U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJETO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo

SETEMBRO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

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 - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011*.

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

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

Aos meus pais e irmã

AGRADECIMENTOS

Aproveito este espaço para expressar o meu agradecimento a todos os que direta ou indiretamente contribuíram para a concretização deste trabalho, nomeadamente:

- Ao Professor Álvaro Azevedo, meu orientador, pela oportunidade de desenvolver este tema e por toda a sua disponibilidade, interesse e dedicação ao longo de todo o projeto;
- Ao Professor Renato Bastos e ao Engenheiro Tiago Alves da AdF - Engenheiros Consultores pela disponibilidade e ajuda no refinamento do modelo de cálculo;
- Ao Professor Francisco Taveira Pinto pelo esclarecimento de questões relativas à hidrologia e caracterização dos esforços devidos à mesma;
- Ao Professor António Topa Gomes pela ajuda na caracterização da resistência dos solos;
- Ao Professor Nelson Vila Pouca pelo auxílio no dimensionamento e conceção das fundações da estrutura;
- À Câmara Municipal do Porto e à Gaiurb - Empresa Municipal de Vila Nova de Gaia pela disponibilização de elementos topográficos e geológicos relativos ao local de implantação;
- Aos meus amigos por toda a motivação e ânimo mas especialmente por todos os momentos de convívio e distração;
- Aos amigos que contribuíram de alguma forma para este trabalho, em especial:
    - Ao Gustavo Oliveira pela disponibilidade no esclarecimento de dúvidas relacionadas com a execução do modelo de cálculo;
    - Ao Tiago Pinto por todo o material disponibilizado e cooperação durante todo o projeto;
    - À Matilde Lobo pela sua disponibilidade e pelo seu empenho na melhoria da arquitetura do projecto;
    - À Sofia Santos pela sua colaboração, particularmente pela elaboração das fotomontagens.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo o estudo de uma solução para uma ponte pedonal a ligar as margens do rio Douro entre os centros históricos das cidades do Porto e Gaia, mais particularmente entre o Largo Miguel Bombarda em Vila Nova de Gaia e o Cais da Estiva no Porto.

Foram estudadas diversas variantes do mesmo sistema estrutural, um arco central em betão armado, abatido e partindo do leito do rio. No final optou-se por um desenho onde o arco principal é formado por dois arcos, que se aproximam à medida que se afastam dos encontros. No troço central os arcos e o tabuleiro formam uma só secção. Na restante extensão o tabuleiro descarrega em pares de pilares inclinados longitudinal e transversalmente para o centro da estrutura. A estrutura adquire assim uma elevada esbelteza mantendo a rigidez elevada.

Em primeiro lugar são referidas as características do local de implantação, nomeadamente as de ordem topográfica, geológica, hidrológica, navegabilidade do rio e inserção urbana, e procede-se ao seu estudo de forma a identificar as condicionantes. Posteriormente é definida a implantação da nova travessia e definida a sua geometria, de forma a obter os parâmetros geométricos relevantes para a sua correta caracterização no âmbito do modelo de cálculo.

A estrutura é discretizada através de um modelo tridimensional de barras de modo a efetuar uma análise estática global, recorrendo-se para tal às normas e princípios gerais de verificação de segurança dos regulamentos Europeus, nomeadamente os Eurócodigos das especialidades e sempre que relevante também o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

São descritas as solicitações e as diversas combinações consideradas, quer para análise em Estado Limite Último quer em Estado Limite de Utilização.

É ainda estudado o processo construtivo a adotar, efetuando-se uma proposta onde o arco é construído com o auxilio de pilares provisórios. Finalmente efetua-se uma estimativa orçamental da obra.

Face à localização numa zona histórica, classificada como Património Mundial da Humanidade pela UNESCO, a estética e integração urbana da travessia foi alvo de particular atenção.

PALAVRAS-CHAVE: ponte pedonal, ponte em arco de betão armado, arco abatido

ABSTRACT

The main objective of the present work is to design a pedestrian bridge connecting the banks of the Douro river between the historical centres of Porto and Gaia, specifically linking Largo Miguel Bombarda in Vila Nova de Gaia and Cais da Estiva in Porto.

Several alternatives based on the same structural system, a central arch of reinforced concrete departing from the riverbed, were studied. Finally a design was adopted in which the main arch is composed of two arches, that come close to each other as they depart from the abutments. In the central area the arches and the deck became one single beam. In the remainder extension the deck is supported on pairs of piers inclined longitudinally and transversely to the centre of the structure. The structure thus acquires a significant slenderness, maintaining a high rigidity.

The main characteristics of the location are first described, particularly the topographical, geological, hydrological, navigability of the river and urban integration, and then studied in order to identify the restrictions of the solution. Considering these restrictions, the final location and geometry of the new crossing are defined, in order to allow for the calculation of the mechanical parameters that are relevant to the proper characterization of the structural model.

The structure is studied using a three-dimensional beam model whose static analysis provides results that indicate its compliance with the requirements of European regulations, including the Eurocodes and the Portuguese norms.

The load combinations considered in the analysis are then described, being their compliance with the Ultimate Limit States and the Service Limit States verified.

A proposal for the construction system is presented being the arch constructed with the aid of provisional piers. Finally, a budget estimation of the work is indicated.

Since the bridge is located at a historical site, classified as World Heritage by UNESCO, the aesthetics of the bridge has been permanently taken into account.

KEYWORDS: footbridge, reinforced concrete arch bridge.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. NATUREZA DO PROJETO 1
1.2. PONTES DO PORTO 4
1.2.1. PONTE DAS BARCAS 4
1.2.2. PONTE PÊNSIL 5
1.2.3. PONTE MARIA PIA 6
1.2.4. PONTE LUÍS I 7
1.2.5. PONTE DA ARRÁBIDA 8
1.2.6. PONTE DE S. JOÃO 10
1.2.7. PONTE DO FREIXO 11
1.2.8. PONTE DO INFANTE 12
1.3. PONTES EM ARCO 13

2. DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO 21
2.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA 21
2.1.1. PRAÇA DA RIBEIRA 21
2.1.2. LARGO MIGUEL BOMBARDA 22
2.2. CARACTERÍSTICAS DO LOCAL 23
2.2.1. TOPOGRAFIA 23
2.2.2. GEOLOGIA 24
2.2.3. HIDROLOGIA 25
2.2.4. INSERÇÃO URBANA 25
2.2.5. NAVEGABILIDADE 25
2.3. IMPLANTAÇÃO D A PONTE 26
2.4. CONCEÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA 28

3. MATERIAIS ... 33

3.1. DESCRIÇÃO GERAL ... 33

3.2. BETÃO ARMADO ... 33

3.3. AÇO ... 35

3.4. GRANITO ... 37

3.5. VIDRO ... 37

4. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA ... 39

4.1. NORMAS E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO ... 39

4.2. MODELAÇÃO ... 41

4.2.1. ANÁLISE COM PROGRAMAS DE CÁLCULO ... 41

4.2.2. MODELAÇÃO EM ROBOT ... 41

4.2.3. ANÁLISE ESTÁTICA DA ESTRUTURA ... 47

4.2.3.1. SOLICITAÇÕES ... 47

4.2.3.1.1. Ações Permanentes ... 48

4.2.3.1.2. Ações Variáveis ... 48

4.2.3.1.2.1. Sobrecarga de Utilização ... 48

4.2.3.1.2.2. Ação do Vento ... 49

4.2.3.1.2.3. Ação da Corrente do Rio Douro ... 53

4.2.3.1.2.4. Ação da Temperatura ... 55

4.2.3.1.3. Ação Acidental ... 57

4.2.3.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO ... 59

4.2.3.2.1. Síntese dos Resultados Obtidos ... 71

4.2.3.3. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO ... 74

4.2.3.4. AÇÃO ACIDENTAL ... 77

4.2.4. ANÁLISE QUANTITATIVA DOS RESULTADOS EM SECÇÕES CRÍTICAS ... 77

4.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO ... 86

4.3.1. ARCO ... 88

4.3.2. TABULEIRO ... 91

4.3.3. TROÇO CENTRAL ... 92

4.3.4. PILARES ... 95

4.3.5. FUNDAÇÕES ... 97

4.3.6. GUARDAS ... 100

5. PROCESSO CONSTRUTIVO 103

6. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL 107

7. IMPACTO VISUAL 111

9. COMENTÁRIOS FINAIS 115

BIBLIOGRAFIA 117

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Vista geral da área do projeto [1] 1
Fig. 2 - Reformulação viária da zona da Ribeira [2] 3
Fig. 3 - Representação da Ponte das Barcas [6] 4
Fig. 4 e Fig 5- Imagens da Ponte Pênsil [7] 5
Fig. 6 - Em primeiro plano a Ponte Maria Pia [9] 6
Fig. 7 - Ponte Luís I 8
Fig. 8 - Ponte da Arrábida [10] 9
Fig. 9 - Ponte de S. João [11] 10
Fig. 10 - Ponte do Freixo [12] 11
Fig. 11 - Ponte do Infante [13] 13
Fig. 12 - Ponte Romana de Chaves [15] 14
Fig. 13 - Ponte da Concórdia em Paris (1791) [16] 14
Fig. 14 - Iron Bridge (1781), Inglaterra, em ferro fundido [17] 15
Fig. 15 - Viaduto de Garabit (1885), França, em ferro forjado [18] 15
Fig. 16 - Ponte Eads (1874), EUA, em aço [19] 16
Fig. 17 e Fig.18 - Primeira ponte em betão armado, Chazelet, França (1875) [20] 16
Fig. 19 - Ponte del Risorgimento (1911), Roma [21] 16
Fig. 20 - Ponte de Salginatobel (1930), Suíça, de Robert Maillart [22] 17
Fig. 21 e Fig.22 - Ponte de Plougastel [23] e respetivo cimbre flutuante [24] 17
Fig. 23 - Pormenor da construção da ponte da Arrábida (1963) - elevação do cimbre [25] 18
Fig. 24 - Ponte de Krk na Croácia (1980) [26] 19
Fig. 25 - Ponte de Wanxian [27] 19
Fig. 26 - Ponte sobre o rio Zêzere [28] 20
Fig. 27 - Praça da Ribeira 21
Fig. 28 - Largo Miguel Bombarda, popularmente conhecido por Praça Sandeman 23
Fig. 29 - Vista da praça da Ribeira a partir de V. N. de Gaia, sendo claramente visível a foz do Rio da Vila 24
Fig. 30 - Traçado escolhido para a nova travessia 26
Fig. 31 e Fig. 32 - Locais de implantação dos encontros no Porto e em Gaia, respetivamente 27
Fig. 33 - Perfil do rio Douro na secção em análise 27
Fig. 34 - Esquema inicial do perfil do arco 27
Fig. 35 - Alçado lateral e vista de topo da estrutura 28

Fig. 36 - Perspetiva tridimensional da estrutura 28
Fig. 37- Corte transversal do tabuleiro 29
Fig. 38 - Acesso ao tabuleiro a partir do Cais da Estiva, Porto 30
Fig. 39 - Acesso do lado de V.N. de Gaia, perspetiva vista de jusante 31
Fig. 40 - Acesso do lado de V. N. de Gaia, perspetiva vista de montante 31
Fig. 41 - Modelo de cálculo do tabuleiro 42
Fig. 42 - Modelo de cálculo dos arcos e pilares 42
Fig. 43 - Planta do modelo de cálculo global (plano XOY) 46
Fig. 44 - Alçado lateral do modelo de cálculo global (plano XOZ) 47
Fig. 45 - Vista em perspetiva do modelo de cálculo global 47
Fig. 46 - Gráfico relacionando o coeficiente de força $C_{f,x}$ com o rácio b/d_{total} [16] 52
Fig. 47 - Gráfico que permite obter o coeficiente de arrastamento através do número de Reynolds... 54
Fig. 48 - Esquema da parte da estrutura sujeita à ação da corrente do Rio Douro 55
Fig. 49 - Esquema representativo da parte da estrutura sujeita à ação de cheia máxima 58
Fig. 50 - Vista de alçado do diagrama de esforços axiais na combinação permanente 59
Fig. 51 - Vista de alçado do diagrama de momentos fletores em Y, na combinação permanente 59
Fig. 52 - Vista de alçado do diagrama de esforços transversos F_z 60
Fig. 53 - Vista de alçado do diagrama de momentos fletores em torno de Y para esta combinação .. 60
Fig. 54 - Vista de topo do diagrama de esforços segundo Y para a combinação 4 61
Fig. 55 - Alçado do diagrama de momentos M_y apenas no tabuleiro para a combinação 7 62
Fig. 56 - Digramas de esforços transversos segundo *Y* nos pilares do lado portuense na combinação 9 63
Fig. 57 - Diagrama de momentos flectores M_z nos pilares do lado portuense na combinação 9 63
Fig. 58 - Diagrama de momentos M_y resultantes da combinação 10 64
Fig. 59 - Pormenor da figura 59, mostrando apenas o troço central onde o tabuleiro e os arcos se encontram unidos 64
Fig. 60 - Vista de alçado do diagrama de F_z atuantes na estrutura para esta combinação 65
Fig. 61 - Esquema do carregamento assimétrico da combinação 12 65
Fig. 62 - Vista lateral da deformada da estrutura sujeita à combinação 12 65
Fig. 63 - Esquema do carregamento da combinação 13 66
Fig. 64 - Vista de alçado da deformada da estrutura devido à combinação 13 66
Fig. 65 - Vista de alçado do diagrama de momento M_x na estrutura devido à combinação 14 66
Fig. 66 - Pormenor da figura 65, mostrando os diagrama de momentos M_x no troço central da estrutura 67

Fig. 67 - Diagrama de esforços axiais em ELU para a combinação 18 68

Fig. 68 - Diagrama de momentos fletores M_x em ELU para a combinação 18 69

Fig. 69 - Diagrama de momentos M_y no ELU para a combinação 20 69

Fig. 70 - Vista de topo dos diagramas de esforços Fy em ELU devidos à combinação 23 70

Fig. 71 - Vista de topo dos diagramas de momentos fletores em torno de Z na combinação 23 70

Fig. 72 - Deformada sob ação do peso próprio estrutural e de equipamentos fixos 74

Fig. 73 - Deformada para a combinação 10, que produz o maior deslocamento vertical 76

Fig. 74 - Vista de topo do diagrama de momentos segundo Z para a ação acidental 77

Fig. 75 - Localização das secções utilizadas na análise de resultados e pré-dimensionamento e respetiva numeração 78

Fig. 76 - Perfil da secção 5 92

Fig. 77 - Perfil da secção 6 93

Fig. 78 - Diagrama de tensões na secção 5 para os esforços máximos resultantes da combinação característica 94

Fig. 79 - Diagrama de tensões na secção de fecho do arco para os esforços máximos da combinação característica 95

Fig. 80 - Tensões na base do 3º pilar para os esforços máximos em ELU 96

Fig. 81 - Tensões a meio do 3º pilar para os esforços máximos nesta secção em ELU (combinação 15) 97

Fig. 82 - Alçado lateral da sapata do arco/pilar 98

Fig. 83 - Vista de topo da sapata do arco/pilar 99

Fig. 84 - Vista de topo e alçado lateral da sapata dos 1^{os} pilares 100

Fig. 85 - Pormenor das guardas da Ponte della Costituzione [50] 101

Fig. 86 - Modelo tridimensional final 111

Fig. 87 - Perspetiva da nova travessia, vista a partir do tabuleiro inferior da Ponte Luís I 112

Fig. 88 - Perspetiva da nova travessia, vista da margem esquerda do rio Douro 112

Fig. 89 - Perspetiva da nova travessia e da sua integração com a Ponte Luís I 113

Fig. 90 - Vista aérea da zona Ribeirinha, com a inserção da nova travessia 113

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de resistência do betão e respetivos valores característicos de tensão de rotura à compressão f_{ck} [MPa], valores médios de resistência à tração f_{ctm} [MPa] e valores característicos de tensão de rotura à tração f_{ctk} [MPa] [19].....34

Tabela 2 - Módulo de elasticidade secante Ecm [GPa] em função da classe de resistência do betão[19].....34

Tabela 3 - Características das diferentes classes de aço de armaduras ordinárias [19].....35

Tabela 4 - Coeficientes de segurança e de cálculo das diferentes solicitações.....40

Tabela 5 - Dimensões utilizadas na modelação dos arcos.....43

Tabela 6 - Secções utilizadas na modelação do tabuleiro.....45

Tabela 7 - Velocidades de referência do vento em função da zona [16].....49

Tabela 8 - Comprimentos de rugosidade em função das categorias de terreno [16].....50

Tabela 9 - Altura equivalente do tabuleiro em função das guardas existentes [16].....51

Tabela 10 - Forças devidas ao escoamento usual do Rio Douro.....55

Tabela 11 - Valores da variação diferencial da temperatura em função do tipo de ponte [17].....56

Tabela 12 - Coeficientes a aplicar aos valores da variação diferencial de temperatura [17].....57

Tabela 13 - Caudais e respetivos tempos de retorno para a barragem de Crestuma-Lever.....58

Tabela 14 - Esforços F_x, F_y, F_z, M_x, M_y e M_z máximos em cada uma das combinações em ELU.....71

Tabela 15 - Extremos globais dos esforços em ELU.....72

Tabela 16 - Valores máximos dos esforços em ELU no tabuleiro.....72

Tabela 17 - Valores máximos dos esforços em ELU nos arcos.....72

Tabela 18 - Valores máximos dos esforços em ELU no troço central (arcos e tabuleiro unidos).....72

Tabela 19 - Valores máximos dos esforços em ELU nos pilares.....73

Tabela 20 - Reações nos apoios devidos às combinações de ELU.....73

Tabela 21 - Valores extremos da deformada da estrutura em combinação característica.....74

Tabela 22 - Valores extremos da deformada da estrutura nas combinações frequente e quase-permanente.....75

Tabela 23 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 1.....78

Tabela 24 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 2.....79

Tabela 25 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 3.....79

Tabela 26 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 4.....79

Tabela 27 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 5.....80

Tabela 28 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 6.....80

Tabela 29 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 7.....80

Tabela 30 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 8 81
Tabela 31 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 9 81
Tabela 32 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 10 81
Tabela 33 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 11 82
Tabela 34 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 12 82
Tabela 35 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 13 e 14 82
Tabela 36 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 15 83
Tabela 37 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 16 83
Tabela 38 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 17 83
Tabela 39 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 18 84
Tabela 40 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 19 84
Tabela 41 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 20 84
Tabela 42 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 21 85
Tabela 43 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 22 85
Tabela 44 - Coeficientes utilizados para verificação da necessidade de armadura de esforço transverso 90
Tabela 45 - Estimativa orçamental da obra 107

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A - Área da secção ou cção acidental

A_c - Área de betão em secção transversal

A_{ct} - Área de betão traccionado

A_k - Área da secção resistente à torção

APDL - Administração dos Portos do Douro e Leixões

$A_{ref,x}$ - Área de referência numa determinada direção, neste caso X

$A_{s,max}$ - Área máxima das armaduras para betão, quer na zona de tração quer de compressão

$A_{s,min}$ - Área mínima das armaduras para betão armado na zona traccionada

A_{st} - Área da secção transversal das armaduras de torção

A_{sw} - Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso

b - Largura da secção ou largura do tabuleiro

b_t - Largura média da zona traccionada

b_w - Largura da secção ou largura mínima do banzo

$C_{f,x}$ - Coeficiente de força numa determinada direção, neste caso X

C_D - Coeficiente de arrastamento

C_{dir} - Fator direcional do vento

C_o - Coeficente de orografia

C_r - Coeficiente de rugosidade

C_{season} - Fator de época do ano

CMG - Câmara Municipal de Gaia

CMP - Câmara Municipal do Porto

CRUARB - Comissariado para a Renovação Urbana da Área da Ribeira/Barredo

CSOPT - Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes

d - Altura útil da secção

d_{total} - Altura equivalente da secção

D' - Largura média na horizontal

E - Módulo de elasticidade

e - Espessura

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

e_l- Espessura do vidro laminado

ELS - Estado Limite de Utilização ou Serviço

ELU - Estado Limite Último

EN - Norma Europeia

F - Força

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_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples

$f_{y0,2\%}$ - Valor de cálculo da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência do aço

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso

f_{uk} - Valor característico da tensão de rotura do aço

G_k - Valor característico duma ação permanente

h_m - Profundidade média

I - Momento de inércia de uma secção

IPTM - Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos

I_v - Intensidade de turbulência

L - Comprimento ou vão

M - Momento fletor

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

M_{Rd} - Valor de cálculo do momento fletor resistente

N - Esforço normal

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

N_{Rd} - Valor de cálculo do esforço axial resistente

Q_k - Valor característico duma ação variável

qp - Pressão dinâmica de pico de uma rajada de vento

Q - Caudal

R_F - Força de reação

R_M - Reação momento

Re - Número de Reynolds

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

S - Área da secção ou valor de cálculo de uma ação

s - Espaçamento dos estribos

$s_{l,max}$ - Espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transverso

T - Temperatura

T_{Ed} - Momento torsor atuante de cálculo

T_{Rd} - Momento torsor resistente de cálculo

$\overline{U}$ - Velocidade média de escoamento

u_k - Perímetro de torção

UNESCO - *United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization*

V - Esforço transverso

V_{Ed} - Valor de cálculo do esforço transverso atuante

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

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

V_b - Velocidade do vento

V_m - Velocidade média do vento

x,y,z - Coordenadas ou eixos

z - Cota ou comprimento de rugosidade

γ - Peso volúmico

γ_G - Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes

γ_Q - Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis

δ - Deslocamento

$\Delta QU+$ - Variação de temperatura uniforme positiva

$\Delta QU-$ - Variação de temperatura uniforme negativa

$\Delta QD+$ - Variação de temperatura diferencial positiva

$\Delta QD-$ - Variação de temperatura diferencial negativa

ΔT - Variação da temperatura

Θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão e o eixo horizontal do elemento

μ - Valor reduzido do valor de cálculo do momento fletor resistente

ρ - Massa volúmica ou percentagem de armadura

σ_c - Tensão de compressão no betão

σ_s - Tensão de tração no aço

σ_{Ed} - Valor de cálculo da tensão atuante

σ_{Rd} - Valor de cálculo da tensão resistente

ϕ - Diâmetro de um varão de aço

ψ - Coeficientes acompanhantes de cálculo para determinação dos valores reduzidos das ações

ν - Viscosidade da água

1
INTRODUÇÃO

1.1. NATUREZA DO PROJETO

Durante as últimas décadas diversos autores têm publicado a sua opinião sobre a necessidade de novas ligações entre as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia, bem como sobre a natureza e implantação dessas possíveis travessias. Entre as várias opções discutidas surge a proposta de um atravessamento à cota baixa, de natureza exclusivamente pedonal, a unir as ribeiras de ambas as cidades.



Fig. 1 – Vista geral da área do projeto [1]

As Ribeiras do Porto e Vila Nova Gaia são centros nevrálgicos no que respeita ao turismo, lazer e animação noturna de ambas as cidades. A Ribeira do Porto insere-se na área considerada pela UNESCO, desde 1996, Património Mundial da Humanidade e a Ribeira de Gaia por seu lado, pertence ao Centro Histórico desta cidade, além de ser o miradouro natural por excelência para a área classificada pela UNESCO. Percebe-se assim que ambas as zonas são áreas de grande sensibilidade paisagística, onde uma das principais valências de uma nova travessia é a sua integração correta na envolvente.

Pretende-se também com esta nova ligação não só a aproximação entre as duas margens, como também de cada uma delas com o rio, e que assegure um desenvolvimento coeso e contínuo destas duas áreas. Além disso, a vocação turística, cultural e recreativa das duas Ribeiras exigem a adoção de medidas de progressiva pedonização da zona que, no limite, deveriam ser coroadas por uma ligação pedonal direta entre elas [2].

Como objeção a esta ligação pode ser apontada a existência e proximidade da ponte Luís I e a consequente duplicação de travessias. No entanto, o tabuleiro inferior da ponte Luís I não pode ser considerado como ligação pedonal uma vez que a sua vocação quase exclusivamente rodoviária e a elevada intensidade de tráfego tornam a travessia a pé insegura e desconfortável. Acresce ainda o facto de a localização da Ponte Luís I, a montante dos "centros" de ambas as Ribeiras, em nada facilita a aproximação e mobilidade, pois obriga a percorrer uma grande distância entre a Praça da Ribeira e o Largo Miguel Bombarda.

Deste modo a nova travessia permitiria uma ligação direta e curta entre as Ribeiras (250 metros em vez dos atuais cerca de 1000 metros pela Ponte Luís I) o que se traduzirá numa aproximação e reforço da atratividade de duas zonas que atualmente, e de modo autónomo, apresentam já dinâmicas atrativas consideráveis, além da mais-valia do ponto de vista turístico. Este facto, no limite, reforçará as conexões territoriais e permitirá que cada uma das margens tome partido da complementaridade da outra, nomeadamente no que respeita à oferta de serviços. Por outro lado, a libertação do tabuleiro inferior da ponte Luís I para uso exclusivo de tráfego automóvel permitiria, em última análise, um escoamento facilitado do tráfego rodoviário e uma reformulação do trânsito na zona [2].

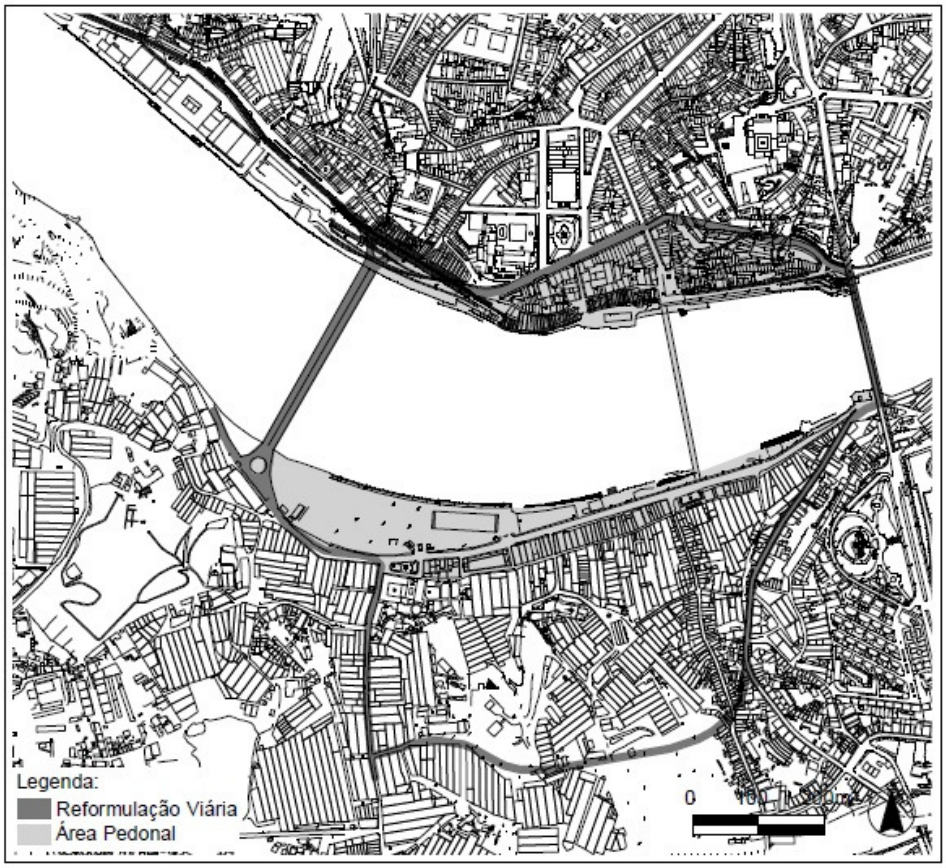


Fig. 2 - Reformulação viária da zona da Ribeira [2].

A necessidade de uma ligação pedonal na zona fica também realçada pelos inúmeros projetos desenvolvidos nos últimos anos, nomeadamente da autoria do arquiteto Castelo Branco [3], do engenheiro Adão da Fonseca e de propostas do engenheiro Álvaro Azevedo [4] [5].

Assim, para a localização da nova ponte, surgem como locais ideais a Praça da Ribeira na cidade do Porto e o Largo Miguel Bombarda, popularmente conhecido por Praça Sandeman, no lado de Gaia. Ambas são facilmente identificadas como os centros das duas Ribeiras e, sendo os locais mais amplos de ambas as margens, possuem as melhores condições para acolher os encontros da nova travessia. Por outro lado são locais de grande afluxo turístico onde se centram os circuitos e ofertas turísticas.

As duas praças possuem cotas semelhantes. Partindo de cada uma delas, existem acessos diretos à cota alta das respetivas cidades, através da Rua de S. João e Rua Mouzinho da Silveira do lado portuense e pela Rua de Cândido dos Reis na cidade de Gaia.

Por fim, importa referir como premissas deste projeto, além da sua localização e natureza pedonal, a opção pela construção em betão armado e em arco abatido. No âmbito do projeto surge ainda a definição do traçado final e do desenho, bem como o dimensionamento da nova travessia.

1.2. PONTES DO PORTO

Ao longo do tempo, o Rio Douro, embora não sendo particularmente largo, sempre constituiu um sério obstáculo para as populações do Porto e de Vila Nova de Gaia. Em grande parte tal deve-se ao seu elevado caudal, que durante o inverno frequentemente impedia por completo a circulação entre margens, e que combinado com a profundidade do leito e elevado tráfego fluvial dificultavam a construção de uma travessia permanente. Assim, a solução passava pelo uso de pequenas embarcações para transpor o rio e posteriormente a construção de uma travessia assente em barcaças, a chamada Ponte das Barcas.

1.2.1. PONTE DAS BARCAS

Uma ponte de barcas é, simplificadamente, um passadiço assente sobre barcas tendo sido um tipo de ligação frequentemente utilizado pelos Romanos na expansão do seu Império. Este sistema possibilitava a construção rápida de uma travessia que, no entanto, era extremamente frágil e limitadora do tráfego fluvial. Na cidade do Porto existiram diversas "pontes das Barcas", em geral de caráter provisório, associadas a um propósito específico, como a rápida deslocação de contingentes militares. A referência mais antiga que se conhece é a de Fernão Lopes que relata ter D. Fernando (rei entre 1367 e 1383) mandado fazer uma ponte de barcas para passar com o seu exército e assim acudir a Guimarães cercada pelos castelhanos.



Fig. 3 – Representação da Ponte das Barcas [6]

A Ponte das Barcas, construída com propósitos mais duradouros, tem projeto da autoria de Carlos Amarante, tendo sido inaugurada a 15 de agosto de 1806. Era composta por vinte barcaças conectadas por cabos e, em dois locais, podia ser aberta para dar passagem ao tráfego fluvial. No entanto este sistema comprovou a sua fragilidade no célebre desastre da Ponte das Barcas, acontecimento ainda

hoje presente na memória histórica da cidade do Porto, ocorrido durante a segunda invasão francesa. Temendo as agressões do invasor, a população portuense precipitou-se para a ponte, que cedeu, causando a morte de milhares de pessoas.

Após a tragédia de 1809 a ponte foi reconstruída, mas no entanto só com o desenvolvimento tecnológico introduzido pela revolução industrial, nomeadamente o aparecimento do ferro fundido, foi finalmente possível construir uma solução permanente entre Porto e Gaia, a Ponte Pênsil.

1.2.2. PONTE PÊNSIL

Oficialmente designada Ponte D. Maria II, e sempre conhecida por Ponte Pênsil, esta foi a primeira ponte a estabelecer uma ligação permanente entre as cidades de Porto e Gaia e também entre as duas margens do Rio Douro.

As localizações escolhidas para a ponte foram os Guindais no Porto e o chamado Penedo em Gaia, que embora claramente desviadas dos centros de gravidade das zonas que iriam ser servidas, possibilitavam, devido à elevação dos cabeços rochosos, a passagem dos navios sob a ponte e a elevavam acima das maiores cheias do Douro.

