigências das seguradoras.

Protecção contra tiros de armas de fogo
Os vidros laminados de segurança SGGSTADIP PROTECT anti-balas asseguram protecção contra ataques à mão armada (por ex.: estabelecimentos financeiros, bancos, esquadras, instalações governamentais ou militares...). Na versão anti-estilhaço (NS), evitam a projecção de estilhaços para o lado oposto ao do impacto.
Os vidrosSGGSTADIP PROTECT HS resistem às munições de armas ligeiras e de guerra. Os vidros SGG STADIP PROTECT HC resistem a munições de armas de caça. Os vidrosSGGSTADIP PROTECT FS associam a resistência a munições de algumas armas de fogo, à protecção contra vandalismo e intrusão. Por isso, aplicam-se quando é necessária multifuncionalidade a nível da segurança e da protecção.

Protecção contra explosões
A prevenção das consequências duma explosão acidental ou criminal implica a utilização de vidros de protecção contra a pressão gerada por essas explosões. Num meio industrial, nos locais situados em zonas de risco, deverão utilizar-se vidros do tipo SGGSTADIP PROTECT BS.

Protecção contra ruído
Os produtos da gama SGGSTADIP apresentam características de isolamento acústico. Deverão ser utilizados em qualquer aplicação em que sejam requeridas performances elevadas deste tipo de isolamento.
Os vidros laminados acústicos e de segurançaSGGSTADIP SILENCE são utilizados em aplicações em que o isolamento acústico é essencial (por ex.: cabines de tradução simultânea,
habitação próxima de aeroportos, de centros urbanos, de caminhos de ferro ou de auto estradas...), sem contudo permitirem concessões aos aspectos de segurança contra choques.

Protecção contra UV
Os vidros da gama SGGSTADIP, SGGSTADIP PROTECT filtram a maioria dos raios UV. São utilizados para protecção máxima de elementos de interior susceptíveis de descoloração por exposição aos raios solares (por ex.: montras de loja, cortinas, tapetes...).

Pavimentos
SGG LITE-FLOOR é um vidro laminado de segurança especialmente concebido e dimensionado para sustentar a circulação de pessoas.

Atenção! O intercalar em polivinil butiral (PVB) tem um comportamento que varia conforme a temperatura a que está submetido. A estabilidade das performances mecânicas dos vidros SGG STADIP, e SGG STADIP PROTECT está garantida numa gama de temperaturas de 10°C a 45°C medidas no centro do vidro.

Gama

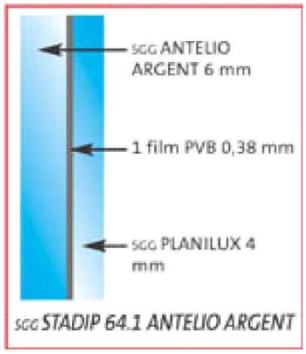
Na ausência de qualquer outra informação relativa ao tipo de vidro utilizado, a designação SGGSTADIP ou SGGSTADIP PROTECT aplica-se aos vidros laminados da gama compostos por vidros incolores SGG PLANILUX.
Contudo estes podem incluir outros tipos de vidro na sua composição:
- vidro extra claro SGGDIAMANT;
- vidro colorido na massa SGGPARSOL;
- vidro de controlo solar das gamas SGGCOOL-LITE ou SGGANTELIO;
- vidro de baixa emissividade SGGPLANITHERM FUTUR N;
- alguns vidros impressos SGG DECORGLASS ou SGG MASTERGLASS.

Nestes casos, acrescenta-se o nome do produto a seguir à designação SGGSTADIP ouSGGSTADIP PROTECT.

Gama .../...

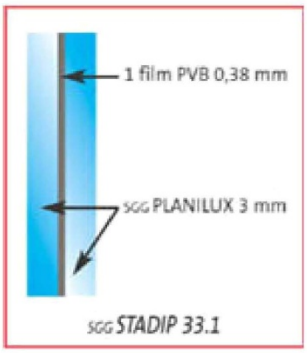
Exemplo
SGGSTADIP 64.1 ANTELIO ARGENT é composto por um vidro de controlo solarSGGANTELIO ARGENT de 6 mm associado a um vidro SGGPLANILUX de 4 mm e um filme PVB de 0,38 mm de espessura.