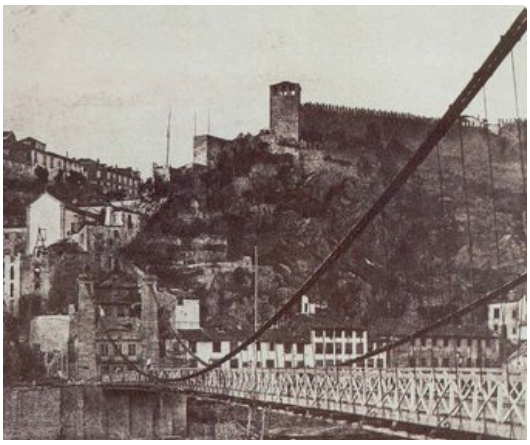




Fig. 4 e Fig. 5 – Imagens da Ponte Pênsil [7]

O projeto da ponte deve-se aos engenheiros Mellet e Stanislas Bigot, tendo sido construída entre 1841 e 1843. Tratava-se de uma ponte suspensa (ou pênsil) considerada uma verdadeira inovação para a época. O tabuleiro de madeira com 6 metros de largura desenvolvia-se ao longo de 170,14 metros e era suspenso através de 8 cabos (4 de cada lado) a 10 metros do nível médio das águas. Os cabos de suspensão pendiam de quatro obeliscos de cantaria e eram ancorados nas margens através de 32 amarras (16 de cada lado). Estes obeliscos, em granito, tinham 18 metros de altura e eram ligados no topo por uma lâmina de ferro [8].

Desde muito cedo surgiram desconfianças quanto à estabilidade estrutural da ponte, devido nomeadamente às oscilações constantes e aos desastres das pontes de Angers e La Roche-Bernard, de tipologia semelhante, o que fez com que a ponte passasse a ser alvo de minuciosos exames anuais.

A impossibilidade de proceder à substituição dos cabos e de vistoriar as ancoragens, bem como a oxidação extremamente rápida dos componentes metálicos, impuseram a substituição da Ponte Pênsil, sendo construída a Ponte Luís I praticamente no mesmo local.

Um ano após a construção da Ponte Luís I, em 1886, a Ponte Pênsil foi desmontada. Hoje em dia restam apenas no lado portuense os obeliscos e a casa da guarda militar que assegurava a cobrança de portagens para a travessia.

1.2.3. PONTE MARIA PIA

A construção de uma ponte a conectar as margens do Douro voltou a ser equacionada aquando da introdução do transporte ferroviário em Portugal, no século XIX. Obviamente que a construção de caminhos de ferro no nosso país teria necessariamente como obra estruturante a ligação entre as duas principais cidades portuguesas, Lisboa e Porto, o que forçosamente implicaria a travessia do Rio Douro.

A adjudicação da linha férrea entre Lisboa e Porto foi efetuada em julho de 1852, tendo a sua construção sido faseada. Inicialmente apenas ligava Lisboa ao Carregado (outubro de 1856), tendo sido posteriormente prolongada até Vila Nova de Gaia (julho de 1864). A partir desta data inicia-se um moroso processo com vista à escolha da localização da estação na cidade do Porto, do traçado, da solução técnica e da implantação da nova travessia. O processo culmina com a intervenção direta do governo central que, em 1875, abre o concurso internacional e um ano depois aprova o projeto final.

Entre os 4 participantes no concurso impôs-se o projeto da empresa *G. Eiffel et Compagnie*, por ser o mais barato e também o mais bem conseguido estrutural e esteticamente, conforme foi considerado na época.



Fig. 6 – Em primeiro plano a Ponte Maria Pia [9]

A ponte, que viria a ser chamada Ponte Maria Pia em honra de Maria Pia de Sabóia, rainha consorte na altura, foi projntada pelos engenheiros Gustave Eiffel e Théophile Seyrig. Foi a primeira ponte ferroviária a unir as duas margens do Douro, tendo sido inaugurada a 4 de novembro de 1877, após menos de dois anos de construção.

A ponte é constituída por um tabuleiro a 61 metros do rio Douro, com uma extensão de 352 metros, apoiado num arco bi-articulado de 160 metros de corda e 42,60 metros de flecha e em pilares em treliça. Para a construção da ponte contribuíram 150 operários em permanência e foram usadas 1600 toneladas de ferro.

O grande vão a vencer (maior vão construído à época), métodos revolucionários e a construção num tempo extraordinariamente curto não só concederam a Eiffel fama mundial como constituíram um marco na história da Engenharia Civil, conforme reconheceu a *American Society of Civil Engineers* ao atribuir recentemente à Ponte Maria Pia a designação *International Historic Civil Engineering Landmark*. Além disso, Eiffel com o mesmo modelo estrutural viria a realizar o Viaduto de Garabit, a Estátua da Liberdade e a Torre Eiffel.

No entanto, no último quartel do século XX tornou-se evidente que a ponte já não respondia eficazmente às necessidades. Por ser dotada de uma só linha obrigava a circulação alternada, a baixa velocidade (20 km/h) e com cargas limitadas das composições que a atravessavam. Por este motivo foi decidido avançar para a sua substituição, sendo para isso inaugurada em 1991 a Ponte de S. João. Após 114 anos a Ponte Maria Pia cessava a sua atividade.

Apesar de ser um dos símbolos da cidade, permanece sem utilização desde que terminou a sua atividade primordial.

1.2.4. PONTE LUÍS I

Apesar da inegável importância que a Ponte Pênsil teve no desenvolvimento das duas margens, as dúvidas quanto à sua estabilidade estrutural e a falta de capacidade para acomodar o tráfego crescente criado pelo aumento da indústria fabril e comércio, levaram a Câmara Municipal do Porto, em 1876, a solicitar ao governo a substituição urgente da Ponte Pênsil.

Após o governo recusar um projeto da firma *G. Eiffel et Cie.* por apenas contemplar um tabuleiro ao nível da ribeira, foi determinado a 11 de fevereiro de 1879 a abertura de um concurso para a construção de uma ponte metálica sobre o rio Douro para substituição da Ponte Pênsil, onde se incluía a obrigatoriedade de a ponte ser constituída por dois tabuleiros, tendo sido dada ao projetista uma total liberdade de conceção.

A concurso apresentaram-se 10 empresas, com 12 projetos diferentes, saindo vencedora a proposta da empresa belga *Societé de Willebroeck* que havia apresentado duas propostas do engenheiro Téophile Seyrig[1] bastante semelhantes entre si. A proposta vencedora, apesar de mais cara, foi preferida por motivos técnicos.

[1] Téophile Seyrig, anteriormente autor da conceção e chefe da equipa de projeto da Ponte Maria Pia.



Fig. 7 – Ponte Luís I

A Ponte Luís I é uma ponte de dois tabuleiros, metálica, com o tabuleiro superior à cota 62 metros e com 392 metros de extensão e o inferior à cota 12 metros com 174 metros de extensão. O arco da ponte tem 172 metros de corda e 44,6 metros de flecha, e os seus encontros, em cantaria granítica, servem simultaneamente de apoio ao arco e a dois dos pilares que sustentam o tabuleiro superior. Do tabuleiro superior descem quatro pendurais ligados ao arco e ao tabuleiro inferior.

A construção foi iniciada em 1881, tendo a ponte sido inaugurada em 1886 (tabuleiro superior) e 1887 (tabuleiro inferior). Desde então, a ponte tem estado permanentemente ao serviço da cidade, tendo sido recentemente alvo de reformas que permitiram que o tabuleiro superior da ponte passasse a ser exclusivamente utilizado pelo metropolitano e peões, mantendo o tabuleiro inferior a vocação rodoviária. O tráfego rodoviário à cota alta foi transferido para uma nova ponte, a Ponte do Infante.

Ao longo do tempo a Ponte Luís I tornou-se, em conjunto com a Torre dos Clérigos, um ex-libris por excelência da cidade do Porto.

1.2.5. PONTE DA ARRÁBIDA

A partir de meados da década de 40 do século XX a travessia rodoviária do rio Douro pela ponte Luís I tornou-se cada vez mais difícil e caótica, em grande parte devido à enorme expansão demográfica verificada no distrito do Porto, o que tornava óbvia a insuficiência da mesma no que concerne ao escoamento do tráfego rodoviário entre Porto e Gaia e a necessidade de uma travessia alternativa.

A Junta Autónoma de Estradas, em março de 1952, adjudicou ao professor Edgar Cardoso a execução de anteprojetos para uma ponte rodoviária que unisse o planalto da Arrábida no Porto ao planalto do Candal, em Vila Nova de Gaia. O professor Edgar Cardoso viria a apresentar cinco soluções distintas da qual viria a ser escolhida a que se baseava num arco de betão armado, tendo o projeto final sido entregue em agosto de 1955 e aprovado em 1956.

As obras viriam a começar em março de 1957 e terminariam em 1963, sendo à época a ponte com o maior arco de betão armado do mundo e a primeira vez que um arco de tão grandes dimensões havia sido betonado sobre um cimbre metálico sem apoios intermédios (necessariamente muito deformável).



Fig. 8 – Ponte da Arrábida [10]

A ponte é formada por uma viga contínua de 614,6 metros e largura 26,5 metros que constitui o tabuleiro, o qual é suportado por um duplo arco em betão armado.

O arco em si é constituído por duas costelas paralelas, com corda de 270 metros e flecha de 52 metros. Cada costela tem uma largura de 8 metros e é vazada, com espessura variável entre 4,5 metros na base e 3 metros no fecho do arco. As costelas estão unidas por dois níveis de contraventamento em cruz de Santo André.

Dez conjuntos de quatro pilares transmitem as cargas do tabuleiro para o arco e quatro grandes pilares ocos rematam o vão central da ponte. A mesma tipologia de pilares prolonga-se nos viadutos de acesso em ambas as margens.

O tabuleiro inicialmente dividia-se em duas faixas de rodagem de 8 metros de largura e duas vias cada, separadas por uma faixa sobrelevada central de 2 metros de largura, duas pistas para ciclistas com 1,70 metros cada e dois passeios pedonais sobrelevados de 1,50 metros. Nos anos 90 esta configuração foi reformulada, reduzindo a faixa central para um separador central de barreiras New Jersey e eliminando as pistas de ciclismo de forma a tornar a ponte quase em exclusivo rodoviária com duas faixas de três vias de 3,10 metros.

Os pilares principais incluíam, inicialmente, elevadores que facilitavam a travessia pedonal entre as duas margens, nomeadamente entre as zonas ribeirinhas. No entanto a necessidade de subir para atravessar a ponte a pé e voltar a descer na outra margem não se revelou prática e os moradores destas zonas continuaram a preferir efetuar a travessia através de pequenas embarcações, pelo que atualmente os elevadores se encontram desativados.

1.2.6. PONTE DE S. JOÃO

Conforme já foi referido anteriormente, as limitações de carga, velocidade e existência de via única na Ponte Maria Pia criavam dificuldades no escoamento do intenso tráfego ferroviário da Linha do Norte. Desta forma desde 1945 que era equacionada a construção de uma nova ponte no local posteriormente ocupado pela Ponte da Arrábida com vocação rodo e ferroviária. No entanto na década de 50 foi decidido reservar este local para uma travessia exclusivamente rodoviária e construir uma nova ponte ferroviária numa localização mais a montante.

Em 1966, a Companhia de Caminhos de Ferro Portugueses planeia a duplicação da via entre as Estações de General Torres e Porto-Campanhã, com a travessia do Douro assegurada por uma ponte metálica de traço semelhante à Ponte da Arrábida, com reaproveitamento do cimbre metálico da mesma [3]. A execução do anteprojeto foi entregue ao professor Edgar Cardoso. No entanto, face à proximidade (28 metros a montante) da Ponte Maria Pia, o Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes (CSOPT) recomendou a abertura de um concurso que conferisse liberdade de utilização ou não do cimbre da Ponte da Arrábida e do anteprojeto do professor Edgar Cardoso. Este novo concurso teve um final problemático que culminou na sua anulação em 1978.



Fig. 9 – Ponte de S. João [11]

Cinco anos depois a obra é considerada imprescindível e o então Ministro da Habitação, Obras Públicas e Transportes decide abrir um novo concurso, desta vez tendo como solução preferencial um pórtico múltiplo contínuo em betão armado pré esforçado.

A obra em si veio a demorar quase o dobro do inicialmente previsto devido em grande parte ao facto do professor Edgar Cardoso não ter realizado um projeto completo de execução, optando por testar diversas alternativas e elaborar o projeto enquanto os trabalhos decorriam. Finalmente a inauguração ocorreu no dia de S. João, a festividade mais importante da cidade, 24 de junho de 1991.

A Ponte de S. João localiza-se cerca de 180 metros a montante da Ponte Maria Pia. Rompendo a tradição na cidade invicta, não é constituída por um arco mas sim por um pórtico múltiplo contínuo de pilares verticais. Tem uma extensão total de 500 metros, divididos em três vãos, o central de 250 metros (recorde mundial de vão em pontes ferroviárias deste tipo) e dois laterais de 125 metros, que apoiam em pilares fundados no leito do rio (também pela primeira vez na cidade do Porto).

Os dois pilares apresentam uma secção que varia de tubular com 12 metros de diâmetro exterior e 2 metros de espessura na base a retangular de cantos arredondados de 6,5 metros por 5 metros no topo. O tabuleiro da ponte encontra-se a uma cota de 66 metros e é constituído por um caixão bicelular de secção trapezoidal com uma altura máxima de 12 metros sobre os pilares e mínima de 6 metros na secção central e na transição para os viadutos laterais.

Os viadutos laterais somam um total de 528,8 metros (170,0 m do lado do Porto e 358,8 metros em Gaia). Os viadutos encontram-se ligados monoliticamente à ponte, que é constituída por uma só peça contínua de grandes dimensões, em betão armado pré-esforçado, formando assim um continuidade natural de margem a margem.

1.2.7. PONTE DO FREIXO

A necessidade de uma travessia rodoviária a montante das pontes existentes é prevista pela primeira vez na década de 60 em estudos realizados pelas duas autarquias.

No início da década seguinte gerou-se polémica acerca da localização da nova ponte e a sua articulação com a rede viária existente. Várias hipóteses surgiram em cima da mesa considerando quer reforços de pontes existentes quer diferentes locais de implantação.

Finalmente, em 1985, é publicado o anúncio de pré-qualificação para a elaboração do projeto de uma nova ponte rodoviária sobre o Douro na zona do Freixo e respetivos acessos. Em 1992 é aberto o concurso público internacional e ainda nesse mesmo ano adjudicada a obra.



Fig. 10 – Ponte do Freixo [12]

A localização escolhida para a Ponte do Freixo, no extremo oriental da cidade, corresponde a uma área com margens atípicas da cidade do Porto, bem mais afastadas do que o usual e com uma transição mais espraiada e suave entre o rio e as encostas envolventes. A somar a estas condicionantes havia a necessidade de integrar na ponte 8 vias de rodagem e inseri-la na rede viária.

O professor António Reis e o engenheiro Daniel de Sousa optaram por um atravessamento a cota muito mais baixa do que as restantes pontes do Porto. Na verdade a Ponte do Freixo é uma dupla ponte, constituída por duas vigas gémeas afastadas de 0,10 metros em toda a sua extensão, constituída por vãos múltiplos e totalizando um comprimento de 705 metros.

Cada uma das vigas é constituída por um caixão unicelular de secção trapezoidal, com 18 metros de largura (perfazendo o tabuleiro 36 metros de largura total). Cada um dos caixões tem altura variável, desde 2,50 metros a meio vão do tramo da extremidade Norte até 7,50 metros na ligação aos pilares principais. O banzo inferior tem largura constante ao longo de toda a ponte, pelo que a inclinação das almas é variável. Os caixões são pré-esforçados longitudinal e transversalmente. Nas almas das secções dos apoios do maior vão também existem pré-esforços verticais, de forma a reduzir a espessura das aduelas de arranque.

Os 8 vãos não apresentam valores constantes, sendo no sentido do Porto para Gaia respetivamente 52,5 m, 72,5 m, 115 m, 150 m, 115 m, 72,5 m, 72,5 m e 55 m. Esta distribuição permite acomodar o canal de navegação do Douro e evitar a localização de pilares nas zonas mais profundas do rio. Importa também referir que os pilares estão dispostos em conjuntos de dois, um para cada viga, mas unidos na base. Os três conjuntos de pilares centrais encontram-se monoliticamente ligados ao tabuleiro enquanto os restantes apresentam aparelhos de apoio de "neoprene-teflon".

1.2.8. PONTE DO INFANTE

Tal como exposto anteriormente, no âmbito da construção da rede de metropolitano da cidade do Porto foi decidido reconverter o tabuleiro superior da Ponte Luís I para uso pedonal e do metropolitano, sendo assim necessário recolocar o tráfego rodoviário à cota alta no centro da cidade por intermédio de numa nova ponte, a construir de raiz.

Esta nova ponte teria necessariamente de ser uma ponte discreta devido à sua localização, entre as duas pontes centenárias Luís I e Maria Pia, de modo a não perturbar nem interferir com as mesmas.

Assim, decidida a localização (entre a escarpa da Serra do Pilar em Gaia e a Alameda das Fontainhas no Porto), é lançado o concurso público internacional para a conceção e construção da nova travessia, em maio de 1997, sendo a proposta vencedora encontrada em março de 1998. Esta proposta, dos engenheiros Adão da Fonseca e Fernández Ordóñez, cumpre os requisitos relativos à sobriedade e discrição, afirmando-se ao mesmo tempo como um notável avanço técnico da nossa época e, como vem sendo hábito nas pontes portuenses, constituindo mais um recorde mundial, desta vez devido à relação vão/flecha nesta tipologia de pontes.



Fig. 11 – Ponte do Infante [13]

A Ponte do Infante apresenta uma solução do tipo Maillart[2], com um arco laminar especialmente abatido e flexível, com 280 metros de corda e 25 de flecha, por oposição ao tabuleiro, de 371 metros de extensão e extremamente rígido. A distribuição dos vãos, partindo de Gaia é a seguinte: 28,0 + 35,0 + 280,0 + 28,0. No vão do arco de 280 metros o tabuleiro apoia-se em montantes afastados de 35 metros e no troço central funde-se com o arco. Do lado do Porto existe ainda um prolongamento constituído por dois vãos de 19,5 e 12,0 metros, cujo tabuleiro é constituído por uma laje de pequena espessura.

O tabuleiro é formado por uma secção em caixão, de altura e largura constantes, 4,5 e 20,0 metros respetivamente. O arco, caracterizado pelos seus troços retos entre montantes, tem uma espessura de 1,5 metros e uma largura entre 20 metros nos encontros e 10 metros na zona central.

1.3. PONTES EM ARCO

O arco, com a sua forma que acompanha a linha de pressões, devido ao seu próprio peso é o tipo estrutural mais adequado aos materiais de construção maciços, isto é, alvenaria de pedra, betão. Desde muito cedo o Homem tomou consciência disso, sensivelmente em simultâneo com a descoberta da roda. Os Sumérios, por volta de 3500 a.C., no vale do Eufrates, já colocavam pedras formando um arco para que trabalhassem à compressão e não à flexão como nas vigas [14].

Posteriormente, em 800 a.C., os Etruscos tornaram-se o primeiro povo a usar abóbadas no continente Europeu para construírem pontes e coberturas de galerias. Importa dizer que por arco entende-se aquele em que os segmentos de pedra se orientam radialmente distinguindo-se do falso arco/abóbadas construído mediante a disposição de pedras em consolas progressivas.

As grandes civilizações seguintes, Egípcia e Grega, embora estivessem familiarizadas com o arco raramente o utilizaram. Com os Romanos os arcos de pedra generalizaram-se e foram aplicados em todo o seu Império, em magníficas estruturas, muitas delas que perduraram até à atualidade e onde se incluem diversas pontes.

[2] Em referência ao engenheiro suíço Robert Maillart que, com as suas pontes em betão armado de traçado muito suave, revolucionou a Engenharia Civil.



Fig. 12 – Ponte Romana de Chaves [15]

As pontes em arco de pedra passam por várias fases, as pontes romanas, as pontes medievais e as pontes modernas dos séculos XVI ao XIX, do qual a ponte da Concórdia em Paris do engenheiro J.R. Perronet é um bom exemplo.



Fig. 13 – Ponte da Concórdia em Paris (1791) [16]

Até finais do século XVIII as pontes e restantes estruturas em arco continuaram a usar quase exclusivamente a pedra como matéria-prima de construção, sendo os avanços técnicos principalmente a nível estrutural, com a descoberta de configurações de arcos e contrafortes estruturalmente mais eficientes. A partir desta altura, com a revolução industrial, o ferro fundido começa a competir com a pedra enquanto material de construção e surgem nesta altura as primeiras pontes metálicas. A primeira, Iron Bridge, surge em 1779 em Inglaterra, em Coalbrookdale, um dos centros da Revolução Industrial, é da autoria de Thomas Pritchard e tem um vão de 30,5 metros



Fig. 14 – Iron Bridge (1781), Inglaterra, em ferro fundido [17]

Na primeira metade do século XIX o ferro forjado substitui o ferro fundido como material de construção. O ferro forjado tem menor fragilidade e maior resistência à tração do que o ferro fundido, o que permite aumentar os vãos das pontes através de arcos reticulados.

A Ponte Maria Pia (160 metros de vão) e o Viaduto de Garabit em França (165 metros de vão), ambos da autoria de G. Eiffel, são bons exemplos deste período.



Fig. 15 – Viaduto de Garabit (1885), França, em ferro forjado [18]

Posteriormente surge o aço, utilizado primeiramente na Ponte Eads em St. Louis, EUA, sobre o rio Mississipi. Esta ponte é constituída por tubos de aço, formando 3 arcos de 158,5 metros de corda, sendo uma ponte rodoferroviária com dois tabuleiros a níveis diferentes.



Fig. 16 – Ponte Eads (1874), EUA, em aço [19]

É difícil datar corretamente o aparecimento do betão como material construtivo, no entanto, no inicio do século XIX, aparece a indústria do cimento. A primeira patente relativa ao betão armado surge em 1855 e em 1875 o primeiro arco de betão armado é construído por Monier numa pequena passagem pedonal nos jardins do Palácio do Marquês de Tilière, Chazelet em França [14].





Fig. 17 e Fig. 18– Primeira ponte em betão armado, em Chazelet, França (1875) [20]

Nos finais do século XIX Hennebique estende o uso do betão armado por todo o mundo através da industrialização de processos, recebendo mesmo em 1900 na Exposição Mundial de Paris um prémio pelo seu sistema. Mais tarde, em 1911, constrói em Roma a Ponte del Risorgimento, com um arco de betão armado com mais de 100 metros de corda.



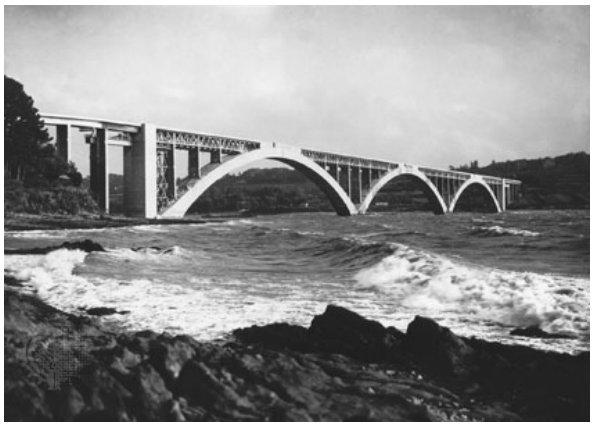
Fig. 19 – Ponte del Risorgimento (1911), Roma [21]

Os arcos de betão armado sofrem um grande desenvolvimento com os engenheiros Robert Maillart e Freyssinet. Freyssinet é o responsável pela invenção do betão armado pré-esforçado. Maillart revolucionou a engenharia civil através das suas pontes, nomeadamente a ponte de Salginatobel, em 1930, que possuía um arco triarticulado e com uma corda de 90 metros. A ponte caracteriza-se pela sua esbelteza e, ao contrário das pontes anteriores (quer suas quer de outros autores) pelos tímpanos parcialmente vazados, onde pequenos pilares transmitiam as cargas do tabuleiro para o arco. Em obras posteriores acaba mesmo por construir o arco com tímpanos completamente vazados, criando a tipologia que viria a ser a clássica em pontes em betão com arco e tabuleiro superior.



Fig. 20 – Ponte de Salginatobel (1930), Suíça, de Robert Maillart [22]

No entanto, um dos maiores desafios da ponte de Salginatobel foi a montagem do seu cimbre. Desde sempre, o desenvolvimento de arcos de betão armado está intrinsecamente ligado ao seu cimbre, devido à dificuldade e custo do mesmo. Surgem várias soluções, como cimbres autoportantes, cimbres perdidos e flutuantes, como o utilizado em 1930 pelo engenheiro Freyssinet na Ponte de Plougastel.



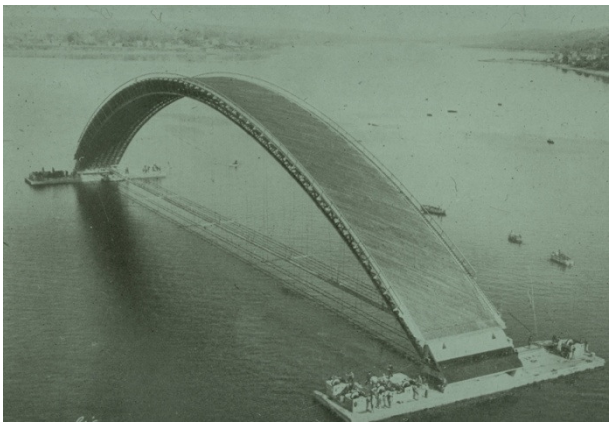


Fig. 21 e Fig. 22 – Ponte de Plougastel [23] e respetivo cimbre flutuante [24]

No entanto, a dificuldade e principalmente o custo dos cimbres continua a ser elevado, ultrapassando normalmente o do próprio arco. Deste modo, percebe-se que em meados do século XX as pontes em arco de betão armado se tornem mais raras, precisamente devido aos custos da realização do seu cimbre. O grande desenvolvimento no que concerne a cimbres, deu-se também com Freyssinet na construção da ponte de la Guaira na Venezuela. Aí foram construídos inicialmente os pilares principais e viadutos de acesso, e posteriormente os sucessivos segmentos do cimbre em madeira são suspensos, formando duas consolas em arco, que uma vez completas, servem de cofragem inferior. Este modelo é novamente usado na Ponte da Arrábida, desta vez usando um cimbre metálico, e com a particularidade de os segmentos do cimbre serem transportados por via fluvial e posteriormente elevados para a sua posição final.

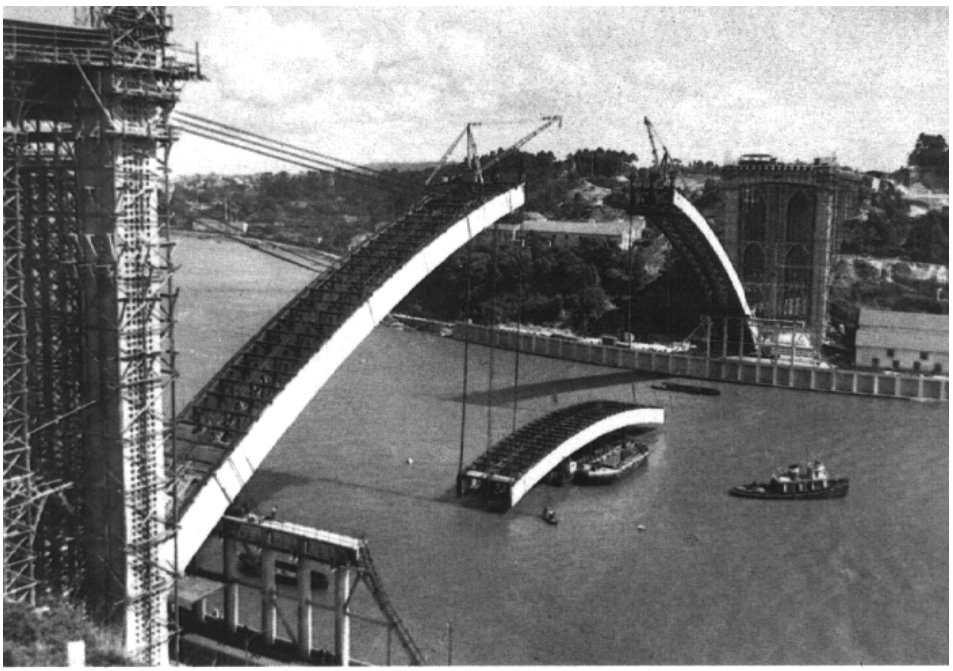


Fig. 23 – Pormenor da construção da ponte da Arrábida (1963) - elevação do cimbre [25]

A ponte da Arrábida torna-se recorde mundial de vão em arcos de betão armado, mas apenas por alguns meses, uma vez que a Ponte de Glandesville, na Austrália é inaugurada também em 1963 e o arco possui uma corda teórica de 305 metros (batendo a Ponte da Arrábida por 35 metros). Nesta ponte, onde também participa Freyssinet, a maior inovação é a construção do arco recorrendo unicamente a segmentos pré-fabricados, sem armadura contínua nas juntas, utilizando como forças estabilizadoras os esforços de compressão devidos ao peso próprio.

O recorde da ponte de Glandesville é novamente batido em 1980 com a inauguração da ponte de Krk, na antiga Jugoslávia, atualmente Croácia. O primeiro arco desta ponte possui uma corda de 390 metros e o projeto é da autoria do engenheiro Ilia Stojadinovic. Esta ponte possui a particularidade de o arco terminar em duas bielas horizontais, uma de cada lado, precisamente quando o arco atinge os 390 metros de corda (figura 24). Para definir o vão do arco não se consideraram as bielas, caso contrário o vão alcançaria os 430 metros, o que faria da Ponte de Krk I, ainda hoje, o recorde mundial.



Fig. 24 – Ponte de Krk na Croácia (1980) [26]

No entanto, em termos oficiais, a ponte de Wanxian na China é a ponte de betão armado com maior arco do Mundo. O arco de 420 metros de corda é formado por um caixão tricelular, tendo sido construído através de um cimbre perdido constituído por uma rede de treliças de tubos metálicos preenchido com betão. Projetado por Li W, foi concluída em 1996. Embora existam pontes metálicas e pontes mistas (betão e aço) com arcos de vão maior, esta continua a ser a ponte em arco totalmente em betão armado com maior vão.



Fig. 25 – Ponte de Wanxian [27]

Em Portugal a ponte de betão armado com arco de maior vão é a Ponte do Infante, com 280 metros de corda, seguida da Ponte da Arrábida com 270 metros, ambas na cidade do Porto. Em terceiro lugar vem a Ponte sobre o rio Zêzere com um vão de 224 metros.



Fig. 26 – Ponte sobre o rio Zêzere [28]

2
DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO

2.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

Tal como descrito no capítulo 1, idealmente a nova travessia uniria a Praça da Ribeira no Porto à Praça "Sandeman" em Vila Nova de Gaia. As duas praças localizam-se sensivelmente em frente uma à outra, nas zonas históricas e típicas destas duas cidades.

2.1.1. PRAÇA DA RIBEIRA

Tem origem medieval e é considerada como uma das praças mais antigas da cidade, sendo mencionada em cartas régias de 1389. Durante vários séculos foi o centro da cidade invicta, ponto de grande atividade económica devido ao porto de rio no seu limite Sul, tendo desempenhado um papel fulcral no desenvolvimento do Porto como cidade comercial.



Fig. 27 - Praça da Ribeira

Em 1491, no rescaldo de um grande incêndio na área, deu-se a primeira grande remodelação da praça, sendo reconstruída com casas com colunas abertas sobre o rio e o piso da mesma lajeado. Posteriormente, no século XVIII, dá-se nova reformulação da praça, com o intuito de lhe conferir um cariz mais monumental e possibilitar o fácil escoamento dos produtos do cais para a zona alta da cidade e vice-versa. Originalmente o plano contemplava uma praça retangular fechada a Nascente, Sul e a Poente e aberta a Norte para as ruas de São João e dos Mercadores. No lado Sul, na Muralha Fernandina seriam abertos arcos que facilitassem o acesso ao cais e à Ponte das Barcas[29].

Este plano acaba por ser desvirtuado e tendo apenas sido implementado nas faces Poente e Norte, com a construção da monumental Fonte da Praça da Ribeira. Na face Sul a muralha viria a ser derrubada em 1821 abrindo a praça ao rio e a Nascente o casario medieval sobreviveu até hoje.

Na década de 80 do século XX intervenções arqueológicas no local puseram a descoberto, no centro da praça, um chafariz do sec. XVII que fora substituído pela Fonte da Praça da Ribeira. O chafariz viria a ser reconstruído no local e coroado por uma peça do escultor portuense José Rodrigues, conhecida localmente por "Cubo da Ribeira" e que hoje em dia dá nome à praça, informalmente conhecida por "Praça do Cubo".

Na continuidade da Praça da Ribeira surge, na ligação com o rio, o Cais da Estiva e o Cais da Ribeira. Intensamente ligados à atividade portuária, como se pode verificar nas arcadas do início do século XIX, no cais da Ribeira, inspiradas nas Galerias Adelphi londrinas, e que pela sua raridade constituem um núcleo ímpar na arquitetura portuense [30].

Após a construção do porto de Leixões e da Praça Nova, atual Praça da Liberdade/Avenida dos Aliados, o centro da cidade move-se da Ribeira para Norte o que acaba por marginalizar esta zona histórica, conduzindo-a a uma gradual decadência e degradação. Na década de 70 do século XX, com a candidatura do Centro Histórico a Património da Humanidade é posto em prática pelo Comissariado para a Renovação Urbana da Área da Ribeira/Barredo (CRUARB) um ambicioso plano de recuperação e revitalização. Enquadrados neste renascimento da Ribeira, surgem numerosos bares e restaurantes, tornando esta zona um pólo de animação noturna além de uma das principais referências para quem visita o Porto [31].

Atualmente, toda esta zona está incluída na Área Património Mundial da Humanidade da UNESCO e insere-se no Porto histórico, onde o casario colorido se encavalita colina acima, entrecortado por pequenos largos, escadas e vielas, constituindo os resquícios da cidade medieval e um postal ilustrado da cidade invicta.

2.1.2. LARGO MIGUEL BOMBARDA

Embora a toponímia oficial homenageie o médico e republicano português, Miguel Bombarda, popularmente este largo é conhecido como Praça "Sandeman". Tal deve-se à presença no lado Sul da praça de um edifício, sede da casa Sandeman & Cª, e principalmente ao seu painel publicitário no topo do edifício que domina toda a praça. No edifício está alojado um museu que retrata a história da produção de Vinho do Porto pela casa Sandeman.



Fig. 28 - Largo Miguel Bombarda popularmente conhecido por Praça Sandeman

Vila Nova de Gaia, em particular a colina situada em frente à ribeira portuense, é conhecida por ser o local tradicional onde se armazenavam os Vinhos do Porto, para o adequado envelhecimento e posterior exportação através da cidade do Porto. As caves onde o Vinho era armazenado tornaram-se um dos símbolos turísticos da cidade, em conjunto com os barcos rabelos, onde o vinho era transportado desde o Alto Douro vinhateiro.

Nos últimos anos, com a inauguração em 2003 do "Cais de Gaia", espaço de restauração e animação noturna, e do impulso devido aos cruzeiros turísticos através do Douro esta zona ganhou nova dinâmica, muito associada também à panorâmica que oferece sobre a cidade do Porto.

2.2. CARACTERÍSTICAS DO LOCAL

Embora as duas praças pareçam os locais de eleição para a implantação dos encontros da nova travessia, importa analisar as características de cada uma das margens e do rio dos pontos de vista topográfico, geológico, hidrológico, urbano e de navegação. Estes conhecimentos são fundamentais para escolher a melhor solução possível.

2.2.1. TOPOGRAFIA

Através das Câmaras Municipais do Porto e de Vila Nova de Gaia foi possível obter os elementos topográficos caracterizadores destes locais, que podem ser encontradas no anexo A.1.

Conforme descrito anteriormente as duas praças apresentam sensivelmente uma cota altimétrica semelhante. Importa realçar no entanto que, quer em ambas as praças quer nos cais contíguos o terreno não é perfeitamente plano. Do lado portuense a Praça da Ribeira tem uma cota de 4,15 metros na zona marginal e chegando aos 8 metros no extremo Norte, na ligação com a Rua de São João. Por outro lado, ao longo do cais da Estiva, as cotas vão crescendo à medida que se avança para jusante, apresentando 5,55 metros de cota no local onde hoje se erguem equipamentos de restauração junto à base do Muro dos Bacalhoeiros. Deste ponto ao rio distam cerca de 40 metros, e a cota no final é 4,25 metros. Esta localização no Cais da Estiva seria, depois da Praça da Ribeira, a que mais facilmente permitiria acomodar os encontros da nova ponte.

No lado oposto, no largo Miguel Bombarda, o extremo Norte do cais tem de cota 3,90 metros. Este ponto dista cerca de 30 metros da Avenida Diogo Leite que limita o largo a Norte, e onde a cota é 4,05 metros.

2.2.2. GEOLOGIA

Embora as duas Câmaras Municipais tenham fornecido os dados geológicos de que dispunham nomeadamente, a Carta Geológica de Gaia e a Carta Geotécnica do Porto, disponíveis no anexo A.2, as informações não são muito precisas e não permitem uma caracterização rigorosa do terreno. Analisando as Cartas Geológicas e Geotécnicas de Gaia e Porto é possível concluir que na ribeira do Porto existem solos residuais graníticos compactos como também maciços rochosos de muito fraca qualidade, onde o granito de grão médio ou médio a fino impera. Em Gaia, apenas se pode concluir que a zona é constituída por granito de grão médio. Ainda no Porto, foi possível confirmar a existência do rio da Vila, um afluente do rio Douro atualmente canalizado, que nasce na zona da Praça Marquês de Pombal, e no seu troço final corre ao longo da Rua Mouzinho da Silveira e Rua de São João e desagua no centro da Praça da Ribeira. A presença deste rio provoca efeitos negativos nos solos da Praça da Ribeira que, por serem aluvionares, possuem resistência muito inferior.



Fig. 29 - Vista da Praça da Ribeira a partir de V. N. de Gaia, sendo claramente visível a foz do Rio da Vila

Em relação ao leito do rio foi impossível obter informações precisas sobre a área em estudo. A Administração dos Portos do Douro e Leixões disponibilizou os seus dados sobre sondagens efetuadas no troço final do Douro mas que distavam várias centenas de metros da zona em análise. De acordo com informação fornecida pelo engenheiro Adão da Fonseca, apesar da ausência de estudos profundos, o leito do Douro nesta área é fundamentalmente rochoso, existindo pequenos aterros pontuais.

Estas informações são no entanto bastante genéricas e imprecisas pelo que seria necessário recorrer a novos e extensos levantamentos geológicos para garantir uma correta caracterização do subsolo antes de ser possível avançar com um projeto final para esta nova travessia.

2.2.3. HIDROLOGIA

O rio Douro é o rio português mais caudaloso. Informações recolhidas através do Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos (IPTM) indicam que o Douro apresenta um caudal médio de 714 m^3/s, caudal que em média é ultrapassado durante 10 dias por ano de 3200 m^3/s e caudal de cheia, em 1909, de 19500 m^3/s.

Por outro lado, através da dissertação de mestrado de Alves Ribeiro [4], foi possível obter a carta com as profundidades do rio Douro neste troço, disponibilizado no anexo A.3. Na zona entre as duas ribeiras o rio Douro não apresenta depressões consideráveis, sendo a sua profundidade da ordem dos 10 metros e sensivelmente constante.

Estas duas informações são da maior importância devido à decisão de a ponte ser em arco, partindo este do leito do rio.

2.2.4. INSERÇÃO URBANA

Da maior relevância nesta nova travessia é a inserção urbana da mesma. Por se localizar numa zona de elevado valor patrimonial, paisagístico e sobretudo histórico, interessa que a ponte seja bem conseguida do ponto de vista estético. Além de sóbria não deve retirar a panorâmica de uma margem para a outra nem desviar a atenção da zona histórica. Por outro lado, por ser de natureza pedonal, é necessário especial cuidado no que diz respeito a pavimentos, guarda-corpos e iluminação.

Por outro lado em ambas as margens existem pequenas rampas de acesso ao rio que convém preservar ou, caso não seja possível, criar uma alternativa.

Devido à natureza pedonal da ponte são de considerar os eventos sociais que marcam a agenda da envolvente para melhor prever o tipo e frequência do seu uso. Embora por norma as duas margens do rio sejam bastante frequentadas, a densidade de pessoas no espaço público não é muito elevada. No entanto, alguns eventos específicos, nomeadamente a noite de São João, de 23 para 24 de junho, são caracterizados por multidões nesta zona, pelo que importa dimensionar a ponte para esta utilização.

2.2.5. NAVEGABILIDADE

O Rio Douro e em especial o transporte por esta via, assume particular importância para a economia das duas margens e especialmente de numerosas povoações localizadas a montante, pelo que é fundamental não restringir o tráfego fluvial, o que implica manter as atuais características do Canal de Navegação do Douro inalteradas.

O Canal de Navegação do Douro tem atualmente cerca de 200 km de extensão, prolongando-se desde o Oceano Atlântico até à foz do Rio Águeda, no Douro Internacional, e permite a navegação de navios até 2500 toneladas e com altura até 11,8 metros, limite devido à cota do banzo inferior da Ponte Luís I [32]. O canal tem uma largura variável entre 30 e 60 metros dependendo da natureza do leito, rochoso ou aluvionar, respetivamente. Assim, a ponte deve garantir uma zona livre de pelo menos 30 metros e altura livre de 11,8 metros.

2.3. IMPLANTAÇÃO DA PONTE

O traçado da ponte, quer em planta quer em perfil, necessita de especial atenção. Em planta, como já descrito, surge como opção ideal a ligação entre as duas praças. No entanto, como as características dos locais tornam evidente, é necessário evitar a Praça da Ribeira como local de implantação, essencialmente devido à existência do rio da Vila, uma vez que exigiria a dispendiosa alteração do seu curso, e pela má qualidade dos solos no local.

Após a consideração de várias alternativas para o traçado em planta (apresentadas no anexo A.4) e o estudo do perfil do rio em cada uma delas, optou-se pelo traçado representado na figura 26, onde a ponte parte do Largo Miguel Bombarda em Vila Nova de Gaia, no enfiamento da Rua Cândido dos Reis, seguindo o alinhamento da mesma até ao Cais da Estiva, na cidade do Porto.



Fig. 30 – Traçado proposto para a nova travessia





Fig. 31 e Fig. 32 - Locais de implantação dos encontros no Porto e V.N. Gaia, respetivamente.

A implantação proposta na figura 30 implica o atravessamento num local em que o rio apresenta uma largura de 235 metros. Assim é possível utilizar o Cais da Estiva, no lado portuense, e do lado de Gaia o Largo Miguel Bombarda e a marginal adjacente para construir as transições da margem para o tabuleiro. O perfil do leito do rio, neste ponto, também é favorável tendo uma profundidade máxima de 10,4 metros e sendo sensivelmente constante, conforme se constata na figura 33.

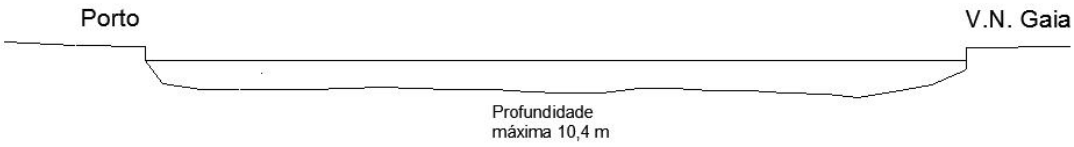


Fig. 33 – Perfil do rio Douro na secção em análise

Relativamente ao perfil da ponte, impunha-se a manutenção do canal navegável e, conforme descrito anteriormente, a utilização de um arco abatido de betão armado como solução estrutural. Também desde o início do projeto foi pensada a utilização do arco com "pés molhados" ou seja, partindo do leito do rio. Esta solução, por um lado, permite que a ponte se integre nas restantes através do arco, mas rompa com a tradição portuense de arcos de margem a margem.

Desta forma, concluiu-se que um arco abatido de cerca de 180 metros de corda e com aproximadamente 25 metros de flecha partindo do leito do rio permitiria manter um troço central de 60 metros elevado a mais de 11,8 metros do nível médio das águas mantendo o canal de navegação do Rio Douro com as características que anteriormente apresentava. A figura 34 ilustra esta solução.

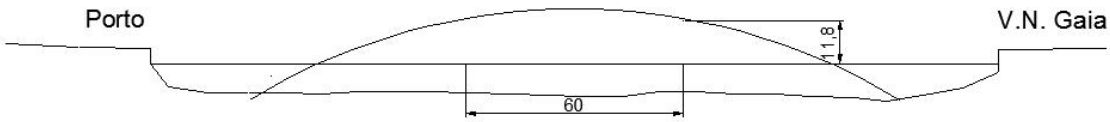


Fig. 34 – Esquema inicial do perfil do arco

2.4. CONCEÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA

Além da funcionalidade estrutural é primordial o estudo de uma solução bem conseguida esteticamente. Partindo do pressuposto definido pela forma do arco já descrita, foram estudadas diversas alternativas, como se apresenta no anexo A.5, sendo finalmente escolhida a representada na figura 35.

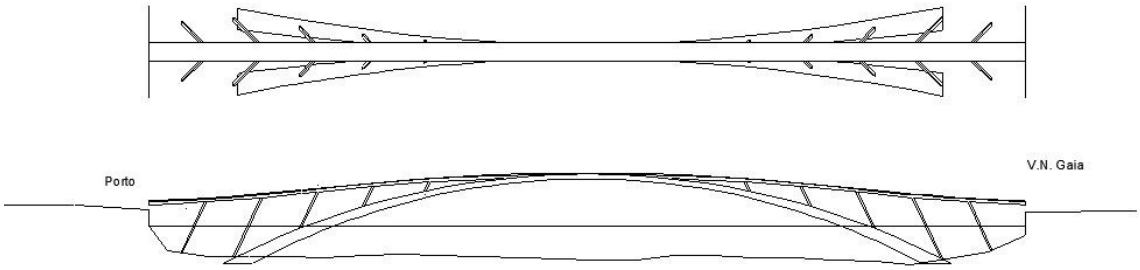


Fig. 35 – Alçado lateral e vista de topo da estrutura

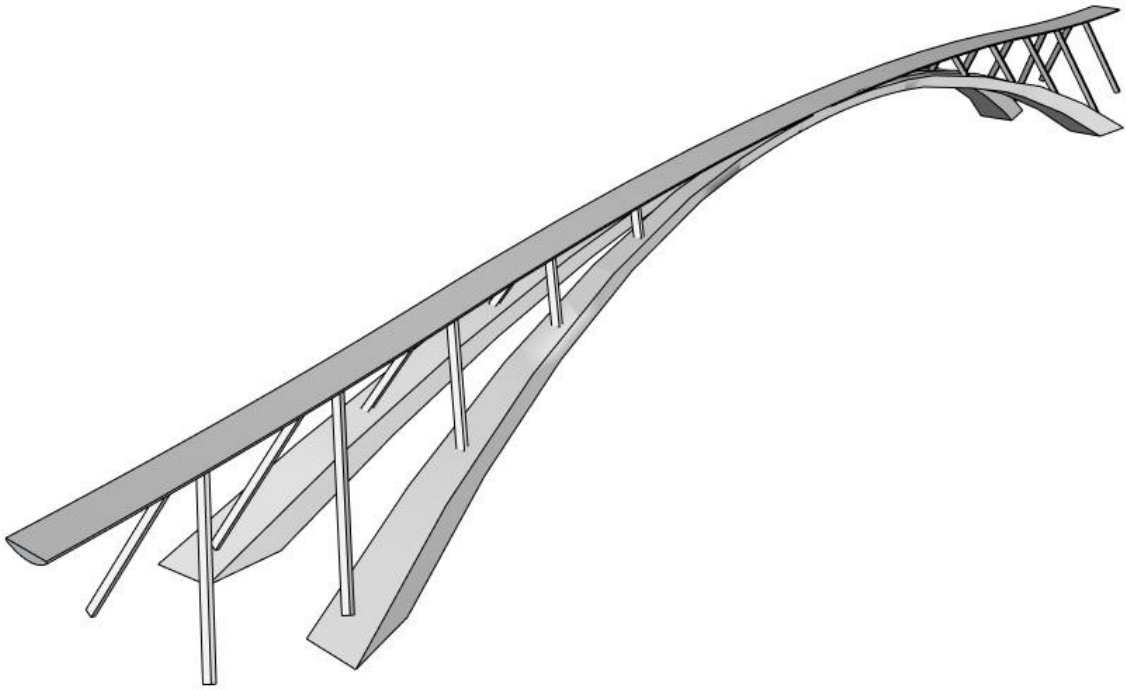


Fig. 36 – Perspetiva tridimensional da estrutura

A estrutura caracteriza-se por dois arcos de vão 179,5 metros e flecha 24 metros. Na base os arcos encontram-se afastados de 12 metros entre eixos e nos 50 metros centrais estão unidos. Apresentam secção variável, diminuindo à medida que se avança para o meio vão, tendo na base 5,5 metros de largura e 3,5 metros de espessura e a meio vão, onde o tabuleiro e arco se encontram unidos, têm 1,5 de espessura e 5 metros de largura.

O desenho do arco poderia ser refinado, de modo que o seu eixo acompanhe as tensões de compressão. Deste modo evitar-se-ia o surgimento de momentos fletores sob a ação das cargas permanentes que tornam excêntrico o esforço de compressão resultante [33]. No entanto a complexidade e tempo

necessário para tal obrigaram a considerar um desenho simplificado, seguindo um arco de circunferência perfeito.

O tabuleiro tem uma largura constante de 5 metros, de forma a possibilitar a travessia confortável dos peões, permitindo de forma fácil o cruzamento entre os mesmos. Apresenta uma secção constante com espessura mínima de 0,20 metros nas extremidades e 1 metro no centro, conforme se indica na figura 37. Na mesma figura é possível identificar a presença de aligeiramentos circulares, tendo os dois mais centrais 58 centímetros de diâmetro, os dois seguintes 44 centímetros e os dois externos 25 centímetros. Entre os aligeiramentos e a face externa da secção existe sempre uma espessura mínima de 20 cm de betão. Os aligeiramentos prolongam-se por todo o desenvolvimento do tabuleiro, sempre com a mesma configuração.

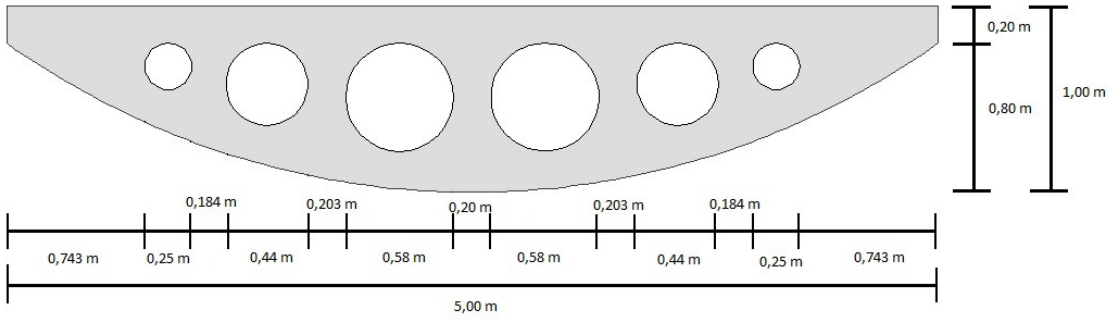


Fig. 37 - Corte transversal do tabuleiro

A 25 metros do meio vão, o tabuleiro inicia a sua fusão com os arcos que nos 6 metros centrais é total. Ao longo da restante extensão o tabuleiro descarrega as suas cargas nos arcos ou no leito do rio através de pares de pilares de secção 0,5 x 1,0 m^2, inclinados em duas direções e espaçados de 15 metros.

No que concerne às ligações entre pilares e o tabuleiro optou-se por uma ligação monolítica nos pilares que transmitem as forças do tabuleiro ao solo. Nos pilares que ligam o tabuleiro aos arcos, devido à sua pequena altura conjugada com a diretriz inclinada e pelo facto de conectarem dois elementos (arco e tabuleiro) comparativamente de rigidez muito superior verificou-se que estavam sujeitos a esforços transversais de grande intensidade o que poderia levar os pilares a quebrar. Para resolver este problema optou-se pela introdução de rótulas na base e no topo dos pilares, impedindo a transmissão de momentos entre as estruturas. Além disso, optou-se por realizar estes pilares em aço em detrimento do betão armado, devendo os pilares posteriormente ser alvo de um acabamento de forma à sua aparência ser similar à restante estrutura, preservando a continuidade estética.

A conjugação da necessidade de no troço central toda a estrutura se elevar a uma cota mínima superior a 11,8 metros, mantendo a navegabilidade do rio, com a obrigatoriedade de cumprir a legislação[3] relativa à acessibilidade de pessoas de mobilidade reduzida (inclinação máxima de 6%) leva a que nos encontros se verifique uma diferença entre o pavimento do tabuleiro e a atual cota da margem de 2,5 metros no lado portuense e de 2,85 metros do lado de Vila Nova Gaia. Para solucionar este problema foi necessário estudar cuidadosamente as acessibilidades, nomeadamente as características das rampas de acesso.

Com o distanciamento em relação ao encontro da ponte, o Cais da Estiva apresenta cotas crescentes, que fazem com o terreno e a rampa fiquem praticamente nivelados a uma distância de cerca de 20

[3] Decreto-Lei nº163/2006 de 8 de agosto [34]

metros. A transição entre a rampa de acesso e o terreno é assegurada por uma escadaria que, além de assegurar a acessibilidade, possibilita a existência de um espaço lúdico através da criação de uma bancada em que as pessoas se podem sentar e contemplar a vista para a Praça da Ribeira e a Ponte Luís I.

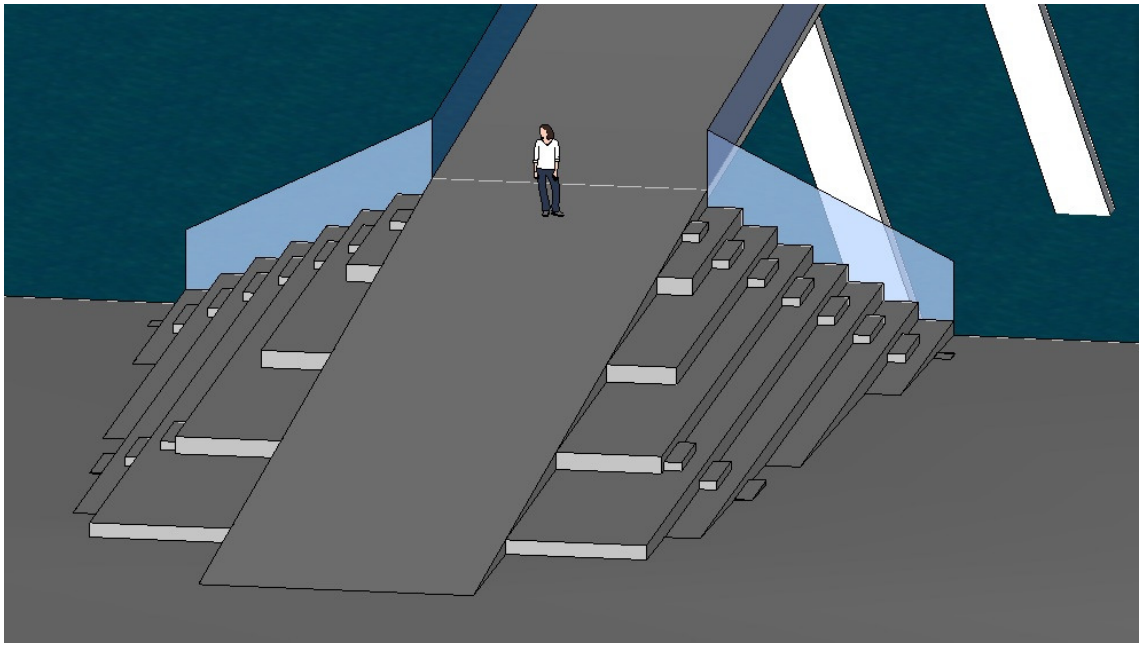


Fig. 38 - Acesso ao tabuleiro a partir do Cais da Estiva, Porto

No lado de Vila Nova de Gaia, uma vez que o terreno é menos desnivelado, a inclusão de um acesso semelhante ao do lado portuense levaria ao prolongamento do mesmo por uma grande extensão, cortando a Avenida Diogo Leite e continuando pelo Largo Miguel Bombarda. Foram estudadas várias hipóteses para este encontro, tendo-se optado por uma solução utilizada em diversas pontes pedonais, nomeadamente na Ponte Zubizuri em Bilbao [35]. No encontro com o terreno surge uma plataforma que se prolonga em balanço, formando uma varanda sobre a marginal de Gaia. Dessa plataforma surge, para montante, uma escadaria e uma rampa. A rampa de acesso estende-se ao longo da marginal, prolongando-se cerca de 30 metros para montante, onde se localiza uma pequena plataforma e a rampa inflete para jusante até se encontrar com o terreno, permitindo a acessibilidade dos cidadãos de mobilidade reduzida. De realçar a transparência da solução obtida, que permite manter desimpedidas as vistas para a cidade do Porto e ainda assumir-se como um miradouro privilegiado. Por outro lado, face ao grande desenvolvimento da rampa e da escadaria, consegue-se uma solução discreta que não ofusca a própria ponte.

No anexo A.10 são apresentados alçados e a planta da solução final.

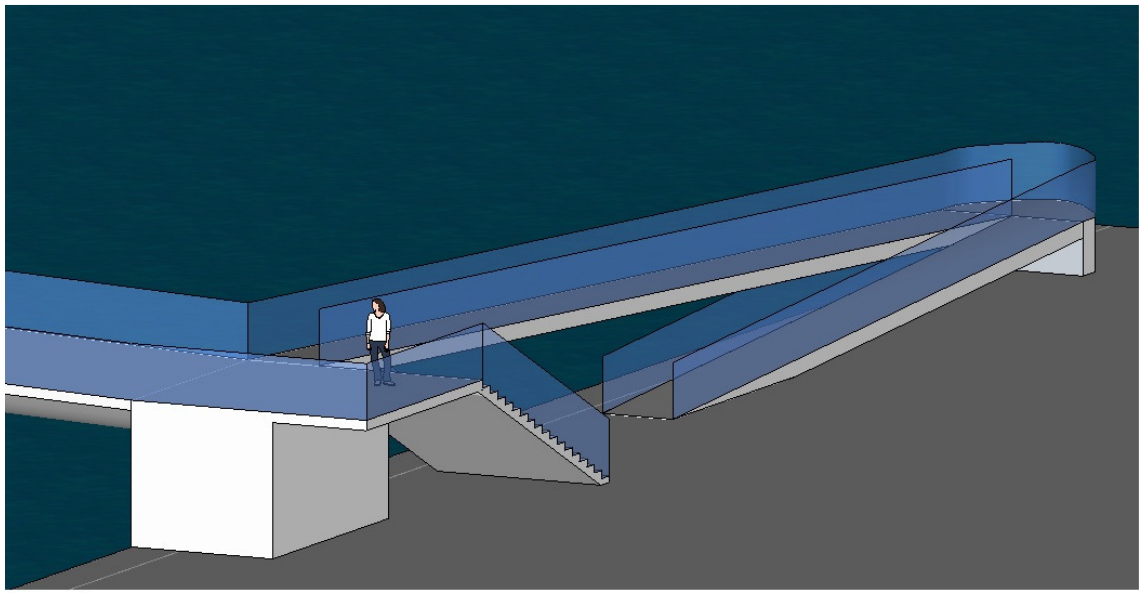


Fig. 39 - Acesso do lado de V.N. Gaia, perspetiva vista de jusante

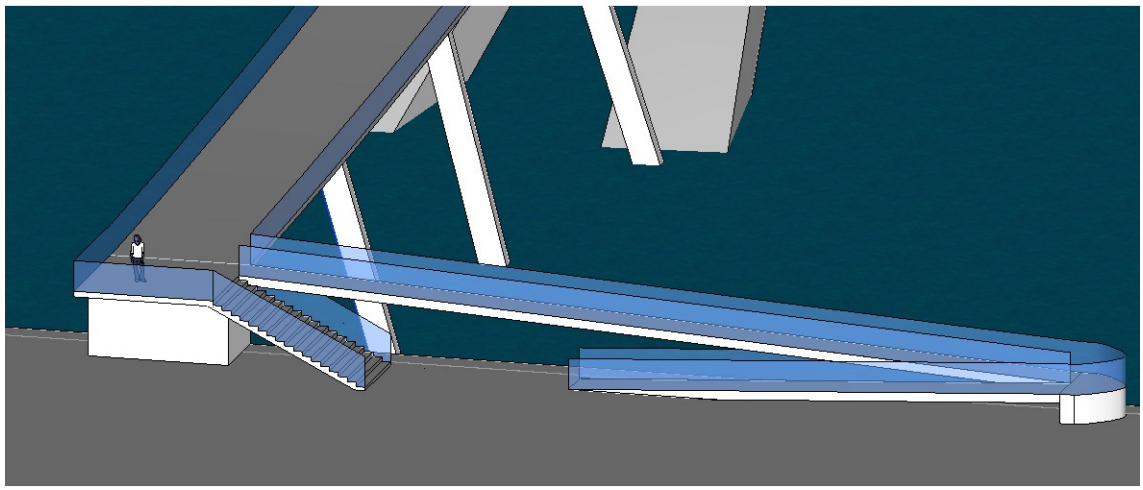


Fig. 40 - Acesso do lado de V. N. de Gaia, perspetiva vista de montante

3
MATERIAIS

3.1. DESCRIÇÃO GERAL

Os materiais a utilizar no projeto são em grande medida influenciados pela solução técnica adotada. No entanto, os objetivos programáticos da própria obra e a própria opção do projetista também condicionam a escolha dos mesmos. Neste caso, a opção estrutural inicial por uma estrutura em arco em betão armado condiciona largamente esta seleção. Por outro lado, a própria inserção da obra no casco histórico, tal como referido no capítulo 2.2.4., pressupõe a utilização de um leque de materiais de maior nobreza devido à preponderância da estética. Além disso, soma-se a necessária consideração das propriedades dos materiais, do custo e da funcionalidade dos mesmos.

Com estes objetivos em mente, foram selecionados os seguintes materiais para a composição dos principais componentes da nova travessia:

- Betão armado para a estrutura: arco, tabuleiro, pilares exteriores e fundações;
- Pedra natural, granítica, para o pavimento;
- Aço para os pilares centrais;
- Vidro para os guarda-corpos.

3.2. BETÃO ARMADO

O betão armado surge no século XIX e, assume-se desde aí, como um dos elementos fundamentais da construção. Este material resulta do reforço do betão, usualmente através de armaduras de aço, embora possam ser utilizados outros materiais.

O betão é um material composto, essencialmente formado pela mistura de agregados, um ligante e água. Dependendo do tipo de betão a produzir podem também ser adicionados adjuvantes e a própria proporção ou traço de cada um dos constituintes variará. Usualmente os agregados utilizados são a brita como agregado grosso e areia como agregado fino, cimento Portland como ligante e os adjuvantes são extremamente variados, podendo ir de cinzas volantes a escória de ferro.

Não obstante as suas características serem variáveis caso a caso, podem-se considerar certas características como usuais e preponderantes:

- Elevada resistência à compressão;
- Resistência à tração comparativamente muito reduzida (usualmente da ordem dos 10% da resistência à compressão;

- Boa trabalhabilidade, enquanto fresco é muito moldável o que possibilita a sua utilização para, virtualmente, a concretização de qualquer peça;
- Influência do tempo nas suas características mecânicas, a sua resistência cresce com a idade, principalmente nos primeiros dias. Além disso, os fenómenos de retração e fluência aumentam com a idade do betão.