Os filmes PVB estão disponíveis em cores claras, opalinas ou intensas (verSGGSTADIP COLOR).



SGGSTADIP: protecção contra ferimentos
• Composição: vidro laminado com um único filme PVB de 0,38 mm de espessura.
• Designação: SGGSTADIP XX.1 em que X representa a espessura nominal de um vidro;
- o dígito 1 que se segue ao ponto indica a presença de um único filme PVB de 0,38 mm de espessura.

Exemplo



SGGSTADIP PROTECT: protecção contra a queda de pessoas e protecção de base contra vandalismo e intrusos
• Composição: vidro laminado munido no mínimo de dois filmes PVB de 0,38 mm de espessura ou um filme de 0,76 mm.
• Designação: SGGSTADIP PROTECT XX.Y em que X representa a espessura nominal de um vidro;
Y indica o número de filmes PVB de 0,38 mm de espessura: Y ≥ 2

Gama .../...

SGG STADIP PROTECT			
Protecção contra a queda de pessoas - Classe EN 12600 1B1			
SGG STADIP PROTECT	Espessura (mm)	Peso (Kg/m>2>)	Superficie máx.(1) (m2)
33.2 ou 107	7	16	≤0,5
44.2 ou 209	9	21	0,5 < S ≤ 2
55.2 ou 211	11	26	2 < S ≤ 4,5
66.2 ou 213	13	31	4,5 < S ≤ 6

SGG STADIP PROTECT			
Protecção contra vandalismo e intrusos			
Classe NBN EN 356	SGG STADIP	Espessura (mm)	Peso (Kg/m2)
P1A	33.2	7	16
P2A	44.2	9	21
P3A	44.3	9	21
P4A	44.4	10	22

SGGSTADIP PROTECT SP: protecção reforçada contra vandalismo e intrusos

• Composição: vários componentes vidro associados através de vários filmes PVB de 0,38 mm ou 0,76 mm de espessura.

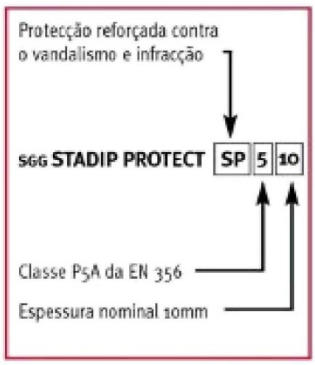
• Designação:SGGSTADIP PROTECT SP XYY em que X define a classe da norma europeia correspondente (EN 356); YY exprime a espessura total do vidro em mm.

As adaptações de SGGSTADIP PROTECT SP 150 existem em função das dimensões e solicitações climáticas:

SGG STADIP PROTECT SP			
Protecção contra vandalismo e intrusos			
Classe NBN EN 356	SGG STADIP PROTECT	Espessura (mm)	Peso (Kg/m>2>)
P5A	SP 510	10	23
P6B	SP 615	15	34
P7B	SP 722	22	51
P8B	SP 825	25	53

SGG STADIP PROTECT SP		
SGG STADIP PROTECT	Espessura (mm)	Peso (Kg/m>2>)
SP 512	12	28
SP 514	14	33
SP 518	18	43

Gama .../...



SGG STADIP PROTECT HS, HC e FS: protecção contra ataques à mão armada

• Os vidros SGG STADIP PROTECT HS (elevada segurança) protegem contra munições de armas ligeiras ou outras descritas na norma EN 1063 para as classes BR (ou seja, excepção feita a armas de caça).

• Os vidros SGG STADIP PROTECT HC (calibre de caça) protegem contra as munições de armas de caça (classes SG1 e SG2).

• Composição: diferentes componentes frequentemente com diferentes espessuras associados através de vários filmes PVB de 0,38 mm ou 0,76 mm de espessura.

• Designação:SGG STADIP PROTECT HS XYY (N)S em que X define a classe de norma europeia correspondente (EN 1063) (por ex.: 1 para a BR1); YY define a espessura total do vidro expressa em mm; e NS ou S indica a ausência ou a presença, na ocorrência de um impacto, de estilhaços agressivos do lado protegido.

SGG STADIP PROTECT HC			
Protecção contra tiros de armas de fogo			
Classe NBN EN 1063	SGG STADIP PROTECT	Espessura (mm)	Peso (Kg/m>2>)
BR1 S	HS 133-S	13	31
BR1 NS	HS 120-NS	20	48
BR2 S	HS 219-S	19	44
BR2 NS	HS 234-NS	34	83
BR3 S	HS 323-S	23	53
BR3 NS	HS 349-S	49	119
BR4 S	HS 431-S	31	73
BR4 NS	HS 454-NS	54	130
BR5 S	HS 536-S	36	82
BR5 NS	HS 558-NS	58	140
BR6 S	HS 647-S	47	112
BR6 NS	CP-HS 673-NS	73	149
BR7 S	CP-HS 783-S	83	176
BR7 NS	HS 787-NS	87	205

Gama .../...

SGG STADIP PROTECT HC			
Protecção contra explosões			
Classe NBN EN 1063	SGG STADIP PROTECT	Espessura (mm)	Peso (Kg/m>2>)
SG1 S	HC 133-S	33	75
SG1 NS	HC 171-NS	71	171
SG2 S	HC 247-S	47	114
SG2 NS	CP-HC 284-NS	84	177

• Os vidros SGGSTADIP PROTECT FS (segurança total) beneficiam, para além da sua(s) classificação anti-balas (EN 1063), duma classificação de protecção contra vandalismo e intrusão (EN 356). Estes vidros estão recomendados para aplicações multifunções de segurança e de protecção acumulando performances de protecção contra disparos de armas de fogo, vandalismo e intrusão.
• Composição: vários componentes frequentemente de diferente espessura associados através de vários filmes PVB de 0,38 mm ou 0,76 mm de espessura.
• Designação:SGGSTADIP PROTECT FS RST.YY (N)S em que R define a classe anti-intrusão do vidro segundo a EN 356; S define a classe anti-balas BR do vidro segundo a EN 1063;

SGG STADIP PROTECT BS			
Protecção contra explosões			
Classe NBN EN 13541	SGG STADIP PROTECT	Espessura (mm)	Peso (Kg/m>2>)
ER1 S	BS 110-S	10	22
RE1 NS	BS 118-NS	18	40
ER2 S	BS 218-S	18	39
ER2 NS	BS 226-NS	26	63
ER3 S	BS 331-S	31	73
ER4 S	BS 427-S	27	68
ER4 NS	BS 433-NS	33	83

SGG STADIP PROTECT BS: protecção contra explosões
Os vidros SGG STADIP PROTECT BS (segurança à explosão) são testados segundo os requisitos da norma EN 13541 e classificados em 4 categorias. Os vidros laminados de segurança SGG STADIP PROTECT BS estão disponíveis na versão estilhaço (S, estilhacos vulnerantes potencialmente perigosos sob acção da explosão) ou na versão anti-estilhaço (NS, sem estilhaços potencialmente perigosos sob acção da explosão).

SGG STADIP SILENCE: Protecção contra ruído
Os vidros laminados acústicos e de segurança SGG STADIP SILENCE melhoram a atenuação do ruído. As suas características mecânicas são idênticas às dos outros vidros da gama SGGSTADIP e SGGSTADIP PROTECT.
Para a mesma composição, os vidros laminados de segurança SGGSTADIP SILENCE oferecem o mesmo tipo de protecção que os vidros laminados de segurança tradicionais.