Tabela 1 – Classes de resistência do betão e respetivos valores característicos de tensão de rotura à compressão f_{ck} [MPa], valores médios de resistência à tração f_{ctm} [MPa] e valores característicos de tensão de rotura à tração f_{ctk} [MPa] [36]

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 2 – Modulo de elasticidade secante Ecm [GPa] em função da classe de resistência do betão [36]

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

A introdução de armaduras de aço melhora as propriedades do conjunto, o betão armado. Usualmente as armaduras têm a forma de varões mas o uso de fios, redes ou armaduras especiais é também possível. No subcapítulo seguinte serão abordadas as características do aço importando aqui apenas realçar as características mais importantes das armaduras ordinárias usuais, descritas na tabela 3.

Tabela 3 – Características das diferentes classes de aço de armaduras ordinárias [36]

Tipos correntes de armaduras ordinárias

Designação	Processo de fabrico	Configuração da superfície	Características de aderência	Características mecânicas						
				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 ⩽ 18	18 < Ø ⩽ 25	25 < Ø ⩽ 32	32 < Ø ⩽ 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	Endurecido a frio	Rugosa	Alta	400	460	12	3 Ø [7]	6 Ø	8 Ø	10 Ø	12 Ø
A400 EL	Endurecido 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	Endurecido 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 este projeto adotou-se a classe de betão C50/60 que possui 50 MPa como tensão de rotura à compressão e um módulo de elasticidade de 37 GPa, enquanto que no que diz respeito às armaduras optou-se por varões de aço A500 NR.

3.3. Aço

O aço[4] é atualmente um dos materiais mais produzidos à escala global e o seu espectro de utilização é muito vasto, incluindo a construção civil. É utilizado, quer como material de construção em edifícios,

[4] O aço é uma liga produzida através da adição de uma pequena percentagem de carbono ao ferro, o que altera as características deste último.

Aceita-se atualmente que o fabrico de ferro tenha-se iniciado por volta de 2000 a.C., na Anatólia, espalhando-se pelo mundo ao longo da época que viria a ser conhecida como Idade do Ferro. Nessa época o ferro era produzido em pequenos fornos, onde o ferro era forjado a quente na forma de barras de ferro, contendo escórias e carvão. Neste período pequenas quantidades de ferro enriquecido com carbono eram já fabricadas.

Após o final do Império Romano a produção de ferro estabiliza não se conhecendo grandes inovações até ao inicio do século XV, onde o desenvolvimento técnico possibilita o fabrico de um liquido ferroso rico em carbono, o ferro fundido. Este novo material viria a ser extremamente utilizado.

Apenas no final do século XVIII, é completamente entendido o papel da quantidade de carbono nas características finais das ligas metálicas distinguindo-se entre ferro, ferro forjado, ferro fundido e aço através da percentagem de carbono e método de fabrico. Com a Revolução Industrial o fabrico do aço sofre um crescimento exponencial, tornando-se na liga metálica mais utilizada. Desde então o aço substituiu o ferro na quase totalidade das utilizações e é atualmente a liga metálica mais importante e de aplicação mais extensa.

pontes e coberturas por exemplo, quer como elemento estrutural em armaduras e estruturas mistas, e em diversas outras atividades sendo o material constituinte de navios, automóveis, ferramentaria, armamento, maquinaria condutas de transporte, etc.

O aço é, de modo simplificado, uma liga metálica formada por ferro e uma pequena percentagem de carbono. A baixa percentagem de carbono, entre 0,1 a 2%, torna-o um material com elevada ductilidade.

A variação da percentagem de carbono na constituição do aço, adição de outros componentes e o tratamento do mesmo permite uma alteração das características mecânicas do mesmo, adaptando-o facilmente às necessidades pontuais. Outra grande vantagem do aço é o seu custo relativamente baixo quando comparado com as demais ligas metálicas uma vez que a matéria-prima, ferro, é extremamente abundante, existindo numerosas jazidas de ferro ricas, puras e de fácil exploração e o seu fabrico é também ele económico e simples.

Por outro lado, a sua plasticidade permite facilmente criar peças de geometria complexa e a experiência acumulada permite prever facilmente o seu comportamento, reduzindo custos de projetos e prazos de colocação em mercado.

É de realçar ainda a pré-fabricação do aço, o que permite assegurar a qualidade do produto final uma vez que o ambiente e os processos de fabrico são controlados por completo.

Entre as suas características mais relevantes destacam-se elevadas resistência (variando de 360 MPa a 550 MPa nos aços correntes e chegando a 1850 MPa nos aços de alta resistência), peso volúmico (7850 kg/m^3) e módulo de elasticidade (210 GPa nos aços correntes). Deste modo, embora o seu peso volúmico seja elevado, a sua grande residência permite criar peças e estruturas leves e esbeltas. Ainda é de salientar a sua homogenia a nível macroscópico e principalmente a sua isotropia, ou seja as suas propriedades e resposta do material são independentes da direção considerada e se se trata de compressão ou tração.

No entanto o aço apresenta algumas características menos positivas, por exemplo o seu comportamento face a variações de temperatura e à presença de agentes corrosivos. No que diz respeito a variações de temperatura é de realçar o facto de o aço possuir o mesmo coeficiente de dilatação linear do betão. Além disso a sua capacidade resistente e a sua rigidez sofrem reduções muito importantes com o aumento significativo de temperatura.

Relativamente à corrosão o aço é também bastante suscetível. Na presença de elementos quimicamente agressivos e humidade o aço fica sujeito à reação química de corrosão, que se caracteriza por um aumento de volume e redução da secção efetivamente resistente. Este fenómeno, a menos que seja interrompido através de medidas específicas, prolonga-se indefinidamente no tempo até destruir por completo o aço. Este fenómeno pode ser combatido através de pinturas/revestimentos protetores ou a adição de constituintes à liga metálica criando aços de alta resistência.

Particularmente neste projeto, pelo facto de se estar na presença de uma ponte, localizada a poucos quilómetros do oceano a corrosão e as medidas de proteção são fundamentais.

Conforme referido em 3.2 as armaduras serão realizadas em A500 NR e os pilares metálicos em Fe 355.

3.4. GRANITO

O granito é um material que ocorre na natureza sendo classificado como rocha ígnea, ou seja, resulta da consolidação em profundidade de magma derretido. Os seus maiores constituintes são o quartzo, feldspato e mica.

Usualmente é uma pedra maciça e dura, com uma resistência à compressão por norma superior a 200 MPa. Ocorre em diversas cores e com grão que varia de fino a grosseiro, dependendo da proporção relativa dos minerais constituintes e do tipo da consolidação do magma.

Desde sempre que a alvenaria de pedra e, nos locais onde ocorre, de granito tem sido muito usada na construção pelo homem, desde a pré-historia e os momentos megalíticos à atualidade e o seu uso quer como elemento construtivo quer como revestimento.

Na cidade do Porto, uma cidade localizada numa região granítica por excelência, o granito sempre fez parte da construção na cidade, como atesta todo o Centro Histórico do Porto. Além disso tradicionalmente em Portugal, e especialmente no Porto o pavimento das artérias das cidades é feito com recurso a pavimento de pedra, ou em mosaico granítico, vulgo "paralelo" ou em lajedo de pedra em áreas mais antigas e de características mais pedonais.

Assim, para reforçar a conexão entre a ponte e as margens foi decidido utilizar pavimento em lajedo de pedra natural granítico, de estereotomia[5] e cor semelhantes à utilizada na zona da ribeira do Porto. Após pesquisa nas várias possibilidades oferecidas pelo mercado optou-se por um sistema inovador definido por um compósito formado por uma laje de pedra natural colada através de uma cola especial a um betão de alta resistência finalizado por uma malha resistente de fibra de vidro. Este sistema permite manter a aparência exterior de pedra natural enquanto as camadas inferiores aumentam a durabilidade, dureza e resistência da laje e tornam a laje impermeável além no global ter uma espessura inferior à necessária tradicionalmente o que se traduz numa redução de peso [37].

Escolheu-se assim o modelo Unicabycupa, de dimensões 60 x 40 cm e espessura 6 cm, cuja ficha técnica se encontra disponível no anexo A.6. A fixação das diferentes lajes à ponte é realizada através de uma pequena camada de argamassa.

3.5. VIDRO

O vidro[6] apresenta como principais características a transparência ou permeabilidade à luz, a dureza, durabilidade, baixa condutividade térmica e elétrica, ser impermeável a fluidos, ser fabricado

[5] Estereotomia refere-se à arte ou técnica de cortar ou dividir com rigor materiais de construção. Neste contexto designa o desenho formado pelo mosaico de lajes de pedra que formam o pavimento.

[6] O vidro é uma substância inorgânica e amorfa obtida através do arrefecimento de uma massa líquida, usualmente à base de sílica.

É um oxido metálico de elevada dureza, inerte e biologicamente inativo que facilmente é fabricado com superfícies lisas e impermeáveis.

Não possui fórmula química ou ponto de fusão visto que resulta de diferentes composições, sendo usualmente obtido através da fusão a cerca de 1250 ºC de dióxido de silício, carbonato de sódio e carbonato de cálcio, além de outros constituintes dependendo do tipo de vidro que se pretende produzir, sendo apenas maleável quando fundido.

utilizando recursos muito abundantes na natureza e ser reciclável, além da sua versatilidade de utilização.

Por outro lado, apresenta algumas desvantagens, a sua fragilidade e consequente dificuldade de manipulação, preço mais elevado que outros materiais de construção concorrentes, peso relativamente elevado.

Inicialmente a função do vidro limitava-se quase em exclusivo a atuar como barreira protetora, que possibilita-se a abertura para o exterior mas protegendo o interior das habitações das condições ambientais. Atualmente a sua função evoluiu e embora a utilidade inicial ainda se mantenha surgem novas utilizações, como através da conjugação com polímeros criando por exemplo, fibra ótica, suporte atual das telecomunicações ou fibra de vidro, largamente utilizado na indústria, por exemplo naval ou automóvel.

De igual modo, o avanço tecnológico permitiu alterar as características do vidro, adaptando-o aos usos desejados e tornando-o num dos materiais de construção mais largamente utilizados, e uma das bases da arquitetura moderna.

Deste modo, atualmente podemos diferenciar, dentro dos vidros mais utilizados em construção civil, vários tipos de vidro, o vidro temperado, o vidro laminado[7] e o vidro aramado.

Neste caso, optou-se por utilizar vidro laminado nas guardas da ponte, uma vez que este vidro que além da transparência do material e do seu efeito estético oferece resistência adicional contra vandalismo ao que se soma a proteção contra ferimentos e queda de estilhaços.

Historicamente, a data provável da descoberta do vidro remonta a 4000 a.C., provavelmente por acidente. As civilizações Egípcia e Fenícia foram as primeiras a dominar a técnica de sopro de vidro.

[7] O vidro laminado é um vidro composto por duas ou mais lâminas de vidro unidas por películas de polivinil butiral (PVB). Este é um vidro de segurança que em caso de quebra mantém os estilhaços unidos, mantendo a sua integridade e resistência residual até que se proceda à sua substituição. Usualmente é utilizado em locais onde se deseja obter maior segurança, como janelas e vitrinas, onde exista a hipótese de impacto humano direto, como nos para-brisas dianteiros dos automóveis ou onde se queira evitar a queda de vidro quebrado como claraboias e piscinas. Além disso, tem grande capacidade de isolar térmica e acusticamente

4
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

4.1. NORMAS E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento da estrutura foi efetuado tendo como base os regulamentos europeus relativos à construção, designados por Eurocódigos, e sempre que necessário as normas do Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes[8] [38].

As normas europeias utilizadas foram:

- EN1990:2002, Bases para o projeto de estruturas [39];
- EN1990:2003, Anexo A2, Aplicação em pontes (versão em língua inglesa) [40];
- EN1991-1-1:2002, Ações em estruturas: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios [41];
- EN1991-1-4:2005, Ações em estruturas: Ações gerais – Ações do vento [42];
- EN1991-1-5:2009, Ações em estruturas: Ações gerais – Ações térmicas [43];
- EN1991-2:2002, Ações em estruturas: Sobrecargas em pontes (versão em língua inglesa) [44];
- EN1992-1-1:2004, Projeto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios [36];
- EN1992-2:2005, Projeto de estruturas de betão - Pontes em betão - Regras de dimensionamento e detalhe (versão em língua inglesa) [45].

O Eurocódigo 0 indica que o dimensionamento e verificação de segurança deve incluir a averiguação do Estado Limite Último e do Estado Limite de Utilização.

O Estado Limite Último pretende verificar a segurança da estrutura de forma a manter-se estável em situações limite, ou seja o estado que precede o colapso estrutural. Esta verificação obtém-se pela limitação dos esforços atuantes face à resistência da estrutura, sendo as solicitações majoradas e as propriedades dos materiais minoradas através de coeficientes indicados nos Eurocódigos.

[8] Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de maio

Distinguem-se três tipos de combinações para as ações variáveis em função da probabilidade de ocorrência e natureza das solicitações. Esta distinção traduz-se nos diferentes valores dos coeficientes ψ_i.

Tabela 4 – Coeficientes de segurança e de cálculo das diferentes solicitações

	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Peso Próprio	1,35	-	-	-
Corrente do Rio	1,5	0,3	0,2	0,0
Sobrecarga de Utilização	1,5	0,4	0,4	0,0
Vento	1,5	0,3	0,2	0,0
Temperatura	1,5	0,6	0,6	0,5
Ação Acidental	1,0	-	-	-

As ações são classificadas face à prevalência da sua atuação e dividem-se em 3 tipos: ações permanentes (G) ou seja, solicitações devidas a cargas que atuam continuamente sobre a estrutura e onde se incluem o peso próprio e equipamentos fixos, neste caso revestimentos, guarda-corpos, etc; ações variáveis (Q) devidas à sobrecarga de utilização, ação do vento ou da temperatura e ações acidentais (A), que neste caso se considerou a ação de uma cheia semelhante à maior cheia registada.

O valor de cálculo dos esforços é dado, genericamente por:

$$S_{Ed} = \Sigma\gamma_G \times G_{k,i} + \gamma_Q \times [Q_{k,1} + \Sigma_{i=2}^{m}\psi_0 \times Q_{k,i}] \quad (1)$$

E no caso da consideração da ações acidentais:

$$S_{Ed} = \sum G_{k,i} + A \quad (2)$$

Por outro lado é também necessário efetuar uma análise do Estado Limite de Utilização, também chamado Estado Limite de Serviço, onde através das combinações característica, frequente e quase-permanente de ações se pretende garantir que os requisitos de utilização são plenamente satisfeitos, garantindo o comportamento satisfatório da estrutura e a garantia de conforto e sensação de segurança dos utilizadores face às cargas usuais.

A combinação característica ou rara é calculada por:

$$S_{cc} = \Sigma G_{k,i} + Q_{k,i} + \Sigma_{i=2}^{n}\psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (3)$$

a combinação frequente por:

$$S_{cf} = \Sigma G_{k,i} + \psi_{1,i} \times Q_{k,i} + \Sigma_{i=2}^{n}\psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (4)$$

e a combinação quase-permanente, esta de probabilidade mais alta de ocorrer, obtém-se através de:

$$S_{cqp} = \Sigma G_{k,i} + \Sigma_{i=1}^{n}\psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (5)$$

Para avaliar o comportamento da estrutura em Estado Limite de Utilização é efetuado um controlo de tensões na estrutura, conforme indicado no Eurocódigo 2 através das combinações característica e quase-permanente. Além disso é necessário avaliar a deformada máxima, que segundo o Eurocódigo 0, em pontes, deve ser inferior a:

$$\delta = L/600 \quad (6)$$

sob ação da combinação característica. Neste caso optou-se ainda por cumprir também o estipulado no RSA que indica para a combinação frequente de ações o valor da deformada máxima admissível igual a:

$$\delta = L/400 \tag{7}$$

Nestas fórmulas γ_G e γ_Q referem-se aos coeficientes de segurança das ações permanentes e variáveis, respetivamente; $G_{k,i}$ são os valores característicos das ações permanentes; $Q_{k,1}$ o valor devido à ação variável considerada base na combinação em questão; $Q_{k,i}$ os valores característicos das restantes ações variáveis e por fim ψ_0, ψ_1 e ψ_2 os coeficientes de cálculo para as combinações de ELS[9].

4.2. MODELAÇÃO

4.2.1. ANÁLISE COM PROGRAMAS DE CÁLCULO

A análise da nova estrutura foi efetuada com recurso a um programa de cálculo automático. Utilizou-se para isto o software de análise estrutural *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011* através de um modelo numérico global. Esta análise permite dimensionar e analisar a viabilidade da estrutura, obtendo-se os esforços, deslocamentos e deformações devidas aos esforços considerados.

Uma vez que se tratar de uma ponte pedonal será necessário em estudos de pormenor posteriores efetuar uma análise dinâmica da estrutura, de forma a considerar as vibrações induzidas pelo vento e pela utilização pedonal, dado que estas duas solicitações induzem vibrações na estrutura, quer na direção horizontal quer na vertical. Estas vibrações, caso se aproximem das frequências próprias da ponte, podem criar efeitos de ressonância desconfortáveis para os utilizadores como se verificou na Millenium Bridge de Londres e que, em última análise, podem levar ao colapso da própria ponte, caso da célebre Tacoma Narrows Bridge [46]. No entanto, ao contrário por exemplo da Millenium Bridge, uma vez que o tabuleiro possui uma massa significativa pode-se considerar estes efeitos menos problemáticos e que, caso se vierem a verificar, poderão ser resolvidos através da inclusão de amortecedores de massa sintonizados (TMD[10]) ou amortecedores viscosos (VD[11]).

O recurso a uma análise linear é possível se existir uma relação também linear entre as solicitações e a resposta da estrutura. Para tal é necessário considerar que as cargas se mantêm constantes durante a deformação da estrutura, que as deslocamentos são pequenos e que nos materiais a tensão será proporcional à deformação, ou seja, seguem a Lei de Hooke.

4.2.2. MODELAÇÃO EM ROBOT

No modelo global foi considerado o eixo *X* como representando a direção longitudinal, o eixo *Y* a transversal e o eixo *Z* a vertical. Toda a modelação foi realizada recorrendo a elementos finitos do tipo barra, que representam tridimensionalmente a estrutura de forma a corretamente estudar os esforços e deformações instaladas face às ações a que a nova travessia seria sujeita.

A modelação do tabuleiro da nova ponte é efetuada através de um "modelo em espinha", conforme ilustrado na figura 41. Neste modelo à barra central são atribuídas as características do tabuleiro, ou seja, a área transversal e os momentos de inércia de flexão e de torção. Estas características foram

[9] ELS - Estado Limite de Serviço ou de Utilização

[10] Tunned Mass Dampers

[11] Viscous Dampers

obtidas através do software *Fagus-4* da *Cubus* e são apresentadas na tabela 5, sob a denominação "tabuleiro". As barras laterais, infinitamente rígidas e de massa nula, permitem simular diferentes casos de carregamento, nomeadamente os que geram torção no tabuleiro. Cada uma das barras centrais possui 1 metro de comprimento e segue o alinhamento dos sucessivos centros de gravidades do tabuleiro, enquanto cada uma das barras laterais possui 2,5 metros de comprimento.

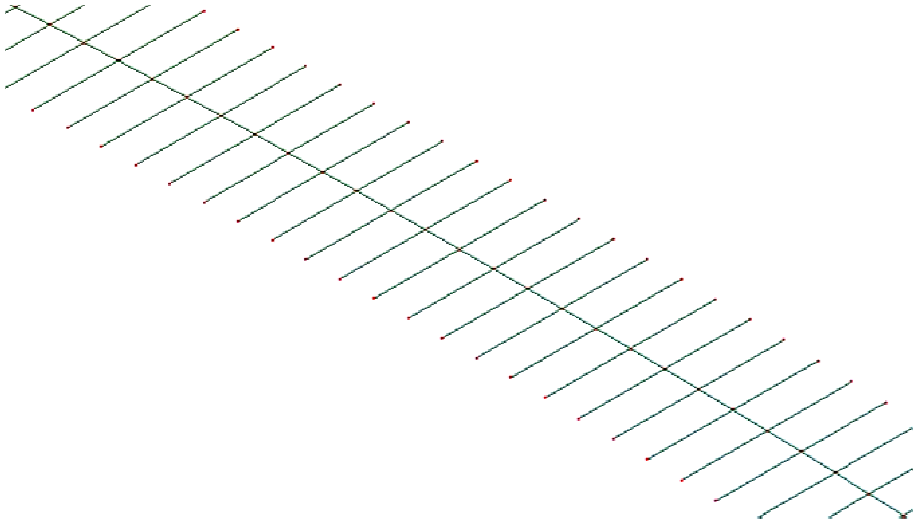


Fig. 41 - Modelo de cálculo do tabuleiro

Cada um dos arcos é caracterizado através de uma sucessão de elementos em barra alinhados segundo os sucessivos centros de gravidade das secções e de comprimento 1 metro. Face à sua geometria complexa, com diminuição das secções à medida que estas se aproximam do meio vão, optou-se por definir a secção através da função *tapered*. Nos 125 metros centrais a secção dos arcos é cheia enquanto na restante extensão é oca e possui 1,25 metros de espessura da parede da secção. A tabela 5 apresenta as dimensões consideradas na modelação dos arcos.

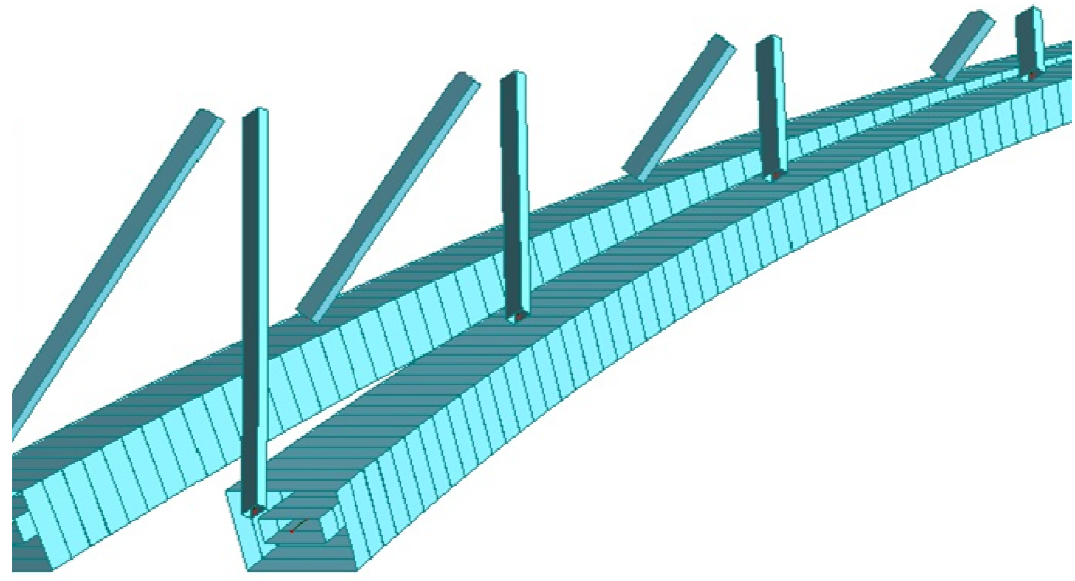


Fig. 42 - Modelo de cálculo dos arcos e pilares

Tabela 5 - Dimensões utilizadas na modelação dos arcos

Secção	h_i (m)	b_i (m)	h_f (m)	b_f (m)	e_i (m)	e_f (m)
25_26	3,6239	5,6008	3,5708	5,5288	1,25	1,25
26_27	3,5708	5,5288	3,5184	5,4576	1,25	1,25
27_28	3,5184	5,4576	3,4650	5,3870	1,25	1,25
28_29	3,4650	5,3870	3,4142	5,3185	1,25	1,25
29_30	3,4142	5,3185	3,3640	5,2479	1,25	1,25
30_31	3,3640	5,2479	3,3146	5,1795	1,25	1,25
31_32	3,3146	5,1795	3,2658	5,1117	1,25	1,25
32_33	3,2658	5,1117	3,2178	5,0445	1,25	1,25
33_34	3,2178	5,0445	3,1704	4,9781	1,25	1,25
34_35	3,1704	4,9781	3,1237	4,9124	1,25	1,25
35_36	3,1237	4,9124	3,0777	4,8473	1,25	1,25
36_37	3,0777	4,8473	3,0323	4,7829	1,25	1,25
37_38	3,0323	4,7829	2,9877	4,7192	1,25	1,25
38_39	2,9877	4,7192	2,9437	4,6563	1,25	1,25
39_40	2,9437	4,6563	2,9003	4,5938	1,25	1,25
40_41	2,9003	4,5938	2,8576	4,5321	1,25	1,25
41_42	2,8576	4,5321	2,8155	4,4711	1,25	1,25
42_43	2,8155	4,4711	2,7741	4,4107	1,25	1,25
43_44	2,7741	4,4107	2,7333	4,3603	1,25	1,25
44_45	2,7333	4,3603	2,6932	4,3213	1,25	1,25
45_46	2,6932	4,3213	2,6541	4,2833	1,25	1,25
46_47	2,6541	4,2833	2,6148	4,2444	1,25	1,25
47_48	2,6148	4,2444	2,5762	4,2077	1,25	1,25
48_49	2,5762	4,2077	2,5389	4,1699	1,25	1,25
49_50	2,5389	4,1699	2,5015	4,1323	1,25	1,25
50_51	2,5015	4,1323	2,4644	4,0946	1,25	1,25
51_52	2,4644	4,0946	2,4297	4,0570	1,25	1,25

52_53	2,4297	4,0570	2,3945	4,0194	1,25	1,25
53_54	2,3945	4,0194	2,3599	3,9820	1,25	1,25
54_55	2,3599	3,9820	2,3259	3,9446	1,25	-
55_56	2,3259	3,9446	2,2926	3,9072	-	-
56_57	2,2926	3,9072	2,2598	3,8699	-	-
57_58	2,2598	3,8699	2,2276	3,8322	-	-
58_59	2,2276	3,8322	2,1959	3,7954	-	-
59_60	2,1959	3,7954	2,1649	3,7582	-	-
60_61	2,1649	3,7582	2,1345	3,7212	-	-
61_62	2,1345	3,7212	2,1046	3,6840	-	-
62_63	2,1046	3,6840	2,0753	3,6471	-	-
63_64	2,0753	3,6471	2,0466	3,6101	-	-
64_65	2,0466	3,6101	2,0184	3,5731	-	-
65_66	2,0184	3,5731	1,9909	3,5362	-	-
66_67	1,9909	3,5362	1,9638	3,4994	-	-
67_68	1,9638	3,4994	1,9374	3,4626	-	-
68_69	1,9374	3,4626	1,9115	3,4259	-	-
69_70	1,9115	3,4259	1,8862	3,3892	-	-
70_71	1,8862	3,3892	1,8614	3,3526	-	-
71_72	1,8614	3,3526	1,8372	3,3159	-	-
72_73	1,8372	3,3159	1,8136	3,2794	-	-
73_74	1,8136	3,2794	1,7905	3,2429	-	-
74_75	1,7905	3,2429	1,7679	3,2064	-	-
75_76	1,7679	3,2064	1,7450	3,1699	-	-
76_77	1,7450	3,1699	1,7245	3,1336	-	-
77_78	1,7245	3,1336	1,7036	3,0973	-	-
78_79	1,7036	3,0973	1,6832	3,0609	-	-
79_80	1,6832	3,0609	1,6634	3,0246	-	-

80_81	1,6634	3,0246	1,6441	2,9884	-	-
81_82	1,6441	2,9884	1,6253	2,9522	-	-
82_83	1,6253	2,9522	1,6071	2,9160	-	-
83_84	1,6071	2,9160	1,5895	2,8799	-	-
84_85	1,5895	2,8799	1,5724	2,8438	-	-
85_86	1,5724	2,8438	1,5557	2,8078	-	-
86_87	1,5557	2,8078	1,5397	2,7718	-	-
87_88	1,5397	2,7718	1,5241	2,7359	-	-
88_89	1,5241	2,7359	1,5091	2,7000	-	-
89_90	1,5091	2,7000	1,4946	2,6641	-	-
90_91	1,4946	2,6641	1,4807	2,6280	-	-
91_92	1,4807	2,6280	1,4675	2,5924	-	-
92_93	1,4675	2,5924	1,4544	2,5566	-	-
93_94	1,4544	2,5566	1,4420	2,5209	-	-
94_95	1,4420	2,5209	1,4301	2,5	-	-

Nos 45 metros centrais, onde o tabuleiro e os dois arcos se unem formando uma só entidade, a modelação faz-se tal como no restante desenvolvimento do tabuleiro. É considerada uma barra central com as características médias das secções, obtidas pelo programa *Fagus-4* e descritas na tabela 6, e duas barras laterais sem massa e infinitamente rígidas.

Tabela 6 - Secções utilizadas na modelação do tabuleiro

Secção	A (m^2)	Ix (m^4)	Iy (m^4)	Iz (m^4)
tabuleiro	2,7836	0,9602	0,2327	4,8222
sec95_96	9,8292	5,3013	4,5712	19,6131
sec96_97	9,7409	5,8475	4,3674	19,5395
sec97_98	9,5507	6,6992	3,9799	19,3776
sec98_99	9,3391	7,1783	3,6306	19,1846
sec99_100	9,1157	7,4371	3,3175	18,9599
sec100_101	8,8869	7,5466	3,0369	18,7063
sec101_102	8,5443	7,4998	2,6806	18,2740

sec102_103	8,4296	7,4796	2,5625	18,1288
sec103_104	8,3203	7,4077	2,46901	17,9694
sec104_105	7,9940	7,2029	2,1880	17,4952
sec105_106	7,7898	7,0244	2,0320	17,1708
sec106_107	7,5966	6,8320	1,8948	16,8479
sec107_108	7,4165	6,6394	1,5050	16,5341
sec108_109	7,2502	6,4524	1,4001	16,2335
sec109_110	7,0991	6,2769	1,5794	15,9510
sec110_111	6,9641	6,1140	1,5018	15,6911
sec111_112	6,8446	5,9664	1,4358	15,4563
sec112_113	6,7433	5,8396	1,3817	15,2536
sec113_114	6,6607	5,7352	1,3357	15,0853
sec114_115	6,5970	5,1252	1,3032	14,9537
sec115 em diante	6,5705	4,5626	1,2928	14,8987

Os pilares possuem secção constante, sendo cada um deles discretizado através de uma única barra, de secção definida com base nos seus parâmetros gerais.

Uma vez que as diferentes componentes da estrutura são definidas por barras que seguem os sucessivos centros de gravidade das secções transversais, nas junções entre diferentes subestruturas é necessário incluir barras infinitamente rígidas e sem massa de forma a desviar esforços nas ligações em que os eixos não são colineares.

Nos 12 pilares centrais, que apoiam diretamente no arco, conforme já descrito anteriormente, foi necessário considerá-los como bielas, ou seja, possuindo rótulas nas ligações ao arco e ao tabuleiro, utilizando-se no *Robot* a função *pinned-pinned*.