SGG LITE-FLOOR: para pavimentos
A forte resistência mecânica dos vidros SGGSTADIP permite a sua aplicação em soluções estruturais. Integrados num sistema completo, os vidros SGGLITE-FLOOR são dimensionados de forma a suster as cargas derivadas da utilização prevista.

Transformação em fábrica

Os vidros das gamas SGG**STADIP e** SGG **STADIP PROTECT podem ser:**
- manufacturados: após composição se o conjunto dos componentes não for temperado nem endurecido;
- foscados ou tornados mate por ataque ácido (atenção: este tratamento altera as qualidades mecânicas do produto);
- termo-endurecidos (SGGPLANIDUR) ou temperados (SGGSECURIT eSGGSECURIPOINT).
O termo-endurecimento ou a têmpera dos componentes é realizado antes da sua associação em vidro laminado;
- furos ou entalhes. Os componentes base devem ser submetidos a um tratamento térmico antes da sua associação em vidro laminado;
- dotados duma capa de controlo solar (SGGSTADIP ANTELIO, SGGSTADIP COOL-LITE) ou de baixa emissividade (SGGSTADIP PLANITHERM FUTUR N);
- montados como vidro de isolamento(SGGCLIMALIT SAFE, SGGCLIMAPLUS SAFE, SGGCLIMALIT PROTECT, SGGCLIMAPLUS PROTECT, SGGCLIMALIT SILENCE, SGG CLIMAPLUS SILENCE).

A transformação dos vidrosSGGSTADIP SILENCE é realizada de forma idêntica à de outros vidros da gamaSGGSTADIP e SGGSTADIP PROTECT.



Casa particular - Bruxelas, Bélgica

Montagem em obra

• A montagem de todos os produtos previamente referidos deve ser feita de acordo com os requisitos da norma nas nossas recomendações específicas de montagem. Devem-se privilegiar caixilhos com drenagem. O PVB é um material hidrófilo. O seu contacto prolongado com água estagnada dentro do caixilho pode provocar-lhe alterações. No caso de se realizarem manipulações, é importante preservar a integridade das arestas e dos cantos dos vidros laminados.

• Está interdita a utilização de mastiques com óleo de linhaça. Os mastiques ou outro qualquer produto de estanquecidade susceptível de estar em contacto com o PVB deve ser submetido e satisfazer um teste de compatibilidade físico-química.

• Em qualquer tipo de aplicação, deverá impedir-se que os vidros SGGSTADIP e SGG STADIP PROTECT possam sofrer roturas consecutivas por tensões de origem térmica. Para limitar este risco, deve evitar-se a proximidade de fontes de calor (por ex.: focos luminosos, radiadores, convectores susceptíveis de criar um aquecimento localizado). Também não se deve colocar nenhum filtro ou filme sobre o vidro (publicidade, inscrições, letras coladas, ...).

Montagem em obra .../...

• Em complemento das restrições específicas de cada tipo de aplicação, deverá garantir-se que os vidros SGGSTADIP eSGGSTADIP PROTECT não são expostos a temperaturas superiores a 60°C.

• Quando se utiliza um vidro laminado montado em vidro duplo, deverá ser colocado de preferência do lado interior.

• Para assegurar uma protecção reforçada contra vandalismo, intrusão, tiros de armas de fogo ou explosões, os vidros SGGSTADIP PROTECT serão montados em caixilhos apropriados.

Dependendo do tipo de protecção desejada, deverá verificar-se, com base nas normas indicadas, a concordância entre as performances do caixilho seleccionado e o nível de protecção do vidro.

Regulamentação

Os produtos da gamaSGGSTADIP eSGGSTADIP PROTECT cumprem os requisitos das normas EN 12543 e EN 14449 e evidenciam marcação CE.

SAINT-GOBAIN GLASS

Saint-Gobain Glass Portugal, Vidro Plano S.A
EN 10 - Apartado 1713
2691-652 Santa Iria de Azoia
Portugal
Tel : +351 21 953 4626
Email : glassinfo.pt@saint-gobain-glass.com
www.saint-gobain-glass.com

Distribuidor