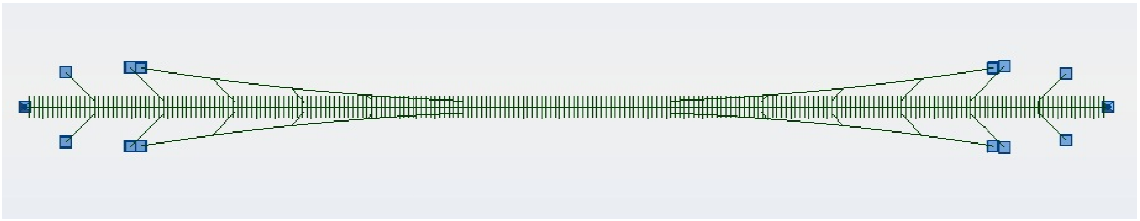


Fig. 43 - Planta do modelo de cálculo global (plano *XOY*)

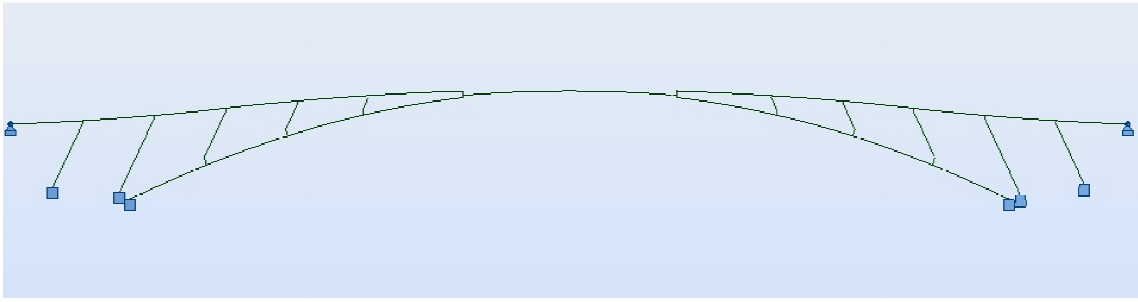


Fig. 44 - Alçado lateral do modelo de cálculo global (plano *XOZ*)

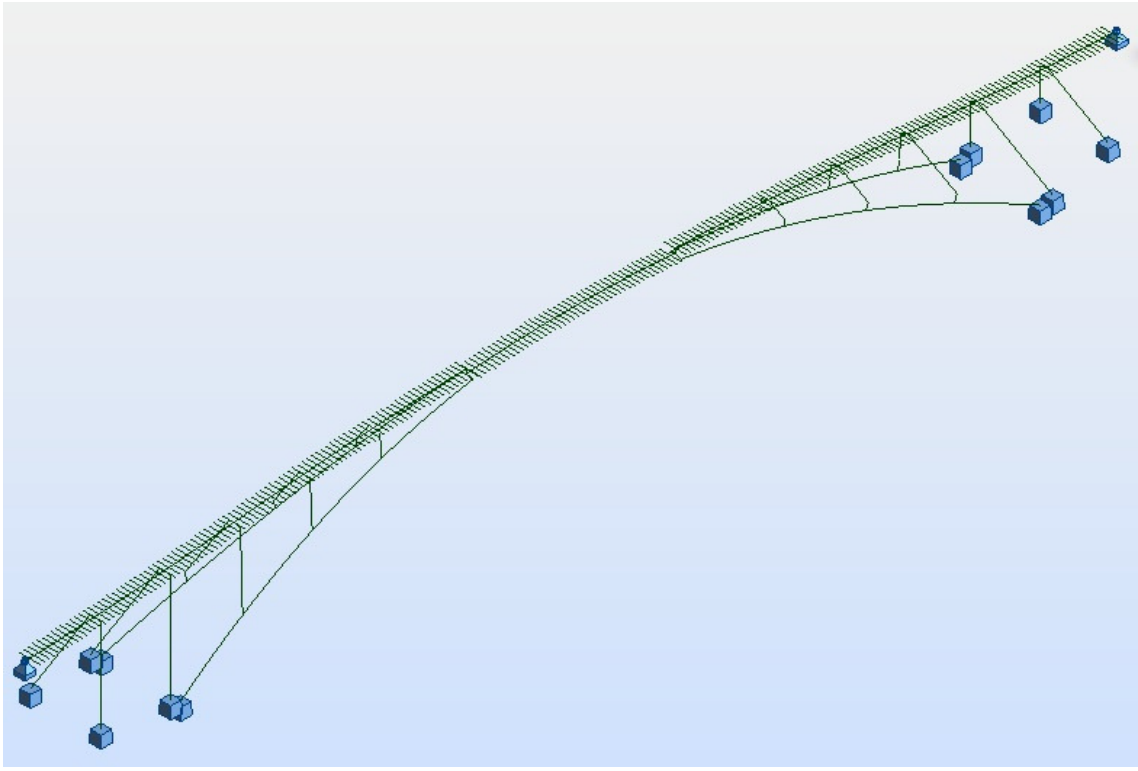


Fig. 45 - Vista em perspetiva do modelo de cálculo global

4.2.3 Análise Estática da Estrutura

4.2.3.1 Solicitações

Tendo por base o Eurocódigo 1 definiram-se as solicitações mais relevantes para o estudo da estrutura, que foram as ações permanentes, a sobrecarga de utilização, a sobrecarga devida ao normal escoamento do Rio Douro, a sobrecarga devida ao efeito do vento, a sobrecarga devida às variações de temperatura quer uniforme quer diferencial e a uma ação acidental, correspondente à ocorrência de uma cheia.

4.2.3.1.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes incluem quer o peso próprio estrutural quer o peso próprio das instalações fixas localizadas na ponte.

O peso próprio estrutural é alvo de uma análise direta e automática pelo programa, considerando o peso volúmico dos elementos em questão, neste caso 25 kN/m^3 uma vez que toda a estrutura será realizada em betão armado.

No que diz respeito às instalações fixas a mais relevante é, indiscutivelmente, o pavimento. Conforme descrito em 3.3, o pavimento será constituído por lajes de granito do tipo UnicabyCupa. Conforme descrito no catálogo do fabricante (anexo A.6) esta solução apresenta um peso próprio de 2,3 g/cm^3 ou 22,56 kN/m^3. Uma vez que, segundo o mesmo catálogo, as lajes apresentam 8 cm de espessura, o peso próprio do pavimento é 1,8 kN/m^2. Deste modo considerou-se para cálculo uma carga devida ao peso próprio das instalações fixas de 2,0 kN/m^2 uniformemente distribuída ao longo de todo o tabuleiro e onde se inclui o peso devido ao pavimento, guarda-corpos, iluminação, conectores e demais elementos permanentes que possam vir a localizar-se no tabuleiro.

4.2.3.1.2 AÇÕES VARIÁVEIS

4.2.3.1.2.1 SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO

O Eurocódigo 1 recomenda que para cada projeto de ponte pedonal sejam efetuadas inicialmente projeções do tráfego pedonal na nova travessia e face à intensidade de tráfego prevista seja então definida a sobrecarga de utilização. No entanto tais estudos não existem para uma ponte pedonal neste local pelo que foi seguida a metodologia prevista em alternativa pelo EC 1[12]. De realçar que antes da realização de um projeto definitivo para esta ponte seria importante efetuar um estudo da intensidade de tráfego prevista para esta nova travessia.

O EC 1 indica que devem ser estudados três modelos de cargas verticais distintos, passíveis alguns deles de posteriormente serem descartados, caso não sejam relevantes. O primeiro modelo de carga seria uma carga uniformemente distribuída, com valor entre 2,5 e 5 kN/m2, dependendo do vão e tipo de utilização prevista. O segundo modelo é a consideração de uma carga concentrada de 10 kN aplicada num quadrado de 0,10 x 0,10 m2 e o terceiro modelo representa a carga devida a um veículo motorizado, de emergência por exemplo, que numa situação excecional possa utilizar esta mesma travessia.

Considerou-se que os segundos e terceiros modelos não seriam relevantes para a caracterização correta da sobrecarga de utilização. No caso do modelo número 2, dadas as dimensões da estrutura o efeito da carga concentrada é insignificante comparativamente com o da carga uniformemente distribuída. No terceiro modelo considerou-se que a travessia desta ponte por um veículo motorizado não se verificará devido à proximidade da Ponte Luís I.

Assim a carga vertical, devida à sobrecarga de utilização, é obtida unicamente à custa da carga uniformemente distribuída. Considerando então a localização e a afluência de pessoas a eventos específicos neste local (como referido em 2.2.4) considera-se a ponte como propícia a ser utilizada por multidões, pelo que se define a carga uniformemente distribuída com valor igual ao máximo definido no EC 1 ou seja, 5 kN/m^2.

[12] Eurocódigo 1

O Eurocódigo 1 define ainda uma carga uniformemente distribuída devida à sobrecarga de utilização mas com cariz horizontal. Esta carga deve corresponder no mínimo a 10% do valor total da carga devida à carga vertical uniformemente distribuída o que neste caso se traduz numa carga de 2,5 kN/m.

Deste modo, a sobrecarga de utilização traduz-se numa carga vertical uniformemente distribuída de 5 kN/m^2 ao longo de toda a superfície do tabuleiro e numa carga horizontal uniformemente distribuída de 2,5 kN/m ao longo do eixo central do tabuleiro.

4.2.3.1.2.2 AÇÃO DO VENTO

A correta caracterização da ação do vento é de elevada complexidade e implicaria a criação de um modelo experimental à escala para a execução de ensaios em túnel de vento. No entanto, face ao custo, morosidade e complexidade desta caracterização optou-se por um estudo simplificado desta ação.

O método analítico indicado pelo Eurocódigo 1 para a caracterização da ação do vento tem um campo de aplicação limitado a estruturas de vão inferior a 200 metros o que inclui a presente estrutura, uma vez que o vão principal, o arco, tem corda inferior a 200 metros.

Desta forma, a velocidade do vento, é dada por:

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0} \tag{8}$$

Onde

C_{dir} fator direcional do vento

C_{season} fator de época do vento

$V_{b,0}$ velocidade de referência

Uma vez que a ponte se localiza a menos de 5 km em linha reta da costa oceânica considera-se o local como pertencente à zona B, onde a velocidade de referência do vento é de 30 m/s (tabela 7). O valor do fator direcional é 1,0 a menos que recorrendo a dados estatísticos e ensaios em túneis de vento fosse possível provar que o regime de ventos tinha velocidades inferiores à de referência e uma direção preferencial, o que não é o caso. Também o fator de época é 1,0 uma vez que uma redução desse valor só seria viável no caso de estruturas provisórias apenas existentes nos meses de verão, o que também não é o caso. Desta forma, a velocidade do vento no local é 30,0 m/s.

Tabela 7 - Velocidades de referência do vento em função da zona [42].

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

Obtido este valor é necessário calcular a velocidade média do vento, para uma altura *z* acima do solo, e dependente da rugosidade do terreno, orografia da envolvente, através da fórmula:

$$V_m = C_r(z) \times C_o(z) \times V_b \tag{9}$$

O coeficiente de rugosidade é calculado por uma das seguintes equações:

$$C_r(z) = k_r \times ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \qquad \text{se} \qquad z_{min} < z < 200\ m \tag{10}$$

$$C_r(z) = c \times z_{min} \qquad \text{se} \qquad z \leq z_{min} \tag{11}$$

Neste caso considerou-se z como a altura máxima atingida pela ponte, incluindo as guardas, ou seja, z=15,2 metros. z_{min} é retirado da tabela 6 originalmente pertencente ao EC 1:

Tabela 8 - Comprimentos de rugosidade em função das categorias de terreno [42].

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15
NOTA 1: *As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.*			
NOTA 2: *O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.*			

Assim, considerou-se o terreno de tipo II, face à localização da ponte afastada sensivelmente 5 km da costa mas sendo a existência de obstáculos nas imediações, sendo $z_{min} = 3$ e $z_{min} < z < 200\ m$ pelo que C_r é calculado pela equação 10, onde k_r, o coeficiente de terreno, dependente do comprimento de rugosidade z_0 dado por:

$$k_r = 0{,}19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0II}}\right)^{0{,}07} \tag{12}$$

obtendo-se z_0 e z_{0II} através da tabela 8, pelo que z_0=z_{0II}=0,05, logo k_r=0,19

Substituindo k_r na equação 10 vem:

$$C_r(z) = 0{,}19 \times ln\left(\frac{15{,}2}{0{,}05}\right) = 1{,}086$$

Já o coeficiente de orografia Co(z), visto que a implantação da estrutura não é uma falésia/colina onde a orografia provoque um aumento da velocidade do vento é igual a 1,0. Assim, utilizando a equação 9 temos:

$$V_m = 1{,}086 \times 1{,}0 \times 30{,}0 = 32{,}6\ m/s$$

Obtida a velocidade média do vento é necessário calcular a pressão dinâmica de pico, resultante da velocidade média e de flutuações de curta duração na velocidade do vento, através da equação 13:

$$qp(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2 \tag{13}$$

Sendo ρ a massa volúmica do ar, igual a 1,25 kg/m^3 e $I_v(z)$ a intensidade de turbulência à altura z:

$$I_v(z) = \frac{k_l}{C_o(z) \times ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \tag{14}$$

$$= \frac{1{,}0}{1{,}0 \times ln\left(\frac{15{,}2}{0{,}05}\right)}$$

$$= 0{,}175$$

k_l é coeficiente de turbulência e igual a 1,0. Substituindo na equação 13 vem:

$$qp(z) = [1 + 7 \times 0{,}175] \times \frac{1}{2} \times 1{,}25 \times 32{,}6^2$$

$$= 1475{,}2\, N/mm^2 = 1{,}475\, kN/m^2$$

A força horizontal resultante da ação do vento na direção transversal do tabuleiro é dada por:

$$F_{w,x} = qp(z) \times C_{f,x} \times A_{ref,x} \tag{15}$$

Para calcular a $A_{ref,x}$ e $C_{f,x}$ é necessário calcular a altura equivalente do tabuleiro, o que depende das característica das guardas adotadas.

Tabela 9 - Altura equivalente do tabuleiro em função das guardas existentes [42].

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

Considera-se, atuando do lado da segurança, que as guardas de 1,1 metros são sólidas e que a altura do tabuleiro é de 1,0 metros logo:

$$d_{total} = d + 2 \times d_1 = 1{,}0 + 2 \times 1{,}1 = 3{,}2\, m \tag{16}$$

$$\frac{b}{d_{total}} = \frac{5}{3{,}2} = 1{,}56 \tag{17}$$

onde b representa a largura do tabuleiro. Obtida esta relação pode-se, através da figura 46 retirar o coeficiente de força $C_{f,x}$, neste caso igual a 1,95.

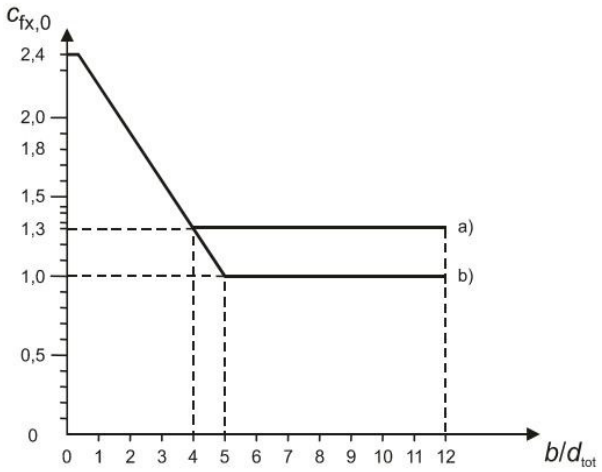


Fig. 46 - Gráfico relacionando o coeficiente de força $C_{f,x}$ com o rácio b/d_{total} [42].

A $A_{ref,x}$ é igual a:

$$A_{ref,x} = d_{total} \times L \tag{18}$$

$$A_{ref,x} = 3{,}2\ m \times L = 3{,}2\ m^2/m$$

Logo, substituindo na equação 15:

$$F_{w,x} = 1{,}475 \times 1{,}95 \times 3{,}2$$

$$= 9{,}2\ kN/m$$

O Eurocódigo 1 indica ainda a necessidade de considerar forças verticais e horizontais longitudinais que também atuam na ponte devido ao efeito do vento. A força vertical $F_{w,z}$ é obtida através de:

$$F_{w,z} = qp(z) \times C_{f,z} \times A_{ref,y} \tag{19}$$

Na ausência de ensaios em túneis de vento $C_{f,z}$ pode-se considerar igual a $\pm 0{,}9$, e $A_{ref,x} = b \times L = 5\ m^2/m$ pelo que:

$$F_{w,z} = 1{,}475 \times \pm 0{,}9 \times 5$$

$$= \pm 6{,}6\ kN/m$$

No caso da força vertical devida à ação do vento o caso mais desfavorável verifica-se quando $C_{f,z}$ e por consequência $F_{w,z}$ são negativos, pois desta forma ao peso próprio e possíveis sobrecargas de utilização soma-se o efeito do vento. No caso de $F_{w,z}$ ser positivo irá contrariar o efeito do peso próprio e das sobrecargas o que é favorável.

A força horizontal no sentido longitudinal do tabuleiro, $F_{w,y}$, é, segundo o EC 1, 25% da força na direção transversal:

$$F_{w,y} = 0{,}25 \times F_{w,x} \tag{20}$$

$$= 0{,}25 \times 9{,}2 = 2{,}3\ kN/m$$

No tramo central onde o tabuleiro e os arcos se encontram unidos a altura equivalente da secção é superior à do tabuleiro.

$$d_{total} = d + 2 \times d_1 = 1{,}5 + 2 \times 1{,}1 = 3{,}7\ m$$

$$A_{ref,x} = d_{total} \times L = 3{,}7\ m^2/m$$

$$\frac{b}{d_{total}} = \frac{5}{3{,}7} = 1{,}35$$

Pelo que através da figura 43 verifica-se que $C_{f,x}$=2,1 e portanto, pela mesma equação (15):

$$F_{w,x} = 1{,}475 \times 2{,}1 \times 3{,}7 = 11{,}46\ kN/m$$

E utilizando a mesma metodologia, obtém-se $F_{w,z}$=±6,6 kN/m e $F_{w,y}$=2,9 kN/m

4.2.3.1.2.3 Ação da corrente do Rio Douro

No que concerne às cargas introduzidas pelo escoamento do Rio Douro dever-se-ia, á semelhança da ação do vento, construir um modelo experimental mas, pelos mesmos motivos, foi necessário optar por uma análise simplificada.

Tal análise resulta no cálculo da força equivalente à ação da corrente através de:

$$\overline{F_D} = \frac{1}{2} \times \rho \times \overline{U}^2 \times D' \times C_D \quad (21)$$

sendo ρ a massa volúmica da água[13], $\overline{U}$ a velocidade média do escoamento, D' a largura média medida na horizontal da estrutura sujeita à ação da corrente e C_D o coeficiente de arrastamento.

Adicionalmente o escoamento além das forças na direção do escoamento cria também forças no mesmo plano destas mas na direção perpendicular. Estas forças, designadas de sustentação, são, de forma análoga, dadas por:

$$\overline{F_L} = \frac{1}{2} \times \rho \times \overline{U}^2 \times D' \times C_L \quad (22)$$

Neste estudo utilizou-se o caudal médio do rio Douro, 714 m^3/s, que permite obter as cargas que se verificam mais frequentemente ao longo do ano.

Em situações normais o nível das águas do Douro varia entre 0 e 2,2 metros, conforme a maré se encontre cheia ou vazia. Considerando o valor médio obtém-se, para esta localização precisa, uma secção de aproximadamente 1900 m^2. Desta forma, a velocidade média de escoamento é dada por:

$$\overline{U} = \frac{Q}{S} \quad (23)$$

o que se traduz numa velocidade média de 0,375 m/s.

No entanto o escoamento não é constante e, durante a subida e descida da maré, na zona em questão, a velocidade média das águas do rio é cerca de 2 m/s numa situação de caudal médio, com direção de montante para jusante quando a maré se encontra a descer e oposta quando se encontra a subir. Optou-se por considerar a situação mais gravosa, ou seja, imediatamente antes ou depois de atingida a preia-mar pois a velocidade pode considerar-se ainda 2m/s e a secção abrangida por esta ação é maior. Neste

[13] A massa volúmica da água do rio depende da temperatura e também dos materiais flutuantes presentes, no entanto pode-se considerar igual a 1100 kg/m^3 por simplificação.

caso iremos ter uma secção de cerca de 2400 m^2/s e uma profundidade média do leito (h_m) de 10,185 metros.

Partindo destes dados é necessário, para caracterizar o escoamento, calcular o número de Reynolds[14] (Re), através da fórmula:

$$Re = \frac{\bar{U} \times h_m}{\nu} \quad (24)$$

onde ν é a viscosidade cinemática da água[15] e pode-se considerar igual a $1{,}01 \times 10^{-6}$ m^2/s.

Com o número de Reynolds é possível obter o coeficiente de arrastamento através gráfico representado na figura 47.

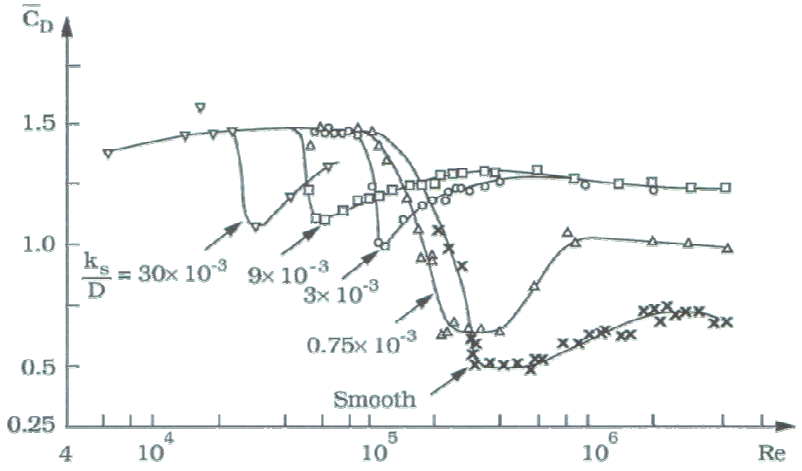


Fig. 47 - Gráfico que permite obter o coeficiente de arrastamento através do número de Reynolds

[14] O número de Reynolds é um número adimensional usado na mecânica dos fluidos para avaliar os regimes de escoamento.

Foi George Stokes quem referiu o conceito pela primeira vez, em 1851, mas é Osborne Reynolds quem, em 1883, populariza o seu uso. Reynolds concluiu que, para uma determinada velocidade de escoamento e forma geométrica de um corpo que se move num fluido viscoso, caso a relação entre forças de inércia e de viscosidade seja pequena o escoamento é laminar, caso seja elevada é turbulento, existindo ainda o regime transitório no meio.

O número de Reynolds é muito utilizado hoje em dia, particularmente na análise de modelos reduzidos em tunéis de vento na indústria aeronáutica, naval, automóvel e na construção civil quer em projetos associados à hidráulica quer de grandes edifícios [48].

[15] A viscosidade dinâmica (μ) é uma propriedade associada à resistência que um fluido oferece ao deslocamento ou seja, o atrito interno nos fluidos devido às interações moleculares internas. Ao pretender-se deformar uma massa de fluido observa-se que as camadas do mesmo se deslocam umas em relação às outras, ocorrendo entre elas tensões tangenciais ou esforços de corte, que dependem da viscosidade e velocidade do fluido [49].

Depende em geral da temperatura e do fluido. Desta forma, quanto maior for a viscosidade maior é a resistência do fluido ao deslocamento e portanto menor será a sua velocidade e vice-versa. A viscosidade cinemática (ν) é um ratio entre a viscosidade dinâmica e a massa volúmica do fluido e varia consideravelmente em função da temperatura sendo desprezável o efeito da pressão. A água é um fluido Newtoniano o que se traduz na proporcionalidade ente o esforço de corte e a velocidade de corte.

O número de Reynolds obtido, cerca de $2{,}01 \times 10^7$, ultrapassa os valores para os quais existem gráficos relacionando Re e C_D. Segundo o professor Taveira Pinto o gráfico estabiliza a partir de 10 6 pelo que se pode considerar que um crescimento do valor de Re não implica uma alteração no valor de C_D. Assim, para estes valores de Re e para um pilar liso $C_D = 0{,}75$ e $C_D = 1{,}20$ para um pilar rugoso. Considerou-se, pelo lado da segurança, que os pilares e arcos são rugosos uma vez que embora sejam lisos, a constante submersão conduzirá em pouco tempo ao surgimento de algas e crustáceos nas faces o que as tornará rugosas.

Ainda considerando os valores extremamente elevados obtidos para Re o valor de $\overline{C_L}$ será $\pm\, 0{,}15$.

Desta forma e através das equações (21) e (22) obtiveram-se os seguintes valores para a sobrecarga devida à ação do escoamento normal do rio Douro:

Tabela 10 - Forças devidas ao escoamento usual do Rio Douro

$\overline{F_D}$	$\overline{F_L}$
10 kN/m	1,25 kN/m

Estando carregada a seguinte área:



Fig. 48 - Esquema da parte da estrutura sujeita à ação da corrente do Rio Douro

4.2.3.1.2.4 AÇÃO DA TEMPERATURA

O efeito da temperatura inclui a sua variação uniforme e diferencial.

Variação Uniforme da Temperatura

Para efetuar esta análise é necessário conhecer os valores da temperatura do ar no local de implantação da nova estrutura pelo que se recorreu aos dados do Instituto de Meteorologia, nomeadamente às Normais Meteorológicas (disponíveis no anexo A.7) entre 1971 e 2000 na cidade do Porto, verificando-se que neste período a temperatura variou entre um mínimo de -3.3° C e um máximo de 38,7º Celsius.

Segundo o Anexo Nacional do EC1, em Portugal e para pontes com tabuleiro do tipo 3, em laje de betão, a temperatura mínima uniforme é igual à temperatura mínima e a temperatura máxima uniforme é igual à temperatura máxima ou seja:

$$T_{e,min} = T_{min} = -3{,}3^o\ C$$

$$T_{e,max} = T_{max} = 38{,}7^o\ C$$

A variação da temperatura uniforme depende da temperatura à qual se encontrava a estrutura durante o processo construtivo, nomeadamente, na execução dos aparelhos de apoio e juntas de dilatação.

Novamente no Anexo Nacional é indicado que em Portugal a variação uniforme de temperatura deve ser tal que:

$$\Delta T_{N,con} \approx \Delta T_{N,exp} \approx 20^{o}C$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (25)$$

$$= 18 - (-3{,}3) = 21{,}3^{o}C$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (26)$$

$$= 38{,}7 - 18 = 20{,}7^{o}C$$

Considerou-se neste caso T_0 igual a 18º C, uma temperatura facilmente atingida durante grande parte do ano nesta região de Portugal.

Variação diferencial da temperatura

Para calcular as variações de temperatura diferenciais utiliza-se a tabela seguinte, que indica as temperatura para um tipo específico de tabuleiro e considerando 50 mm de espessura de pavimento.

Tabela 11 - Valores da variação diferencial da temperatura em função do tipo de ponte [43].

Tipo de tabuleiro	*Face superior mais quente do que a face inferior*	*Face inferior mais quente do que a face superior*
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Tipo 1: *Tabuleiro de aço*	*18*	*13*
Tipo 2: *Tabuleiro misto aço-betão*	*15*	*18*
Tipo 3: *Tabuleiro de betão:* *- viga em caixão* *- laje vigada* *- laje*	 *10* *15* *15*	 *5* *8* *8*
NOTA 1: *Os valores indicados no Quadro são limites superiores da componente linear da variação diferencial de temperatura para uma amostra representativa de geometrias de pontes.* ***NOTA 2:*** *Os valores indicados no Quadro baseiam-se numa espessura do revestimento da superfície de 50 mm para pontes rodoviárias e ferroviárias. Para outras espessuras do revestimento da superfície, estes valores deverão ser multiplicados pelo factor k_{sur}. Os valores recomendados para o factor k_{sur} estão indicados no Quadro 6.2.*		

Neste caso:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{o}C \quad \text{e} \quad \Delta T_{M,cool} = 8^{o}C$$

Uma vez que estes valores consideram um pavimento de 50 mm de espessura e neste caso o pavimento possuiu 80 mm de espessura é necessário recorrer à tabela 12 e através de interpolação obter os coeficientes k_{sur} para 80 mm de espessura.

Tabela 12 - Coeficientes a aplicar aos valores da variação diferencial de temperatura [43].

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

$$\Delta T_{heat} = \Delta T_{M,heat} \times k_{sur} \quad (27)$$
$$= 15 \times 0{,}82 = 12{,}3^{o}C$$
$$\Delta T_{cool} = \Delta T_{M,cool} \times k_{sur} \quad (28)$$
$$= 8 \times 1{,}0 = 8^{o}C$$

4.2.3.1.3 AÇÃO ACIDENTAL

O Eurocódigo 0 anexo A2 [40] indica que além das combinações de ELU e de ELS devem ser consideradas duas situações, a ocorrência de um sismo e a ocorrência de uma situação excecional, designada acidental, que possa pôr em risco a estabilidade estrutural. Face à localização da nova travessia numa região de risco sísmico reduzido, à maior complexidade do seu cálculo e à maior probabilidade de que ocorram outro tipo de ações acidentais, optou-se pelo estudo da segunda hipótese, deixando o estudo sísmico para um futuro desenvolvimento mais profundo do projeto.

No que diz respeito à ocorrência de ações excecionais e face ao desenho da ponte, duas situações surgem como mais prováveis e de análise necessariamente prioritária: cheia e embate de embarcações com o arco. Uma vez que o estudo da segunda situação é dificultado pela necessidade de incluir o estudo das embarcações que transitam diariamente no Douro, optou-se por estudar apenas a situação de cheia. O estudo desta ação é fundamental uma vez que atendendo ao historial do rio Douro é uma possibilidade bem real e de frequência elevada e possivelmente com consequências bem mais gravosas para uma ponte com este perfil.

Assim, optou-se por fazer uma análise semelhante à já efetuada anteriormente para contabilizar as sobrecargas devidas ao escoamento regular do Douro apenas alterando os dados.

Segundo os dados recolhidos, a maior cheia de que há registo é a que ocorreu em dezembro de 1909, onde o caudal escoado foi da ordem dos 19500 m^3/s e o nível das águas ficou a apenas 0,50 metros do tabuleiro inferior da Ponte Luís I ou seja, atingiu a cota 11,3 metros.

Com estes dados foi possível calcular a secção onde se processou o escoamento, que teria sensivelmente 4500 m^2 e 19,4 metros de profundidade média.

Deste modo, através da fórmula (23), calculou-se a velocidade média , obtendo-se $\overline{U} = 4{,}28\ m/s$. Com este valor da velocidade média, o valor da profundidade média e o da viscosidade cinemática igual ao utilizado em 4.2.3.2.3, através da fórmula (24), obteve-se $Re = 8{,}214 \times 10^7$. Tal como em 4.2.3.2.3, também este valor do número de Reynolds é demasiado elevado para os gráficos existentes que em função de Re permitem obter $\overline{C_D}$ (fig. 47) pelo que, de forma análoga à utilizada anteriormente considerou-se $\overline{C_D} = 1{,}2$.

Utilizando novamente a fórmula (21), calcula-se a força devida à cheia:

$$\overline{F_D} = \frac{1}{2} \times \rho \times \overline{U}^2 \times D' \times \overline{C_D}$$

$$= 20960\ N/m = 21\ kN/m$$

Tal como no caso do cálculo para o escoamento normal do caudal do Douro, é necessário calcular também a força de sustentação para esta situação excecional. Visto que os valores de Re são superiores aos obtidos em 4.2.3.1.2.3, também $\overline{C_D} = \pm 0{,}15$, pelo que, pela equação (22) tem-se:

$$\overline{F_L} = \frac{1}{2} \times \rho \times \overline{U}^2 \times D' \times \overline{C_L}$$

$$= 2620\ N/m = 2{,}62\ kN/m$$

Estando carregada a quase totalidade da estrutura, como se observa na figura 49:



Fig. 49 - Esquema representativo da parte da estrutura sujeita à ação de cheia máxima

Importa ainda referir que a segunda cheia maior de que há registo aconteceu em 1962 e apenas atingiu 8,5 metros de altura de água, muito aquém da ação acidental considerada neste projeto. Além disso, aquando da construção da barragem de Crestuma-Lever foram indicados os seguintes caudais e respetivos tempos de retorno:

Tabela 13 -Caudais e respetivos tempos de retorno para a barragem de Crestuma-Lever.

Q (m^3/s)	Tr (anos)
18800	100
23700	500
26000	1000

Uma vez que a nova travessia se situa a cerca de 20 km a montante da barragem de Crestuma-Lever, tal significa que para os mesmos tempos de retorno o caudal neste local será ligeiramente superior, pelo que se pode considerar esta ação acidental como tendo um tempo de retorno estimado de aproximadamente 100 anos.

4.2.3.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para o dimensionamento considerando o Estado Limite Último estudaram-se as seguintes combinações:

1 - Combinação Permanente

Esta combinação é constituída apenas pelas ações presentes ininterruptamente na estrutura ou seja, o seu peso próprio estrutural e as cargas devidas ao peso próprio dos seus constituintes. Esta combinação apresenta os valores mínimos dos esforços no ELU.

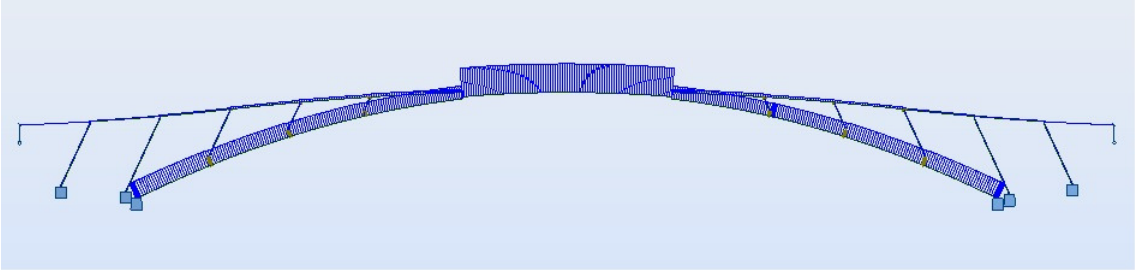


Fig. 50 - Alçado do diagrama de esforços axiais na combinação permanente

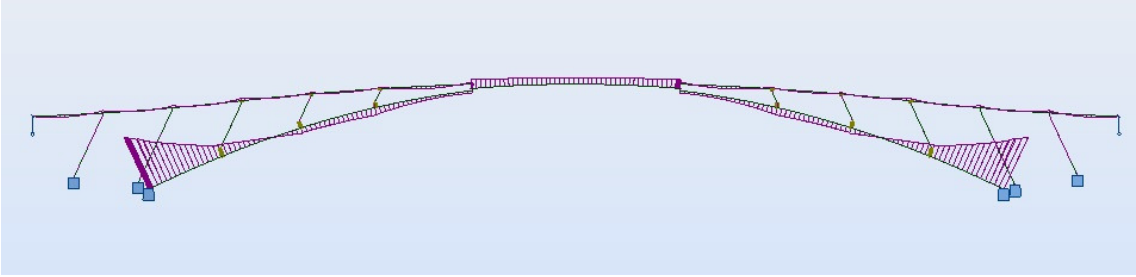


Fig. 51 - Alçado do diagrama de momentos fletores em *Y*, na combinação permanente

Esta combinação produz ainda a reação máxima nos encontros dos arcos de jusante, com um valor de -27310 kNm.

2 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização como ação base e sobrecarga da corrente do rio como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{SU} + \psi_{0,SC} \times Q_{SC}\right] \quad (29)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SU} + 0{,}45 \times Q_{SC}$$

O que representa a situação comum em que sobrecarga devida à usual utilização da ponte surge associada à corrente normal do rio Douro. Com esta combinação pretende-se avaliar as forças segundo *Y*, transversais ao arco, obtendo-se cargas de 1599 kN na base do arco, e os momentos devidos à sobrecarga da corrente, ou seja momento fletor segundo *X*, obtendo-se um máximo de 6806 kNm na mesma zona.

3 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização como ação base e ação do vento como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{SU} + \psi_{0,V} \times Q_V\right] \quad (30)$$
$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SU} + 0{,}45 \times Q_V$$

O que representa a situação que se conjuga a utilização da ponte com o efeito do vento na estrutura. Esta ação será mais desfavorável que a anterior uma vez que embora o valor da força segundo a direção *X* seja semelhante entre ambas, o efeito do vento introduz também importantes cargas verticais na estrutura.



Fig. 52 - Alçado do diagrama de esforços transversos F_z para a combinação 3

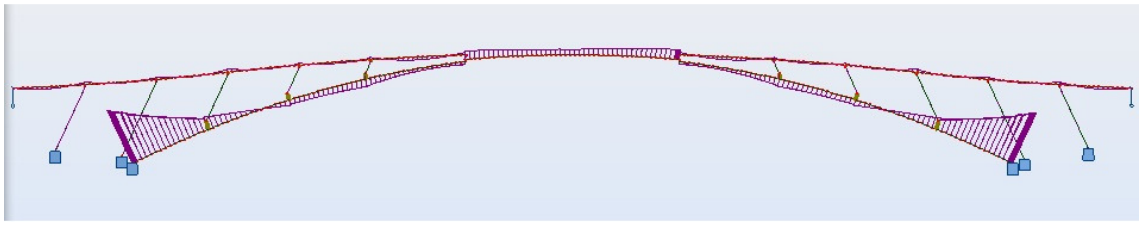


Fig. 53 - Vista de alçado do diagrama de momentos fletores em torno de *Y* para combinação 3

A combinação 3 gera a reação máxima no pilar de montante mais próximo da margem de Vila Nova de Gaia na direção vertical, com um valor de 3090,8 kN.

4 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização como ação base e variação de temperatura uniforme positiva como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{SU} + \psi_{0,\Delta U+} \times Q_{\Delta U+}\right] \quad (31)$$
$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SU} + 0{,}9 \times Q_{\Delta U+}$$

Desta combinação resultam as reações máximas segundo *X* e *Y* nos encontros dos arcos e nos pilares mais próximos de ambas as margens localizados a montante, com valores: R_{Fx}=53699 kN e R_{Fy}=7447 kN nos encontros do arco e R_{Fx}=1378 kN e R_{Fy}=1366 kN nos pilares. Obtém-se ainda uma força axial máxima de 113012 kN na junção do tabuleiro e dos arcos, valor este muito próximo do máximo observado.

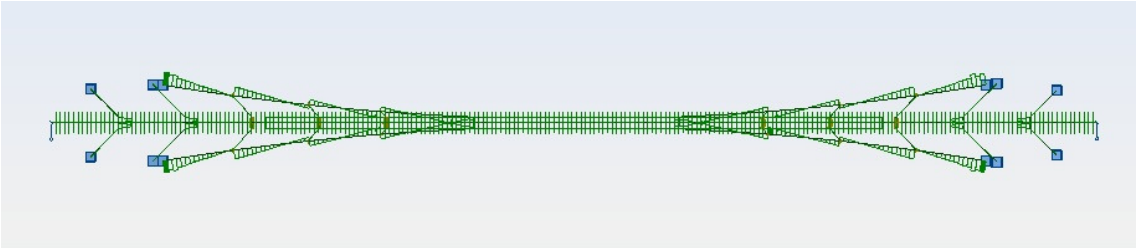


Fig. 54 - Vista de topo do diagrama de esforços segundo *Y* para a combinação 4

5 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização como ação base e variação de temperatura diferencial positiva como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{SU} + \psi_{0,\Delta D+} \times Q_{\Delta D+}\right] \quad (32)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SU} + 0{,}9 \times Q_{\Delta D+}$$

Esta combinação pretende avaliar o efeito duma variação diferencial de temperatura, típica de um dia de verão com o tabuleiro sob incidência direta do sol e por consequência temperatura da face superior maior que a da face inferior.

Desta combinação obtém-se a maior reação segundo o eixo *X* nos segundos pilares de montante mais próximos das margens, com um valor de R_{Fx}=1193 kN

6 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização como ação base e variação de temperatura uniforme negativa como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{SU} + \psi_{0,\Delta U-} \times Q_{\Delta U-}\right] \quad (33)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SU} + 0{,}9 \times Q_{\Delta U-}$$

À semelhança da combinação 4 esta combinação pretende avaliar o efeito de uma variação uniforme de temperatura considerando agora o efeito contrário, a retração do tabuleiro, combinado com o efeito resultante da utilização pedonal.

Alcança-se com esta combinação as reações máximas verticais do lado de montante no arco e nos segundos pilares, 36286 kN e 2759 kN respetivamente e o momento máximo segundo *X* na base dos pilares de jusante, com valor R_{Mx}= -378 kNm no primeiro pilar e R_{Mx}= -340 kNm no segundo

7 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização como ação base e variação de temperatura diferencial negativa como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{SU} + \psi_{0,\Delta D-} \times Q_{\Delta D-}\right] \quad (34)$$
$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SU} + 0{,}9 \times Q_{\Delta D-}$$

Esta combinação assemelha-se à combinação 5, considerando-se desta vez a face superior do tabuleiro como a que encontra a temperatura inferior. A este efeito soma-se o efeito da utilização da ponte.

Resulta desta combinação o valor máximo de momentos segundo *Y* no tabuleiro M_y=9705 kNm. A figura 55 ilustra este diagrama de momentos no tabuleiro.

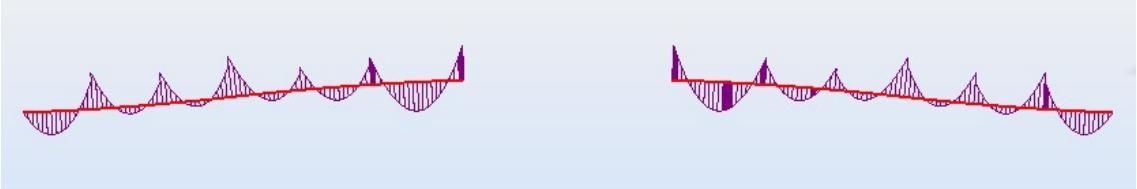


Fig. 55 - Alçado do diagrama de momentos M_y apenas no tabuleiro para a combinação 7

8 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização como ação base e sobrecarga da corrente do rio e ação do vento como ações secundárias

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{SU} + \psi_{0,V} \times Q_V + \psi_{0,SC} \times Q_{SC}\right] \quad (35)$$
$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SU} + 0{,}45 \times (Q_V + Q_{SC})$$

que representa uma possível situação em que a ponte se encontra sob utilização e têm também relevância as cargas devidas à corrente do rio e ao efeito do vento.

Obtém-se através desta equação a reação máxima vertical no pilar de montante mais próximo da margem portuense, R_{Fz}=3098 kN.

9 - Combinação ELU com sobrecarga da corrente do rio como ação base e a ação do vento como ação secundaria

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{SC} + \psi_{0,V} \times Q_V\right] \quad (36)$$
$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SC} + 0{,}45 \times Q_V$$

Representa uma situação onde os momentos de derrube segundo *X* são majorados e não se considera o efeito estabilizador das cargas verticais de sobrecarga.

A combinação 9 resulta na força máxima na estrutura segundo *Y* igual a 2025 kN na base do arco, e nas forças máximas nos pilares F_y=228 kN e M_z=891kNm, obtidas nos pilares de maior desenvolvimento, ou seja nos segundos pilares mais próximos das margens.

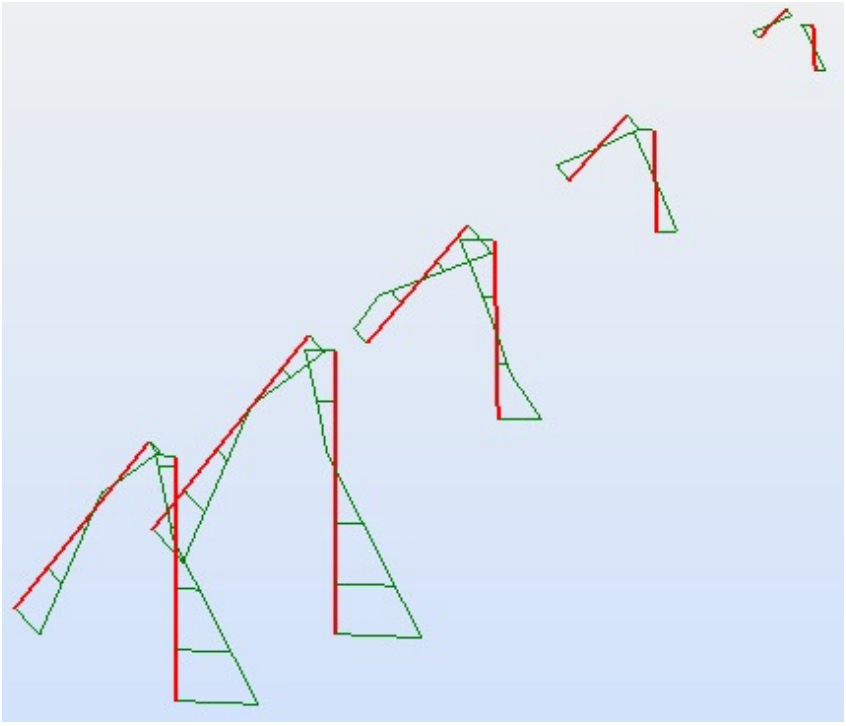


Fig. 56 - Digramas de esforços transversos segundo *Y* nos pilares do lado portuense na combinação 9

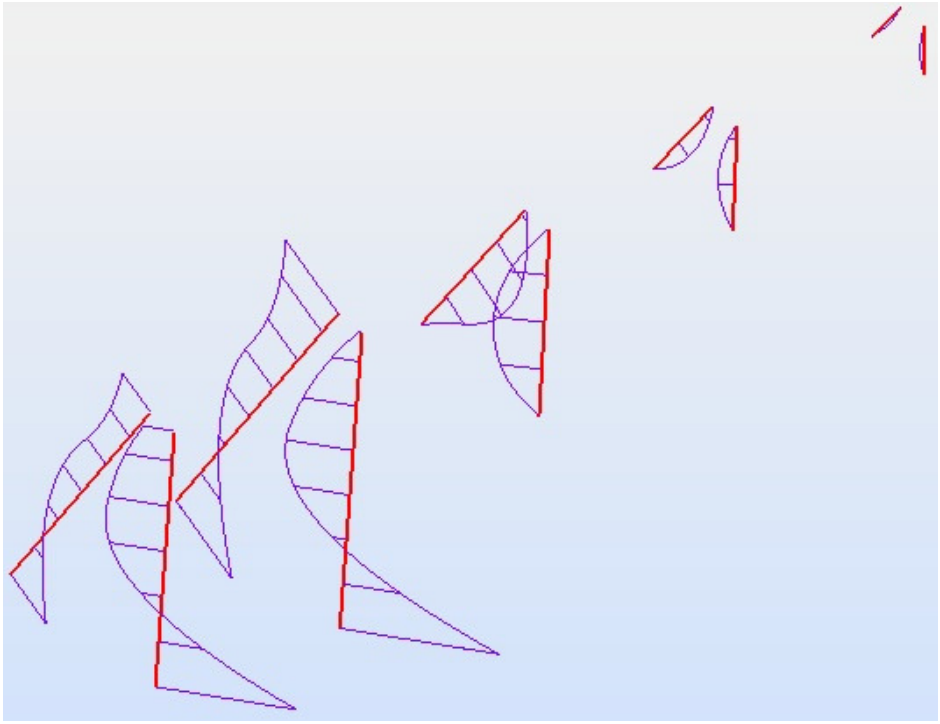


Fig. 57 - Diagrama de momentos fletores M_z nos pilares do lado portuense na combinação 9

Ainda através da combinação 9 obtêm-se as reações máximas R_{Mx} e R_{Mz} nos pilares de montante (R_{Mx}=713 kNm e R_{Mz}=194 kNm nos primeiros pilares e R_{Mx}=816 kNm , R_{Mz}=281 kNm nos segundos) e

a reação R_{Mz} nos pilares de jusante (R_{Mz}=227,8 kNm nos primeiros pilares de jusante e R_{Mz}=260 kNm nos segundos).

10 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização na metade direita do tabuleiro como ação base

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times Q_{SC} \quad (37)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SC}$$

Pretende avaliar o efeito de carregamentos assimétricos na ponte devidos à sua utilização. Neste caso o carregamento situa-se apenas na metade do tabuleiro mais próxima do Porto.

Esta combinação gera o momento máximo em torno de Y na zona em que o arco e tabuleiro se encontram unidos, com um valor de -33127 kNm. Além disso, cria os momento fletores máximo M_y no apoio de ambos os arcos do lado do Porto, com valores de 173941 kNm e o momentos máximo R_{Mz}=19651 kNm no apoio do arco de jusante do lado do Gaia

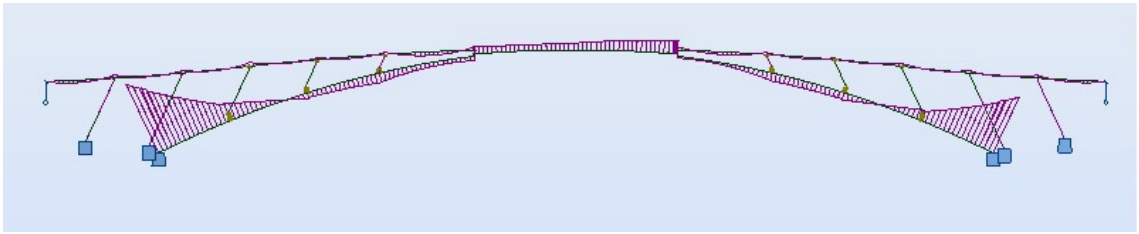


Fig. 58 - Diagrama de momentos M_y resultantes da combinação 10

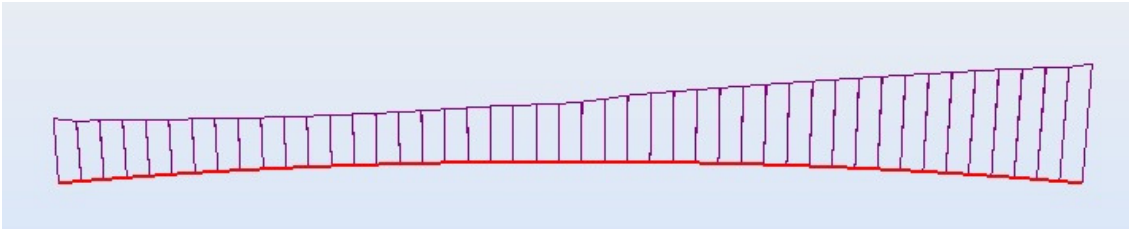


Fig. 59 - Pormenor da figura 59, mostrando apenas o troço central onde o tabuleiro e os arcos se encontram unidos

Esta sobrecarga assimétrica provoca a força F_z máxima na estrutura, com valor 10945 kN, na base dos arcos.



Fig. 60 - Vista de alçado do diagrama de F_z atuantes na estrutura para a combinação 10

Por fim importa referir que carregando apenas a metade do tabuleiro do lado de Vila Nova de Gaia com a sobrecarga de utilização resulta em esforços iguais ao desta combinação, apenas simétricos relativamente ao centro da ponte.

11 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização nos primeiro e terceiro terços do tabuleiro como ação base

Esta combinação, tal como a anterior, é calculada através da equação 37. O objetivo da consideração desta combinação é novamente avaliar o efeito de carregamentos assimétricos na ponte devidos à sua utilização, considerando-se neste caso o carregamento apenas nos 78 metros mais próximos de cada uma das margens deixando o centro do tabuleiro livre de ações variáveis, conforme a figura 61 ilustra.

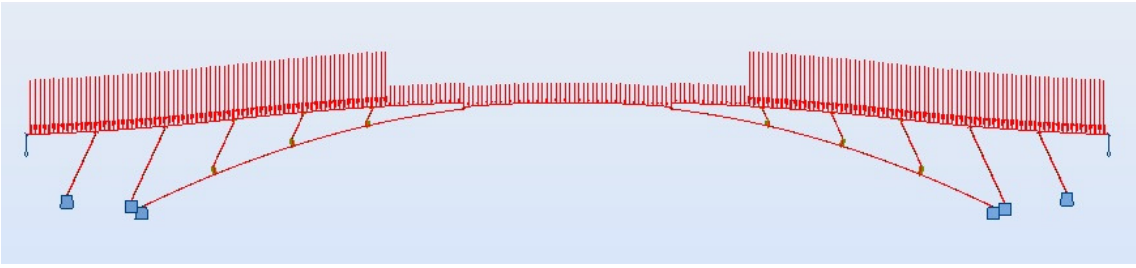


Fig. 61 - Esquema do carregamento assimétrico da combinação 12

Esta combinação embora não provoque forças ou reações máximas em nenhuma parte da estrutura permite avaliar o comportamento da estrutura quando carregada na zona do tabuleiro apoiada em pilares, nomeadamente a deformada da estrutura (figura 62).

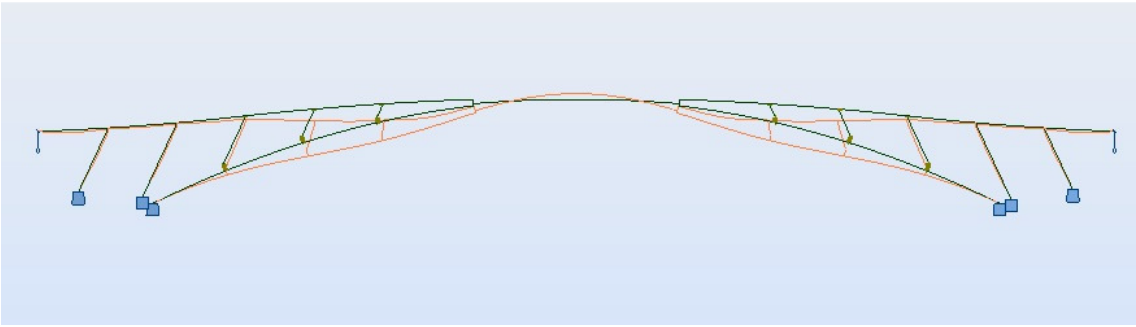


Fig. 62 - Vista lateral da deformada da estrutura sujeita à combinação 12

12 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização no segundo terço do tabuleiro como ação base

Esta combinação surge no seguimento da anterior, representando a alternativa oposta, ou seja o carregamento apenas dos 78 metros centrais do tabuleiro. À semelhança da anterior, é calculada através da equação 37 e também não provoca esforços ou reações máximas em nenhuma zona da estrutura, pretendendo-se aqui avaliar o comportamento da estrutura quando solicitada por cargas coincidentes com o troço central do tabuleiro/arco ou seja, no centro do maior vão livre. As figuras 63 e 64 ilustram respetivamente o carregamento associado a esta solicitação e a deformada resultante.

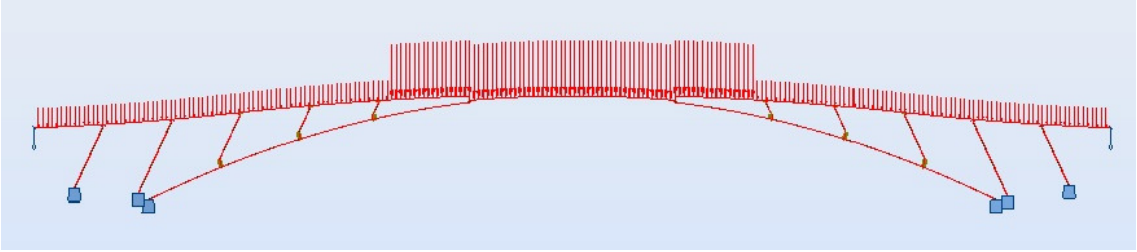


Fig. 63 - Esquema do carregamento da combinação 13

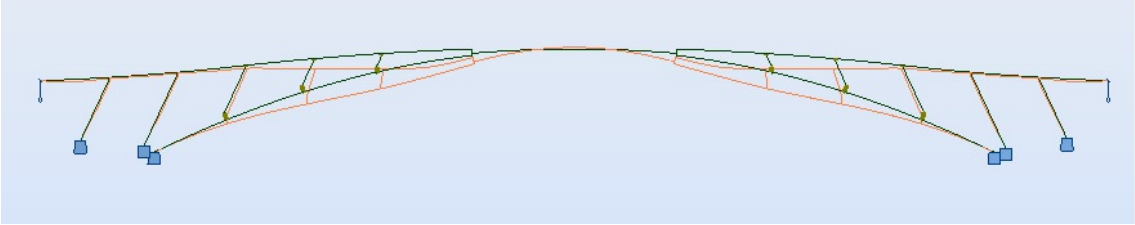


Fig. 64 - Vista de alçado da deformada da estrutura devido à combinação 13

13 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização apenas em parte do tabuleiro (zona mais externa)

Tal como nas combinações anteriores calcula-se através da equação 37. Pretende-se ainda com esta combinação avaliar o efeito dos carregamentos não uniforme, neste caso a sobrecarga de utilização apenas nos 1,25 metros exteriores do tabuleiro (zona fora dos apoios dos pilares), conforme apresentado na figura seguinte.

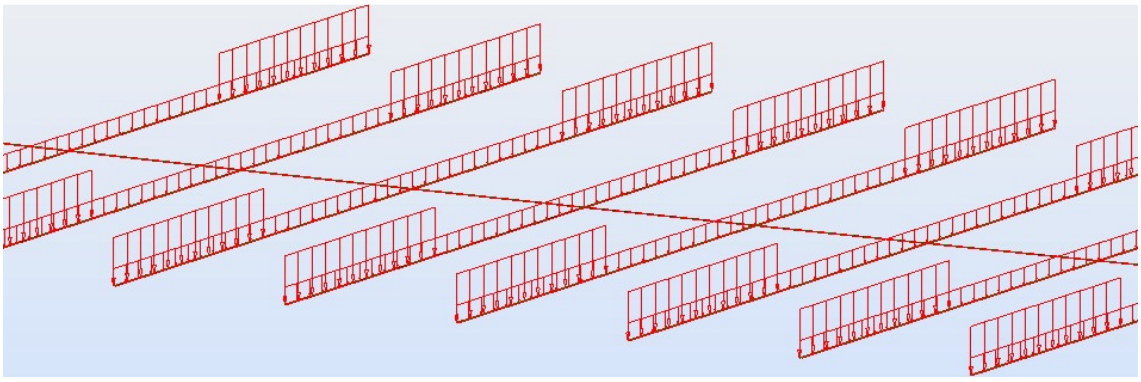


Fig. 65 - Esquema do carregamento do tabuleiro na combinação 14

Esta combinação permite avaliar os efeitos os momentos transversais negativos máximos no tabuleiro. No entanto face à elevada inércia à flexão transversal do tabuleiro e do tabuleiro mais arco este efeito não é significativo. Também no que diz respeito a esforços, nesta combinação não produz esforços críticos.

14 - Combinação ELU com sobrecarga de utilização apenas em parte do tabuleiro (zona mais interna)

Esta combinação surge no seguimento da anterior, neste caso com a sobrecarga de utilização apenas na zona do tabuleiro entre os apoios dos pilares (fig. 66).

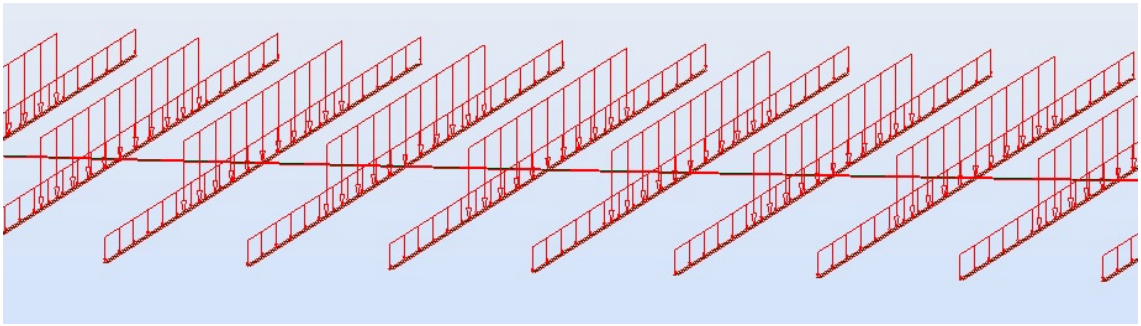


Fig. 66 - Esquema de carregamento do tabuleiro na combinação 15 do ELU

À semelhança da combinação anterior o efeito na deformada transversal do tabuleiro não é significativo e em termos de esforços na estrutura global o seu efeito é igual ao da combinação 14, conforme se demonstra na tabela 14.

15 - Combinação ELU com sobrecarga da corrente como ação base e sobrecarga de utilização como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{SC} + \psi_{0,SU} \times Q_{SU}\right] \quad (38)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SU} + 0{,}6 \times Q_{SC}$$

Esta combinação, semelhante à combinação 2, trocando-se apenas a ação base pela secundária e vice-versa, pretende avaliar o efeito do momento criado pela corrente em conjunto com o efeito estabilizador da sobrecarga.

No entanto esta combinação não contribui de forma significativa para a envolvente de esforços nem para os valores máximos das reações.

16 - Combinação ELU com sobrecarga da corrente como ação base e variação de temperatura uniforme positiva como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{SC} + \psi_{0,\Delta U+} \times Q_{\Delta U+}\right] \quad (39)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SC} + 0{,}9 \times Q_{\Delta U+}$$

Tal como a anterior não contribui para a envolvente de esforços ou para as reações máximas.

17 - Combinação ELU com sobrecarga da corrente como ação base e variação de temperatura diferencial positiva como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{SC} + \psi_{0,\Delta D+} \times Q_{\Delta D+}\right] \quad (40)$$
$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{SC} + 0{,}9 \times Q_{\Delta D+}$$

Tal como as anteriores, esta combinação não contribui para a envolvente de esforços ou para as reações máximas.

18 - Combinação ELU com a ação do vento como ação base e sobrecarga de utilização como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_V + \psi_{0,SU} \times Q_{SU}\right] \quad (41)$$
$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_V + 0{,}6 \times Q_{SC}$$

Esta combinação, semelhante à combinação 3, trocando-se apenas a ação base pela secundária e vice-versa, pretende maximizar o efeito do momento criado pelo vento. No entanto devido à majoração das cargas verticais devidas ao vento através dos coeficientes do ELU, e o somatório do efeito da sobrecarga e das cargas horizontais do vento, esta combinação é fundamental para definir quer as reações máximas quer a envolvente de esforços.

Assim desta combinação resultam os esforços axiais mais elevados com F_x=116372 kN na junção entre os dois arcos e o tabuleiro (figura 67) e o maior momento M_x=8591 kNm na base do arco (figura 68). Além destes esforços máximos esta combinação cria os maiores valores de esforços axiais nos pilares, no tabuleiro, nos arcos e no troço central, ou seja nos principais constituintes da estrutura. Apresenta também o maior esforço F_z no tabuleiro e no troço central e os valores mais elevados de M_z nos arcos. Todos estes valores estão disponíveis nas tabelas 14 a 20

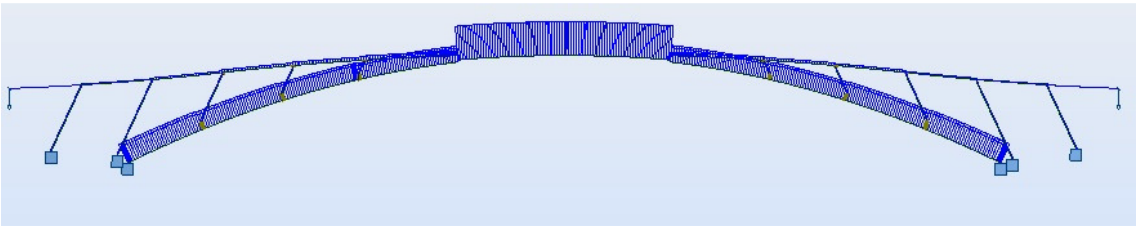


Fig. 67 - Diagrama de esforços axiais em ELU para a combinação 18



Fig. 68 - Diagrama de momentos fletores M_x em ELU para a combinação 18

Além disso devem-se a esta combinação as reações máximas segundo *X*, *Y* e *Z* nos encontros do arco de jusante R_{Fx}=-60908 kN, R_{Fy}=-8875,5 kN e R_{Fz}=38990 kN, as reações máximas R_{Fx}, R_{Fy} e R_{Fz} nos pilares de jusante mais próximos das margens (R_{Fx}=-1437 kN; R_{Fy}=-1454 kN e R_{Fz}=3230 kN) e as reações R_{Fx}=1353 kN e R_{Fz}=3067 kN nos pilares adjacentes.

19 - Combinação ELU com ação do vento como ação base e variação de temperatura uniforme positiva como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_V + \psi_{0,\Delta U+} \times Q_{\Delta U+}\right] \quad (42)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_V + 0{,}9 \times Q_{\Delta U+}$$

Partindo desta combinação é possível obter os valores máximos de M_x nos pilares e de M_z no troço de união entre os arcos e tabuleiro, alcançando M_x=30 kNm e M_z=3658 kNm, respetivamente.

20 - Combinação ELU com ação do vento como ação base e variação de temperatura diferencial positiva como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_V + \psi_{0,\Delta D+} \times Q_{\Delta D+}\right] \quad (43)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_V + 0{,}9 \times Q_{\Delta D+}$$

Desta combinação obtém-se o valor máximo de M_y observado na estrutura, -176546,7 kNm, na base dos arcos (figura 69).

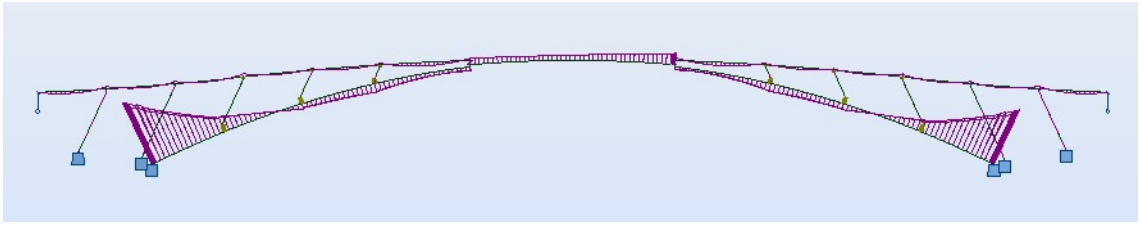


Fig. 69 - Diagrama de momentos M_y no ELU para a combinação 20

Também desta combinação se retira o valor máximo do esforço de corte, *Fy*=388 kN, no troço central.

21 - Combinação ELU com variação de temperatura uniforme negativa como ação base e ação do vento e da corrente como ações secundárias

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_{\Delta U-} + \psi_{0,V} \times Q_V + \psi_{0,SC} \times Q_{SC}\right] \quad (44)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_{\Delta U-} + 0{,}45 \times (Q_V + Q_{SC})$$

Simula um dia de inverno, onde à diminuição de temperatura se somam o efeito do vento e da corrente.

Esta combinação origina os esforços F_z e M_y mais elevados nos pilares, resultando daí o valor máximo do momento de reação segundo Y nestes mesmos pilares, com os valores F_z=105 kN. Verifica-se também que nos pilares mais próximos da margem M_y=534 kNm e R_{My}=572 kNm e nos pilares seguintes R_{My}=486 kNm.

22 - Combinação ELU com a ação do vento como ação base e ação da corrente como ação secundária

Esta combinação é calculada através de:

$$S_{Ed} = \gamma_1 \times G_{pp} + \gamma_2 \times \left[Q_V + \psi_{0,SC} \times Q_{SC}\right] \quad (45)$$

$$S_{Ed} = 1{,}35 \times G_{pp} + 1{,}5 \times Q_V + 0{,}45 \times Q_{SC}$$

Esta combinação, é semelhante à combinação 9, com a particularidade da troca da ação base pela secundária e vice-versa.

Esta combinação contribui significativamente para as envolventes de esforços gerando o esforço máximo F_y na estrutura, de valor 2095 kN, na base dos arcos (fig. 70), e o momento máximo segundo Z, M_z=36333 kNm no mesmo local (fig 71).

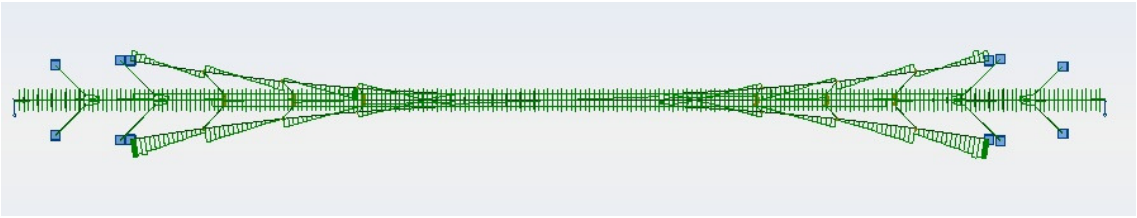


Fig. 70 - Vista de topo dos diagramas de esforços *Fy* em ELU devidos à combinação 23

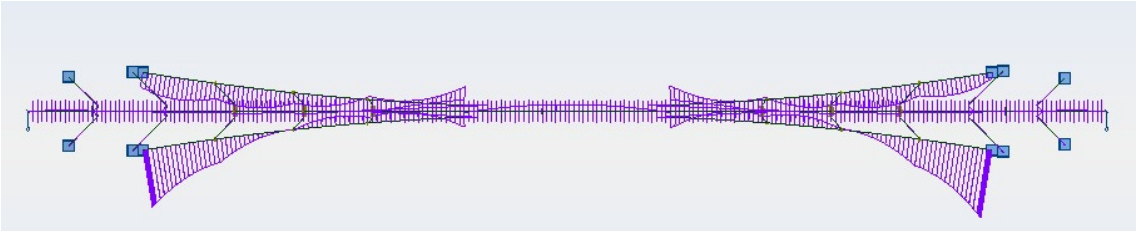


Fig. 71 - Vista de topo dos diagramas de momentos fletores em torno de *Z* na combinação 23

Esta conjugação cria os esforços máximos no tabuleiro F_y=-465 kN, M_x=-1334 kNm e M_z=6090 kNm e os momentos de reação máximos nos arcos de montante (R_{Mx}=34373 kNm e R_{Mz}=36126 kNm) e segundo *Y* nos segundos pilares de jusante (R_{Fy}=-1390 kN).

4.2.3.2.1 SÍNTESE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Para melhor compreensão e mais fácil consulta dos valores obtidos para os esforços máximos na estrutura e respetivas reações devidas ao cálculo em Estado Limite Último apresentam-se as seguintes tabelas-síntese:

Tabela 14 - Esforços *Fx*, *Fy*, *Fz*, *Mx*, *My* e *Mz* máximos em cada uma das combinações

ELU Combinações	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
1	105151,56	1573,89	10499,41	6326,76	-160555,56	15046,00
2	112631,05	-1599,02	10437,09	6806,23	-158877,41	15306,04
3	115099,34	1596,45	10370,82	-7311,99	-162685,72	19049,74
4	113012,05	1573,41	10385,71	6719,74	-155789,78	13772,12
5	112353,84	1544,85	10496,35	6852,02	-160503,25	12950,43
6	112249,69	1542,14	10507,77	6974,70	-161815,85	12774,37
7	112281,05	1566,18	10414,47	6844,10	-157696,84	13483,21
8	115099,52	1733,90	10372,14	-7357,62	-163032,29	210802,00
9	107620,65	2077,53	10460,83	-6943,14	-165647,57	27598,49
10	108904,22	-1717,67	10705,78	7352,15	-175439,78	18972,29
11	107149,19	1514,01	10869,51	6791,20	-168657,28	9919,78
12	110715,51	1770,64	10077,19	6389,41	-150798,04	18343,50
13	108891,21	1565,83	10473,08	6586,99	-159679,19	14159,62
14	108891,21	1565,83	10473,08	6586,99	-159679,19	14159,62
15	108143,90	-1941,78	10472,13	-6469,43	-160487,30	21112,90
16	105533,36	-1966,18	10432,46	-6139,20	-158170,44	22320,88
17	104875,15	-1938,11	10543,19	-6262,70	-162908,84	21499,18
18	116371,52	1948,18	10695,92	-8590,96	-174124,13	33591,87
19	113760,98	1972,01	10659,96	-8260,73	-171807,27	34799,85
20	113102,77	1944,61	10772,89	-8384,24	-176545,67	33978,16
21	106984,92	1732,36	10527,06	-7039,76	-169904,76	22023,83

22	113379,98	2094,79	10739,80	-8428,22	-175193,35	36333,78

Tabela 15 - Quadro dos valores máximos da envolvente de esforços em ELU

	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Força	116371,5	2094,79	10944,7	-8590,96	-176546,7	36333,78
Combinação	17	9/22	10	17	19	22
Local	união do tab. e arcos	base dos arcos	base dos arcos	base dos arcos	base dos arcos	base dos arcos

Tabela 16 - Valores máximos dos esforços em ELU no tabuleiro

	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Força	14312,10	-465,23	2993,78	-1333,51	-9705,25	6089,53
Combinação	17	22	17	22	7	22

Tabela 17 - Valores máximos dos esforços em ELU nos arcos

	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Força	72348,61	2094,79	10944,7	-8590,96	-176545,7	36333,78
Combinação	17	22	10	17	19	22

Tabela 18 - Valores máximos dos esforços em ELU no troço central (arcos e tabuleiro unidos)

	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Força	116371,5	387,72	1830,81	-196.22	-33127,45	3658,07
Combinação	17	19	10	17	10	17

Tabela 19 - Valores máximos dos esforços em ELU nos pilares

	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Força	4064,58	228,60	104,94	29,90	-533,74	-891,69
Combinação	17	9	20	18	20	10

Para o posterior pré-dimensionamento das fundações utilizam-se os valores máximos obtidos para as reações em apoios do mesmo tipo, isto é, por exemplo para os apoios dos arcos dimensionou-se a fundação onde as reações são máximas e consideram-se iguais as restantes três fundações, o mesmo se passando nas fundações dos pilares. Na tabela 20 apresentam-se os valores máximos obtidos em ELU.

Tabela 20 - Reações nos apoios devidos às combinações de ELU

	R_{Fx} (kN)	R_{Fy} (kN)	R_{Fz} (kN)	R_{Mx} (kNm)	R_{My} (kNm)	R_{Mz} (kNm)
Arcos	-60908	-8876	38990	34373	173941	36126
Encontros	-	-101	1881	-	-	-
Primeiros pilares	1437	1454	3230	713	-572	-228
Segundos pilares	1353	-1390	3067	816	-486	281

Na prática o dimensionamento das fundações é efetuado através dos valores máximos obtidos para o ELS uma vez que o principal objetivo é que as tensões transmitidas ao terreno durante o funcionamento usual da estrutura sejam constantes, de modo a não introduzir tensões não uniformes permanentes nas bases da estrutura.

4.2.3.3 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Em Estado Limite de Serviço foi considerado o mesmo conjunto de combinações que em Estado Limite Último, sendo no entanto abordadas as três combinações, característica, frequente e quase-permanente, utilizando as expressões globais (3), (4) e (5) e os coeficientes apresentados na tabela 4.

Conforme seria expectável, ao peso próprio da estrutura e equipamentos fixos deve-se grande parte da deformação vertical verificada. Esta deformação, de valor máximo 8,7 cm, ocorre nos arcos, próximo do apoio dos pilares mais centrais conforme apresentado na figura 72.

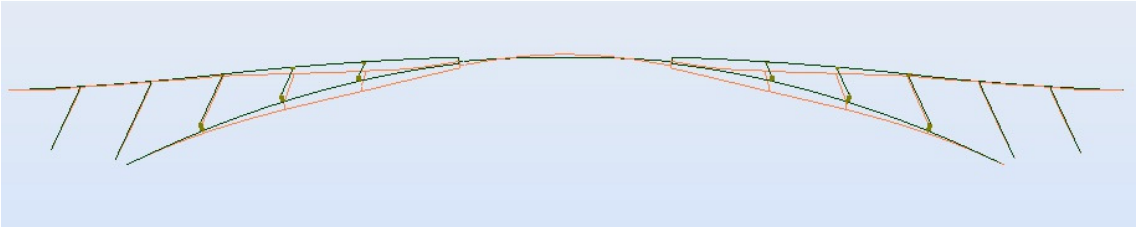


Fig. 72 - Deformada sob ação do peso próprio estrutural e de equipamentos fixos

No fecho do arco verifica-se a ocorrência de uma deformação vertical ascendente, com valor igual a 2,3 cm.

Em combinação característica verifica-se que a flecha vertical descendente varia entre 8,3 e 10,7 cm. O primeiro valor verifica-se na combinação 17, que corresponde à sobrecarga devida à corrente associada a uma variação de temperatura uniforme positiva. O valor máximo do deslocamento vertical verifica-se nas combinações 10 e 11, ou seja, é devido a carregamentos assimétricos em apenas metade do tabuleiro. Verifica-se ainda que o deslocamento horizontal longitudinal máximo obtido é 3,1 cm, para os mesmos carregamentos assimétricos que produzem a maior deformada vertical. Relativamente ao deslocamento horizontal transversal o valor máximo é 1,6 cm e obtém-se nas combinações em que a ação do vento surge como ação base. A tabela seguinte apresenta os resultados obtidos:

Tabela 21 - Valores extremos da deformada da estrutura em combinação característica

ELS Combinações		X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	
				ascendente	descendente
Combinação Característica	1 (ações permanentes)	2,4	0,6	2,3	-8,7
	2	2,4	0,5	1,5	-8,8
	3	2,5	0,8	1,4	-9,2
	4	2,3	0,5	2,6	-8,4
	5	2,5	0,5	1,7	-8,9
	6	2,5	0,5	0,5	-9,2
	7	2,4	0,5	1,4	-8,7
	8	2,5	0,8	1,4	-9,2
	9	2,6	0,9	2,2	-9,2
	10	3,1	0,6	2,2	-10,7
	11	2,6	0,5	2,9	-9,1

	12	2,3	0,6	1,0	-8,4
	13	2,4	0,5	1,9	-8,7
	14	2,4	0,5	1,9	-8,7
	15	2,4	0,6	2,0	-8,8
	16	2,3	0,6	3,4	-8,3
	17	2,5	0,6	2,5	-8,9
	18	2,9	1,6	1,6	-10,4
	19	2,7	1,6	2,9	-9,8
	20	2,9	1,6	2,1	-10,4
	21	2,9	0,9	0,1	-10,2
	22	2,9	1,6	1,9	-10,3

No que respeita ao cálculo das combinações frequente e quase-permanente verifica-se que algumas combinações não necessitam de ser calculadas pois face à introdução dos coeficientes ψ_0, ψ_1 e ψ_2 surgem diferentes combinações com as mesmas solicitações.

Tabela 22 - Valores extremos da deformada da estrutura nas combinações frequente e quase-permanente

ELS				X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	
	Comb.	Ação Base	Rest. Ações Variáveis			ascendente	descendente
Combinação Frequente	1	S. Utilização	-	2,4	0,5	2,0	-8,7
	2	S. Utilização	ΔTU+	2,3	0,5	3,0	-8,3
	3	S. Utilização	ΔTU-	2,6	0,6	0,9	-9,1
	4	S. Utilização	ΔTD+	2,5	0,5	2,2	-8,9
	5	S. Utilização	ΔTD-	2,4	0,5	1,8	-8,6
	6	S. Corrente	-	2,4	0,6	2,3	-8,7
	7	S. Utilização (1ª metade)	-	2,7	0,6	2,2	-9,5
	9	S. Utilização (1 e 3º terço)	-	2,5	0,5	2,5	-8,8
	10	S. Utilização (2º terço)	-	2,4	0,6	1,8	-8,6
	11	S. Utilização (extremo tab.)	-	2,4	0,6	2,1	-8,7

	12	S. Utilização (centro tab.)	-	2,4	0,6	2,1	-8,7
	13	S. Corrente	ΔTU+	2,3	0,6	3,3	-8,3
	14	S. Corrente	ΔTD+	2,5	0,6	2,5	-8,8
	15	Vento	-	2,5	0,7	2,2	-9,0
	16	Vento	ΔTU+	2,4	0,7	3,2	-8,6
	17	Vento	ΔTD+	2,6	0,7	2,4	-9,1
Comb. Quase - Permanente	1	ΔTU+	-	2,3	0,6	3,3	-8,3
	2	ΔTU-	-	2,6	0,6	1,2	-9,1
	3	ΔTD+	-	2,5	0,6	2,5	-8,8
	4	ΔTD-	-	2,4	0,6	2,1	-8,6

Conforme se pode concluir pela análise da tabela 22 os valores dos deslocamentos máximos nas combinações frequente e quase-permanente são em média inferiores aos da combinação característica e aproximam-se dos valores da ação permanente.

Facilmente se verifica também que os valores obtidos cumprem o exigido quer no Eurocódigo quer no no RSA, sendo muito inferiores aos limites impostos (deformação máxima de 0,39 metros na combinação característica, segundo o Eurocódigo, e de 0,59 metros na combinação frequente, segundo o RSA).

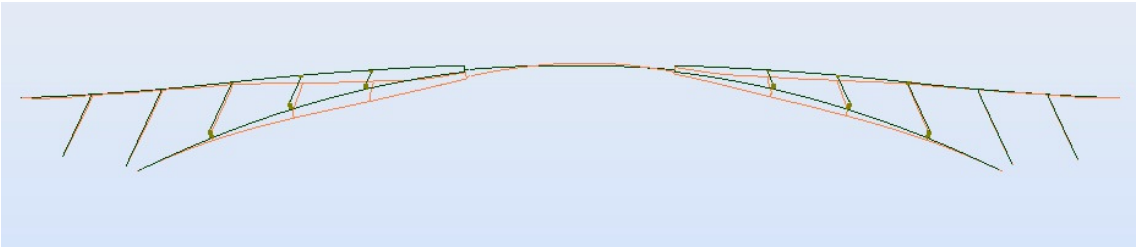


Fig. 73 - Deformada para a combinação 10, que produz o maior deslocamento vertical

4.2.3.4 AÇÃO ACIDENTAL

A combinação acidental é calculada através da equação (2), que inclui o efeito do peso próprio estrutural, dos equipamentos fixos e a sobrecarga devida ao efeito da cheia. Não se considerou o efeito da sobrecarga de utilização uma vez que numa situação de cheia histórica e com parte do tabuleiro submerso é garantido que a ponte não será utilizada, sendo o seu tráfego vedado. Por outro lado, também foi desprezado o vento uma vez que a parte do tabuleiro não submersa encontrar-se-ia no limite a menos de 3 metros da linha de água pelo que é aceitável considerar que o efeito do vento a uma altura tão pequena e numa área tão reduzida pode ser desprezada.

Verifica-se ainda que a ação acidental de cheia não é condicionante em grande parte da estrutura, obtendo-se esforços inferiores aos devidos a outras combinações de ELU. No entanto, na base do arco de montante os esforços F_y e M_z são os máximos verificados na estrutura com valores de 2589 kN e 48308 kNm, respetivamente.

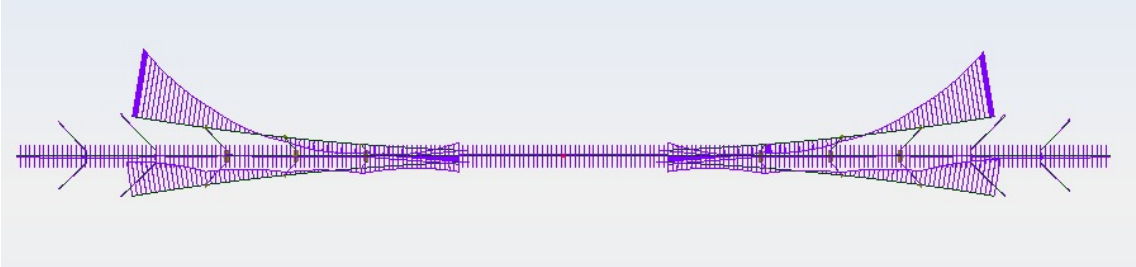


Fig. 74 - Vista de topo do diagrama de momentos segundo *Z* para a ação acidental

A combinação acidental provoca reações superiores às obtidas para ELU na base dos arcos de montante em termos de momentos M_z, com um valor de 46194 kNm. Também a reação segundo *Y* nos encontros, 252 kN, é superior ao máximo obtido em ELU assim como as reações momento M_x e M_z nos pilares. Nos segundos pilares de montante R_{Mx}=1471 kNm e R_{Mz}=612,3 kNm, enquanto nos segundos pilares de jusante R_{Mz}=538 kNm. Nos primeiros pilares de montante R_{Mx}=1220 kNm e R_{Mz}=477,5 kNm, enquanto nos primeiros pilares de jusante R_{Mz}=449 kNm.

É importante ainda referir que, tal como esperado, com a ação acidental se obtém o valor mais elevado para a deformada horizontal transversal, com um valor de 2,4 cm. Os valores dos restantes deslocamentos são semelhantes aos obtidos na análise em ELS, não sendo condicionantes.

4.2.4 Análise Quantitativa dos Resultados em Secções Críticas

Devido ao extenso desenvolvimento da ponte torna-se impossível analisar em tempo útil pormenorizadamente todas as secções da estrutura. Assim, para realizar o pré-dimensionamento da estrutura, optou-se por estudar secções específicas onde os esforços sejam condicionantes.

A figura 75 ilustra a localização das diferentes secções escolhidas assim como a identificação dada a cada uma das secções.

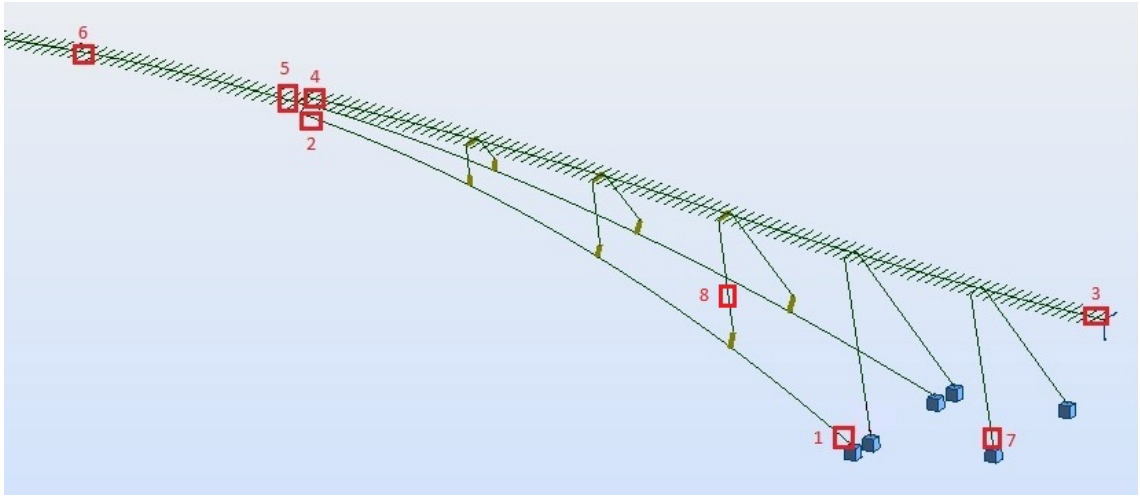


Fig. 75 - Localização das secções utilizadas na análise de resultados e pré-dimensionamento e respetiva numeração

As secções escolhidas foram:

- secção 1 - Base do arco;
- secção 2 - Secção do arco imediatamente antes da junção do arco e tabuleiro;
- secção 3 - Secção do tabuleiro junto ao encontro;
- secção 4 - Secção do tabuleiro imediatamente antes da junção do arco e do tabuleiro;
- secção 5 - Secção imediatamente após a junção do arco e tabuleiro;
- secção 6 - Fecho do arco;
- secção 7 - Base do primeiro pilar;
- secção 8 - Terceiro pilar.

Tabela 23 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 1

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 1	1	60637,36	-1480,48	9538,96	-6108,95	-160054,73	-14866,52
	2	47395,91	1069,83	392,37	792,00	6699,54	-7868,05
	3	59,86	0,00	1591,33	0,00	0,00	0,00
	4	10813,67	-0,55	-2538,55	-2,05	-6331,35	7,54
	5	105148,97	-0,24	1427,31	-0,75	-24870,47	-6,06
	6	104700,27	-0,24	-115,28	-0,49	-17071,57	-0,73
	7	3177,74	-73,41	63,40	9,64	-237,96	-275,25

Tabela 24 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 2

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 2	1	64319,86	-1599,02	9376,99	-6675,53	-158594,67	-15041,86
	2	50418,06	1058,67	593,76	856,75	7475,36	-7423,92
	3	67,83	0,00	1803,33	0,00	0,00	0,00
	4	12211,95	-3,55	-2877,54	39,69	-7554,12	68,88
	5	112627,96	-0,27	1655,14	-5,05	-25877,69	-55,01
	6	112137,28	-0,27	-116,75	-0,90	-15593,06	-49,24
	7	3554,65	-113,65	64,07	8,51	-250,28	-414,51

Tabela 25 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 3

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 3	1	63734,08	-1532,45	9513,34	-7311,99	-162685,72	-17266,26
	2	49863,70	1071,62	542,75	542,28	7743,11	-6646,06
	3	69,99	0,00	1860,72	0,00	0,00	0,00
	4	13085,99	-56,17	**-2950,64**	348,97	-7632,52	1814,38
	5	114799,80	-116,25	1642,47	53,91	-24461,08	-214,75
	6	114445,28	-2,65	-198,75	-2,86	-15343,15	1097,42
	7	3633,70	-89,68	68,04	6,56	-272,74	-382,77

Tabela 26 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 4

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 4	1	**64542,09**	-1473,29	9289,06	-6508,04	-155208,59	-13605,33
	2	**50609,27**	1058,64	578,08	**923,97**	7195,35	-7438,82
	3	66,76	0,00	1774,80	0,00	0,00	0,00
	4	12293,08	-0,58	-2875,89	-1,83	-7518,87	7,89
	5	113009,20	-0,29	1625,92	-0,75	-26514,91	-6,38
	6	112519,63	-0,29	-115,48	-0,51	-16559,27	0,36
	7	**3649,14**	-62,77	47,60	**13,71**	-100,54	-182,35

Tabela 27 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 5

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 5	1	64303,02	-1445,23	9409,35	-6631,55	-159946,99	-12771,32
	2	50337,19	1049,73	607,03	904,62	8306,68	-7405,06
	3	**70,70**	0,00	**1879,39**	0,00	0,00	0,00
	4	12178,94	-0,59	-2863,63	-2,12	-6291,98	8,01
	5	112350,89	-0,27	1678,33	-0,88	-22931,31	-6,50
	6	111859,24	-0,27	-115,73	-0,61	-12362,71	-0,59
	7	3514,94	-74,52	64,15	9,45	-244,46	-284,61

Tabela 28 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 6

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 6	1	64283,74	-1442,55	9422,79	-6751,75	-161287,61	-12584,24
	2	50317,62	1052,44	618,42	860,60	7801,87	-7417,33
	3	68,88	0,00	1831,17	0,00	0,00	0,00
	4	12115,53	-0,60	-2879,53	-2,29	-7594,88	8,19
	5	112246,69	-0,28	1686,43	-0,99	-25286,91	-6,65
	6	111754,73	-0,28	-115,97	-0,73	-14625,85	-0,49
	7	3495,26	-88,53	83,56	7,80	-406,34	-401,46

Tabela 29 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 7

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 7	1	64484,39	-1466,18	9321,18	-6628,82	-157143,14	-13305,17
	2	50545,56	1059,32	592,53	884,26	6973,04	-7443,04
	3	65,95	0,00	1753,28	0,00	0,00	0,00
	4	12220,80	-0,59	-2886,87	-2,02	**-8379,57**	8,06
	5	112808,14	-0,30	1641,76	-0,86	-27832,36	-6,52
	6	112317,96	-0,30	-115,72	-0,62	-17693,28	0,33
	7	3609,44	-76,38	66,51	11,60	-259,28	-296,64

Tabela 30 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 8

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 8	1	63641,02	-1673,55	9534,40	-7357,62	-163032,29	-19213,33
	2	49818,31	1074,76	538,26	506,75	7719,86	-6641,91
	3	70,01	0,00	1861,07	0,00	0,00	0,00
	4	13093,64	-59,12	-2950,47	390,72	-7629,76	1875,22
	5	114799,82	-116,23	1641,43	49,73	-24437,85	-263,25
	6	114445,38	-2,64	-199,77	-3,15	-15343,64	1048,38
	7	3616,15	-127,68	66,53	4,31	-269,57	-505,37

Tabela 31 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 9

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 9	1	59648,34	**-2025,33**	9766,59	-6943,14	-165647,57	-25528,23
	2	46644,87	1096,36	321,91	323,56	6866,54	-7072,19
	3	62,07	0,00	1650,23	0,00	0,00	0,00
	4	11720,85	-65,99	-2610,90	488,14	-6397,80	2016,68
	5	107320,89	-116,15	1410,16	40,10	-23353,23	-375,96
	6	107008,72	2,60	-201,72	-3,68	-16823,80	933,41
	7	3180,74	**-214,11**	60,84	-2,05	-246,71	**-774,79**

Tabela 32 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 10

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 10	1	62646,27	-1291,02	9915,45	-6917,05	-175416,52	-9156,94
	2	48582,64	985,08	531,61	865,36	**10058,86**	-6980,95
	3	68,16	0,00	1812,09	0,00	0,00	0,00
	4	12196,50	-0,69	-2830,81	-2,61	-6361,79	9,03
	5	108880,70	-0,39	1412,71	-0,77	-17934,72	-7,70
	6	108421,29	-0,39	**-657,24**	-0,52	-16599,78	1,30
	7	3544,41	-80,21	71,96	9,57	-307,96	-330,94

Tabela 33 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 11

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 11	1	61643,49	-1266,12	9874,50	-6554,78	-168120,01	-9738,08
	2	47745,68	989,92	320,19	883,25	6348,28	-6977,79
	3	67,83	0,00	1803,17	0,00	0,00	0,00
	4	12100,57	-0,56	-2525,38	-2,17	-6283,12	7,58
	5	107146,71	-0,25	1267,09	-0,86	-24641,70	-6,41
	6	106704,43	-0,25	-115,68	-0,58	**-18729,74**	-1,02
	7	3570,92	-75,47	65,34	10,86	-251,27	-290,31

Tabela 34 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 12

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 12	1	63452,82	-1672,12	9019,35	-6190,46	-150279,39	-18167,05
	2	50147,06	1131,55	**668,51**	805,57	7862,32	-8280,58
	3	59,85	0,00	1591,13	0,00	0,00	0,00
	4	10932,77	-0,58	-2895,69	-1,94	-7627,87	8,00
	5	110712,47	-0,28	**1809,81**	-0,77	-26143,20	-6,16
	6	110215,56	-0,28	-115,33	-0,54	-14025,35	0,31
	7	3179,05	-73,58	63,64	9,53	-240,08	-276,81

Tabela 35 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 13 e 14

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 13 e 14	1	62525,14	-1469,20	9447,44	-6369,42	-159151,42	-13980,65
	2	48929,68	1062,69	495,31	842,14	7099,07	-7648,06
	3	63,84	0,00	1697,16	0,00	0,00	0,00
	4	11508,99	-0,57	-2708,13	-2,05	-6944,12	7,79
	5	108888,45	-0,27	1541,74	-0,81	-25385,69	-6,29
	6	108418,73	-0,27	-115,50	-0,56	-16332,07	-0,47
	7	3374,97	-74,53	64,49	10,19	-245,70	-283,58

Tabela 36 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 15

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 15	1	61837,39	-1941,78	9535,96	-6469,43	-160487,30	-20648,06
	2	48471,63	1074,56	459,76	713,68	6941,68	-7678,21
	3	63,09	0,00	1677,14	0,00	0,00	0,00
	4	11395,42	-10,43	-2673,63	137,11	-6812,37	210,54
	5	108140,62	-0,21	1515,42	-14,73	-25205,24	-167,91
	6	107675,38	-0,21	-118,88	-1,49	-16481,61	-163,94
	7	3277,02	-200,97	59,26	2,60	-233,61	-690,58

Tabela 37 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 16

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 16	1	60456,35	-1966,18	9542,31	-6139,20	-158170,44	-21867,30
	2	47390,44	1083,38	357,24	705,25	6318,78	-7864,95
	3	58,84	0,00	1564,30	0,00	0,00	0,00
	4	10927,94	-10,40	-2536,14	137,35	-6284,16	210,19
	5	105530,29	-0,20	1393,61	-14,56	-25407,06	-167,59
	6	105083,07	-0,20	-118,46	-1,33	-18039,93	-163,87
	7	3196,18	-187,20	40,41	5,10	-74,51	-574,37

Tabela 38 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 17

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 17	1	60217,28	-1938,11	9662,60	-6262,70	-162908,84	-21033,30
	2	47118,36	1074,46	386,20	685,90	7430,12	-7831,19
	3	62,78	0,00	1668,89	0,00	0,00	0,00
	4	10813,80	-10,41	-2523,88	137,06	-5057,27	210,31
	5	104871,98	-0,17	1446,03	-14,69	-21823,46	-167,71
	6	104422,67	-0,17	-118,71	-1,43	-13843,36	-164,52
	7	3061,98	-198,95	56,96	0,85	-218,44	-676,63

Tabela 39 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 18

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 17	1	59884,80	-1719,89	9990,45	**-8590,96**	-174124,13	-28062,74
	2	46623,77	1117,73	289,72	-334,58	7834,15	-5085,34
	3	70,28	0,00	1868,46	0,00	0,00	0,00
	4	**14308,88**	-185,82	-2917,32	1168,04	-7073,70	6028,89
	5	**115380,09**	**-386,78**	1473,16	181,81	-20483,20	-700,36
	6	**115368,71**	9,05	-392,19	-8,03	-15648,59	3657,99
	7	3540,53	-121,09	72,46	-3,91	-308,46	-584,78

Tabela 40 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 19

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 19	1	58503,75	-1744,28	9996,80	-8260,73	-171807,27	-29281,98
	2	45542,59	1126,55	187,20	-343,01	7211,26	-5272,07
	3	66,04	0,00	1755,62	0,00	0,00	0,00
	4	13841,40	-185,79	-2779,84	1168,28	-6545,49	6028,54
	5	112769,75	-386,77	1351,36	**181,98**	-20685,02	-700,04
	6	112776,40	9,06	-391,76	-7,87	-17206,90	**3658,06**
	7	3459,69	-107,32	53,61	-1,40	-149,37	-468,57

Tabela 41 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 20

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 20	1	58264,68	-1716,22	**10117,09**	-8384,24	**-176545,67**	-28447,98
	2	45270,50	1117,63	216,16	-362,36	8322,59	-5238,31
	3	69,97	0,00	1860,21	0,00	0,00	0,00
	4	13727,26	-185,80	-2767,58	1167,99	-5318,60	6028,66
	5	112111,44	-386,75	1403,77	181,85	-17101,41	-700,16
	6	112116,00	**9,08**	-392,01	-7,97	-13010,34	3657,41
	7	3325,49	-119,06	70,16	-5,66	-293,29	-570,83

Tabela 42 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 21

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 21	1	59650,18	-1670,49	9828,88	-7039,76	-169904,76	-20134,16
	2	46507,73	1083,88	366,00	353,66	7426,22	-7063,97
	3	63,81	0,00	1696,39	0,00	0,00	0,00
	4	11555,05	-59,11	-2614,34	390,35	-6467,58	1874,97
	5	106685,42	-116,17	1462,99	49,65	-22384,08	-263,02
	6	106371,05	-2,58	-199,73	-3,20	-15211,47	1047,34
	7	3093,45	-146,91	**94,32**	-1,73	**-508,92**	-671,30

Tabela 43 - Esforços nas secções tipo para a combinação ELU 22

Secção		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)
Combinação ELU 22	1	58281,52	-1870,01	10084,73	-8428,22	-175193,35	**-30718,51**
	2	45351,37	1126,58	202,89	-410,22	7491,28	-5257,17
	3	67,11	0,00	1784,15	0,00	0,00	0,00
	4	13760,27	**-188,76**	-2781,48	**1209,80**	-6580,73	**6089,53**
	5	112388,52	-386,75	1380,58	177,68	-20047,80	**-748,67**
	6	112394,05	9,08	-393,03	**-8,26**	-16240,68	3608,76
	7	3365,20	-158,19	70,09	-6,60	-299,11	-700,73

No caso particular da secção 8, correspondente ao pilar sujeito a maiores esforços entre os pilares metálicos da estrutura, foram analisados duas secções. Uma junto à base do pilar onde os esforços de compressão e transversos são máximos e outra sensivelmente a meio vão onde os momentos fletores atingem o maior valor. Nestes pilares os esforços transversos e os momentos fletores são devidos ao peso próprio e à ação das cargas horizontais (corrente do rio e vento), apresentando valores pouco significativos.

4.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Conforme especificado em 4.1, o dimensionamento da estrutura é efetuado através da verificação dos requisitos de segurança para os Estado Limite Último e Estado Limite de Utilização.

No Eurocódigo 2, na secção Durabilidade e Recobrimento das Armaduras, é especificado que para qualquer projeto é necessário definir uma classe de exposição e uma classe estrutural de acordo com as condições ambientais a que se encontra sujeita e com a durabilidade pretendida. Assim a classe de exposição em função das condições ambientais é a classe XS1, ou seja, exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto direto com a água do mar. Apesar desta nova travessia se localizar a alguma distância da costa, o transporte de sal marítimo pelo vento até este local não deve ser desprezado. No que respeita à classe estrutural, pretende-se para uma obra desta envergadura uma vida útil elevada, seguramente superior a 50 anos, pelo que se considerou uma classe estrutural S6. Assim, o recobrimento mínimo deve ser igual ou superior a 45 mm de forma a garantir a durabilidade da estrutura.

Também é necessário verificar em Estado Limite Último a resistência à flexão, à torção e aos esforços transverso e axial nas secções definidas em 4.2.4..

Para efetuar a verificação da resistência à flexão, composta ou desviada, recorreu-se a um programa de cálculo automático para análise de secções, o *Fagus-4*. Este permite não só avaliar a resistência como também dimensionar as armaduras para as secções transversais. Inicialmente, para uma série de secções típicas, foram comparados os resultados do programa *Fagus-4* com os resultados obtidos calculando manualmente através das "Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Acordo com o Eurocódigo 2" [47], tendo-se comprovado a convergência de resultados. Ainda assim, sempre que relevante, os resultados do programa foram comprovados através do cálculo pelas referidas tabelas.

A verificação da resistência das diferentes secções à torção e ao esforço transverso e a verificação da necessidade de armaduras específicas para estes esforços foram efetuadas de acordo com o disposto no Eurocódigo 2, secção 6. Pelo valor de cálculo do esforço transverso resistente (equação (46)) é possível avaliar a necessidade de armadura para este tipo de esforço:

$$V_{Rd,c} = \left[0{,}12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}\right] \times b_w \times d \tag{46}$$

Para que não exista necessidade de armaduras de esforço transverso, $V_{Rd,c}$ deve ser superior a V_{Ed}.

Caso se verifique a necessidade de armaduras de esforço transverso estas são calculadas por:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0{,}9 \times d \times f_{ywd} \times cot\,\theta} \tag{47}$$

onde Θ, que consiste no ângulo entre a escora de betão comprimido e o eixo da viga, deve ter valores de forma a que a sua cotangente seja superior ou igual a 1 e inferior ou igual a 2,5. No pré-dimensionamento considerou-se sempre $cot\ \Theta=2{,}5$, uma vez que não se verificou neste estrutura o esmagamento de escoras de betão.

Mesmo que se verifique não ser necessário a presença de armadura de esforço transverso o Eurocódigo 2 indica que deve no entanto ser disposta uma armadura mínima calculada por:

$$\frac{0{,}08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \leq \frac{A_{sw}}{s \times b_w} \tag{48}$$

e o espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transverso deve ser sempre inferior a:

$$s_{l,max} = 0{,}75 \times d \times (1 + \cot\alpha) \tag{49}$$

No que diz respeito à resistência à torção, a correspondente armadura transversal necessária obtém-se pela equação (50) do Eurocódigo 2 secção 6.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_T = \frac{T_{Ed}}{2 \times A_k \times f_{yd} \times cot\,\theta} \tag{50}$$

A armadura longitudinal de torção é calculada através de:

$$(A_{sl})_T = \frac{T_{Ed} \times u_k \times cot\theta}{2 \times A_k \times f_{yd}} \tag{51}$$

É ainda necessário considerar o efeito conjunto do esforço transverso e do esforço de torção de forma a avaliar a estabilidade das bielas. Tal é garantido caso se verifique o seguinte:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \tag{52}$$

No que concerne ao pré-dimensionamento considerando os Estados Limites de Utilização, a secção 7 do Eurocódigo 2 impõe um conjunto de parâmetros a serem cumpridos de forma a limitar as tensões presentes na estrutura e controlar as deformações e fendilhações.

Assim, em serviço, a tensão de compressão no betão é limitada superiormente de forma a "evitar a formação de fendas longitudinais, a micro-fendilhação ou níveis de fluência elevados" [36], sendo o seu valor máximo em combinação característica:

$$\sigma_c^{cc} \leq 0{,}6 \times f_{ck} \tag{53}$$

e em combinação quase-permanente a tensão de compressão deve ser inferior ao valor obtido pela equação (54) de modo a se poder considerar a fluência como linear.

$$\sigma_c^{cqp} \leq 0{,}45 \times f_{ck} \tag{54}$$

Por outro lado, caso na combinação característica o valor da tensão de tração na armadura se situe no limite definido por:

$$\sigma_s^{cc} \leq 0{,}8 \times f_{yk} \tag{55}$$

pode-se considerar que um nível de fendilhação ou de deformação inaceitável é evitado.

No que diz respeito ao controlo da fendilhação, segundo o EC 2 - 7.3.1, este é efetuado recorrendo à limitação da abertura das fendas. No Quadro 7.1N do mesmo EC 2 é indicado que para a classe de exposição ambiental desta obra (XS1) a abertura de fendas deve ser inferior a 0,3 mm em combinação quase-permanente. Partindo deste pressuposto, o EC 2 - 7.3.3 permite efetuar esta verificação sem a necessidade de cálculo direto da abertura de fendas. Através dos Quadros 7.2N e 7.3N do referido Eurocódigo, onde para uma dada tensão no aço previamente calculada e para uma valor limite da abertura de fendas, é atribuído um valor máximo para o diâmetro dos varões de aço e para o afastamento entre eles.

O Eurocódigo impõe ainda a necessidade de uma armadura longitudinal mínima de forma a garantir a plastificação da armadura. Essa armadura longitudinal mínima é dada por:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s} \tag{56}$$

Ainda no Eurocódigo 2 (EN1992-2:2005) é definido que em pontes de betão devem ser utilizadas as mesmas áreas mínimas e máximas de armadura definidas na secção geral do EC 2. Assim, para cada tipo de elemento estrutural as normativas europeias definem valores mínimos e máximos de armadura a cumprir.

No caso de elementos do tipo viga/laje, a área de armadura longitudinal mínima é dada por:

$$A_{s,min} = max\begin{cases} 0{,}26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \\ 0{,}0013 \times b_t \times d \end{cases} \quad (57)$$

e a área de armadura longitudinal máxima é obtida através de:

$$A_{s,max} = 0{,}04 \times A_c \quad (58)$$

Em elementos de tipo pilar não existem valores máximos para a área de armadura longitudinal, mas a área de armadura mínima é limitada a:

$$A_{s,min} = max\begin{cases} \frac{0{,}10 \times N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0{,}002 \times A_c \end{cases} \quad (59)$$

Também a cintagem da armadura longitudinal num elemento tipo pilar é alvo de regras definidas no Eurocódigo, devendo a armadura transversal ter diâmetro superior a 6 mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais e o espaçamento entre duas armaduras longitudinais deve ser inferior à menor das distâncias seguintes

- 15 vezes o diâmetro mínimo dos varões longitudinais;
- a menor dimensão do pilar;
- 300 mm.

4.3.1. ARCO

Devido à configuração adotada para a estrutura, os arcos surgem como principais sistemas resistentes, onde a restante estrutura se apoia, nomeadamente o tabuleiro. Assim, é nos arcos que surgem os esforços mais elevados, tal como se verifica facilmente na tabela 15. De modo análogo, é no apoio de cada um dos arcos que os esforços são maiores.

Secção 1 - base do arco

Na análise em Estado Limite Último, na base do arco, está-se perante uma situação de flexão desviada composta. Analisando as tabelas 23 a 45 verifica-se que na secção 1, correspondente à base do arco, o momento fletor máximo segundo *Y* é 176 545,67 kNm resultante da combinação 20. Para esta combinação o momento fletor na direção *Z* é 28 477 kNm, o momento torsor 8 385 kNm e o esforço axial de compressão é 58 269,68 kN.

Através do programa *Fagus-4* calculou-se a necessidade de armadura para esta secção específica. Optou-se por considerar uma área de armadura longitudinal na face superior e numa das faces laterais (a face traccionada) de forma a simplificar o cálculo, obtendo-se uma área de 455 cm^2 de armadura por face. Assim, na face lateral, a armadura longitudinal é realizada através de 57 varões de ϕ32, dispostos em duas fiadas. Na face superior a armadura é composta por 93 varões de ϕ25.

Relativamente ao dimensionamento para esforço transverso, neste caso F_{ymax}=1 716 kN e F_{zmax}=10 117 kN. Através da equação (46) verificou-se que na direção *Y* não é necessária armadura específica de esforço transverso uma vez que a secção existente é suficiente. Na direção *Z*, embora por uma pequena margem, é ainda assim necessário incluir armadura de esforço transverso, tendo-se verificado pela equação (47) a necessidade de no mínimo 29,26 cm^2/m de armadura.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{10117}{0{,}9 \times 3{,}535 \times \frac{500 \times 10^3}{1{,}15} \times 2{,}5} \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 29{,}26\ cm^2/m$$

Na direção *Y* embora não seja necessário armadura de esforço transverso as normas europeias obrigam à inclusão de armadura mínima, calculada através da equação (48), que neste caso terá de ser superior a 26,83 cm^2/m.

$$\frac{0{,}08 \times \sqrt{50}}{500} \leq \frac{A_{sw}}{s} \times \frac{1}{2{,}5} \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq 28{,}28\ cm^2/m$$

De forma a resistir ao esforço de torção presente na peça (M_x=T_{Ed}=8 385 kNm) é necessário dimensionar ainda armaduras longitudinal e transversal a acrescentar às existentes. A armadura transversal é calculada por (equação (50)).

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_T = \frac{8385}{2 \times 10{,}33 \times \frac{500 \times 10^3}{1{,}15} \times 2{,}5} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_T = 3{,}83\ cm^2/m$$

e a armadura longitudinal de torção é:

$$(A_{sl})_T = \frac{8385 \times 13{,}45 \times 2{,}5}{2 \times 10{,}33 \times \frac{500 \times 10^3}{1{,}15}} \Leftrightarrow (A_{sl})_T = 420\ cm^2/m$$

Dividindo a armadura longitudinal de torção pelas 4 faces, e impondo que sejam constituídas de varões idênticos aos da armadura longitudinal de flexão nas faces onde exista, resulta na necessidade de adicionar à armadura já calculada 22 varões ϕ25 nas faces superior e inferior e 12ϕ32 na face lateral.

Assim, a disposição de armaduras final é de 69 varões ϕ32 na face lateral, divididos em três fiadas de 23 varões cada. Neste caso os varões estariam espaçados de aproximadamente 12,5 cm. Na face superior a armadura longitudinal é realizada por 99 varões ϕ25 por face, distribuídos por três fiadas, de 33 varões.

Os estribos serão realizados em ϕ8 espaçado de 20 centímetros em ambas as direções, sendo na horizontal cada conjunto de estribos constituído por 8 ramos enquanto que os estribos verticais são constituídos por 14 ramos.

Para efetuar a verificação de segurança em Estado Limite de Utilização, através do programa *Fagus-4* e utilizando os valores máximos de esforços obtidos em combinação característica e em combinação quase-permanente, concluiu-se que a tensão de compressão no betão é inferior à limite de 30 MPa no caso da combinação característica (resultado da equação (53)) e de 22,5 MPa no caso da combinação quase-permanente (equação (54)). No caso do esforço de tração no aço este é também inferior ao limite de 400 MPa resultante da equação (55). No entanto, na secção em questão, o esforço de tração no betão é superior ao f_{ctm} (4,1) pelo que a secção se encontra fendilhada. Conforme já foi descrito no capítulo 4.2.3.3. o Estado Limite de Deformação é totalmente cumprido, sendo a deformada nesta secção muito inferior à máxima admitida.

Por fim, foram confirmadas as exigências de armadura mínima e máxima, verificando-se que nesta secção a área de armadura é superior à armadura mínima necessária, quer por disposições construtivas quer de modo a garantir a plastificação da armadura aquando da fendilhação, e inferior à armadura máxima permitida.

Um corte transversal da secção 1 é apresentado no anexo A.8-1.

Secção 2 - Secção do arco imediatamente antes da sua junção com o tabuleiro

Esta secção transversal, embora pertença igualmente ao arco, apresenta dimensões bem mais reduzidas e esforços consideravelmente inferiores.

Nesta secção o esforço de compressão máximo é obtido para a combinação 4 e tem valor 50 609 kN. Nesta combinação o momento fletor em torno de *Y* é igual a 7 195 kNm, e em torno de *Z* igual a 8 315 kNm. Novamente através do programa *Fagus-4* verifica-se não ser necessária armadura longitudinal de flexão, uma vez que a resistência da peça de betão é suficiente.

Ainda assim, calculada a armadura mínima de flexão verifica-se ser necessária uma área mínima de 77,02 cm^2, pelo que na face inferior da secção serão dispostos 25 varões ϕ20.

Para o dimensionamento de armaduras de esforço transverso verifica-se que estas não são necessárias quer na direção vertical quer na direção horizontal, existindo apenas a armadura transversal mínima requerida pelo EC 2. A tabela 45 indica-nos os valores dos coeficientes utilizados na equação (46) para verificar a resistência da secção e deste modo a necessidade de armadura de esforço transverso.

Tabela 44 - Coeficientes utilizados para verificação da necessidade de armadura de esforço transverso

direção	b_w (mm)	d (mm)	k	ρ_l	k_1	σ_c
Y	1500	2445	1,286	0,00024	0,15	9
Z	1445	2500	1,88	0,001252	0,15	9

Deste modo, para a direção *Y* vem:

$$V_{Rd,c} = \left[0{,}12 \times 1{,}286 \times (100 \times 0{,}00024 \times 45)^{1/3} + 0{,}15 \times 9\right] \times 1500 \times 2445 = 5531\ kN$$

logo $V_{Rd,c} = 5531\ kN \geq F_Y = 1058\ kN$, pelo que a resistência do betão é suficiente para resistir ao esforço transverso nesta direção.

Analogamente para a direção *Z*:

$$V_{Rd,c} = \left[0{,}12 \times 1{,}88 \times (100 \times 0{,}001252 \times 45)^{1/3} + 0{,}15 \times 9\right] \times 2500 \times 1445 = 6327\ kN$$

ou seja, $V_{Rd,c} = 6327\ kN \geq F_Z = 578{,}1\ kN$. Desta forma em ambas as direções não é necessário incluir armaduras de esforço transverso.

No que concerne à torção, nesta secção verifica-se a existência de um momento torsor de 924 kNm, pelo que se verificou ser necessário a presença de armadura transversal de torção, sendo suficiente uma cintagem da restante armadura a cada 25 centímetros através de um ϕ6, e de armadura longitudinal de torção, constituída por 20 varões ϕ20, distribuídos pelas 4 faces (6 em cada uma das faces horizontais e 4 em cada uma das faces verticais).

Em Estado Limite de Serviço os limites impostos pelas equações (53), (54) e (55), são plenamente cumpridos. De realçar ainda que em serviço, e para a pior combinação obtida, nesta secção nunca são observadas tensões superiores ou próximas da tensão de rotura à tração do betão, pelo que esta secção não se encontra fendilhada.

Um corte transversal da secção 2 é apresentado no anexo A.8-2.

4.3.2. TABULEIRO

O tabuleiro, embora seja caracterizado pela sua elevada esbelteza, é uma peça bastante rígida e que está sujeita a esforços consideráveis especialmente no troço central.

Secção 3 - Secção do tabuleiro junto ao encontro

Analisando as tabelas do capítulo 4.2.4, verifica-se que nesta secção em particular, devido às condições de apoio, apenas existem forças de reduzido valor e apenas em duas direções *X* e *Z*. Neste caso os esforços máximos ocorrem na combinação 5 e são F_X=70,7 kN e F_Z=1879 kN. Face às dimensões da secção estes esforços não são suficientes para que seja necessário dimensionar armaduras. No entanto, através da análise da secção no programa *Robot* verifica-se que as forças F_Y, M_Y e M_Z vão crescendo à medida que nos afastamos do apoio. Assim, nesta secção podemos considerar a existência de forças iguais às que se verificam na secção imediatamente a seguir, F_Y=101 kN, M_Y=1 835 kN e M_Z=102 kN.

Analisando pelo programa *Fagus-4* verifica-se então a necessidade de armadura de flexão, disposta ao longo da face inferior, totalizando 5,99 cm^2. Uma vez que este valor é reduzido foi necessário verificar se as disposições relativas às armaduras mínimas são cumpridas. Através da equação (57) verifica-se ser necessário 60,76 cm^2 de armadura de flexão, obtidos com 20 varões ϕ20 distribuídos ao longo da face inferior.

Em relação à resistência da secção ao esforço transverso, concluiu-se pela equação (46) que a resistência do betão é suficiente, não sendo necessário dimensionar armadura de esforço transverso. O mesmo se verifica para a torção, visto que a peça não se encontra sujeita a esforços de torção.

Em Estado Limite de Utilização, verifica-se que as tensões existentes ficam muito aquém dos limites e que a deformação é quase nula nesta secção (deformada vertical máxima de 0,3 cm).

Um corte transversal da secção 3 é apresentado no anexo A.8-3.

Secção 4 - Secção do tabuleiro imediatamente antes da junção do arco e tabuleiro

Neste troço mantém-se as características geométricas da secção anterior no entanto as cargas são muito superiores pelo que as tensões serão maiores e as armaduras necessárias maiores.

O esforço axial de compressão máximo neste caso totaliza 14 309 kN para a combinação 18 e os momentos fletor segundo *Y* 7 074 kNm e segundo *Z* 6 029 kNm. Deste modo, através novamente do programa *Fagus-4* calculou-se a área de armadura longitudinal de flexão necessária e que totaliza 13,7 cm^2. Uma vez que as características geométricas da secção se mantêm inalteradas, então a necessária área de armadura mínima longitudinal é também igual (60,76 cm^2).

Em relação à resistência ao esforço transverso, através da equação (46) verifica-se que na direção horizontal (F_Y=185,8 kN) a resistência do betão é suficiente para o esforço aplicado. Já na direção *Z* (F_Z=2917 kN) tal não se verifica, sendo necessário armadura de esforço transverso.

Pela equação (47) calcula-se essa mesma necessidade, obtendo-se:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{2917}{2 \times 1{,}7504 \times \frac{500 \times 10^3}{1{,}15} \times 2{,}5} \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 29{,}6\ cm^2/m$$

onde 1,7504 é o valor obtido para a A_k, a área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas.

Posteriormente pela equação (50) e para um momento M_X=1168 kNm foi calculada necessidade de armadura transversal de torção.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_T = \frac{1168}{2 \times 1{,}7504 \times \frac{500 \times 10^3}{1{,}15} \times 2{,}5} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_T = 0{,}000318\ m^2/m = 3{,}18\ cm^2/m$$

e pela equação (51) calcula-se a necessária armadura longitudinal de torção, tendo-se obtido um valor de 198,6 cm^2.

Assim, a armadura longitudinal será constituída por 53ϕ25 (260,23 cm^2>(198,6+60,76) cm^2) distribuídos igualmente ao longo da secção, obtendo-se um espaçamento de aproximadamente 17,5 cm entre cada varão. A armadura transversal de torção e de resistência ao esforço transverso é realizada em ϕ8, sensivelmente 14 ramos (espaçamento transversal de 35 cm) e longitudinalmente espaçados de 20 cm.

Em Estado Limite de Utilização, através do programa *Robot* obteve-se os esforços na secção em combinação característica e quase-permanente e pelo programa *Fagus-4* calculou-se as tensões máximas de compressão no betão e de tração no aço, tendo-se obtido valores de $\sigma_c^{cc} = 26{,}2\ MPa$, $\sigma_c^{cqp} = 18{,}3\ MPa$ e $\sigma_s^{cc} = 381\ MPa$, inferiores aos limites definidos pelo EC 2 (equações (53), (54) e (55)).

Relativamente ao limite de deformação, a deformada vertical nesta secção, em Estado Limite de Utilização, varia entre 1,7 a 6,0 cm, ou seja, está também aquém do limite.

Um corte transversal da secção 4 é apresentado no anexo A.8-4.

4.3.3. TROÇO CENTRAL

Os 50 metros centrais da ponte caracterizam-se pela união entre o tabuleiro e os arcos tendendo estes últimos a desvanecerem no tabuleiro à medida que se aproximam do meio vão, mantendo-se no tabuleiro os aligeiramentos, por uma questão de simplificação construtiva e economia. Assim imediatamente após a união entre o arco e o tabuleiro a secção, correspondente à secção 5, apresenta a configuração indicada na figura 76.

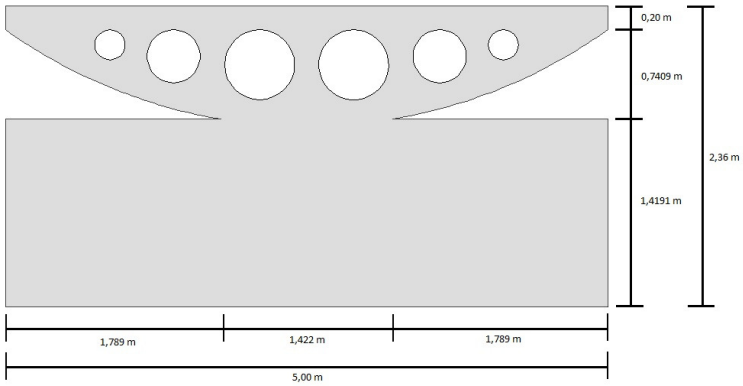


Fig. 76 - Perfil da secção 5

A meio vão, o perfil da secção transversal é o apresentado na figura 77.

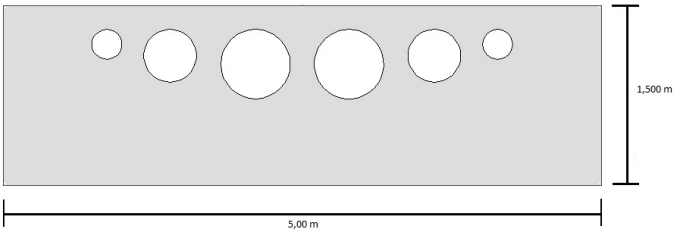


Fig. 77 - Perfil da secção 6

Secção 5 - Secção imediatamente após a junção do arco com o tabuleiro

Nesta secção os esforços considerados são F_X= 115 380 kN, F_Y=386 kN, F_Z=1 670 kN, M_Y=32 837 kNm e M_Z=700 kNm, devidos à combinação 18. O momento torsor M_X nesta combinação é tão reduzido que pode ser desprezado. Recorrendo novamente ao programa *Fagus-4* verifica-se que a resistência da secção é suficiente para aguentar os esforços de compressão e momento fletor, pelo que não é necessária armadura longitudinal. Verifica-se ainda que a secção encontra-se totalmente comprimida pelo que é necessário dimensionar armadura longitudinal tratando este troço da ponte como um pilar uma vez que o seu comportamento se aproxima do de um pilar, recorrendo-se para tal à equação (59).

$$A_{s,min} = \frac{0{,}10 \times 115380}{\frac{500 \times 10^3}{1{,}15}} \Leftrightarrow A_{s,min} = 265{,}4\ cm^2$$

e

$$A_{s,min} = 0{,}002 \times 10{,}7584 \Leftrightarrow A_{s,min} = 21{,}517\ cm^2$$

pelo que:

$$A_{s,min} = 265{,}4\ cm^2$$

Uma vez que esta secção apresenta um perímetro considerável (P≅20,7 metros) torna-se necessário optar por um armadura constituída por varões de diâmetro reduzido de forma a ser possível dispô-los ao longo de todo o perímetro e com um espaçamento aceitável. Deste modo a armadura será realizada em varões ϕ20, totalizando 85 (A_s=266,9 cm^2), com um espaçamento entre cada um de aproximadamente 22,5 cm.

Analisando os esforços transversos atuantes verifica-se ainda não ser necessária armadura de esforço transverso pelo que a única armadura transversal presente na peça é a armadura mínima transversal.

Analisando as tensões presentes na secção em Estado Limite de Utilização, para esta combinação característica os esforços máximos são F_X=84 708 kN, M_Y=15 497 e M_Z= 467 kNM. Estes esforços criam tensões reduzidas na peça, inferiores ao limite de $\sigma_c^{cc} \leq 0{,}6 \times f_{ck}$ (EC 2).

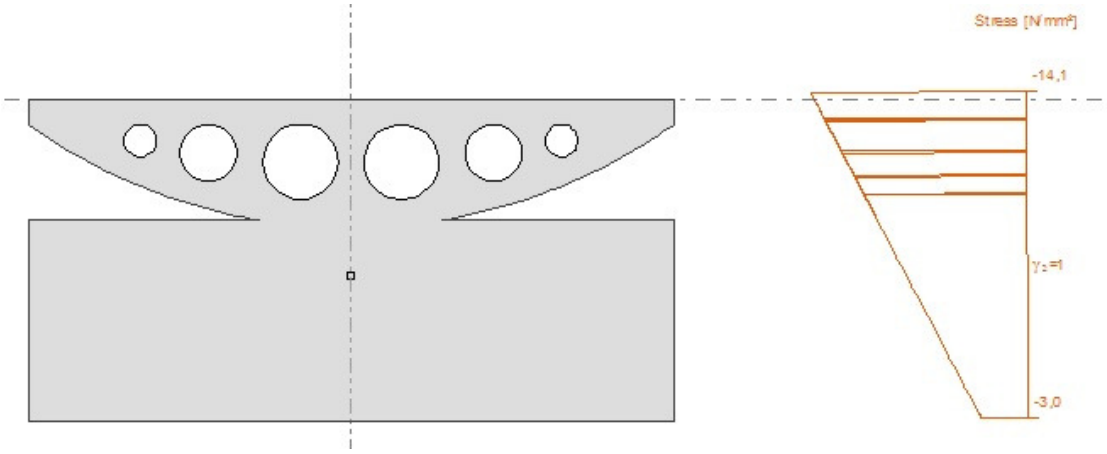


Fig. 78 - Diagrama de tensões na secção 5 para os esforços resultantes da combinação característica

Em combinação quase-permanente os esforços são (F_X=78 853 kN, M_Y=17 782 e M_Z= 97 kNM)pelo que as tensões observadas também são menores, cumprido também o limite do Eurocódigo 2 (equação (54)). A limitação de tensões no aço não é relevante uma vez que nesta secção não se verificam fenómenos de tração.

Em ELS a deslocamento vertical varia entre 1,7 cm e 6,0. Estes valores são inferiores ao limite definido quer pelo EC quer pelo RSA. O deslocamento horizontal, na direção transversal, é no máximo 1,4 cm e na direção longitudinal 1,6 cm.

Um corte transversal da secção 5 é apresentado no anexo A.8-5.

Secção 6 - Fecho do arco

Comparativamente com a secção anterior os esforços atuantes são inferiores, no entanto também o é a área da secção e consequentemente a sua resistência.

Analisando os esforços máximos obtidos para esta secção (tabelas 23 a 44) existe um esforço de compressão axial máximo resultante da combinação 18 igual a F_X= 115 368 kN e momentos fletores M_Y=15 648 kNm e M_Z=3 658 kNm. Utilizando novamente o programa *Fagus-4* verifica-se não ser novamente necessária armadura longitudinal de flexão.

Pela equação (57) calcula-se o valor mínimo de armadura segundo o Eurocódigo 2, tendo-se obtido 9,4 cm^2. À semelhança da secção 5 também o fecho do arco encontra-se, em Estado Limite Último, todo comprimido, pelo que se calculou também a área mínima de armadura segundo a equação (59). Visto que os esforços axiais na secção 5 e 6 são sensivelmente semelhantes a área de armadura necessária irá ser sensivelmente igual, tendo-se obtido um valor para a armadura mínima de 265,3 cm^2.

Esta área de armadura longitudinal é obtida através da 55 varões ϕ25 (270 cm^2) distribuídos ao longo das faces da secção (espaçados aproximadamente 20 cm).

Face às diminutas forças transversais em atuação (F_Y=9,05 kN e F_Z=392,2 kN) o esforço transverso resistente devido ao betão é bastante superior pelo que não é necessário armadura de esforço transverso, passando-se o mesmo para a armadura resistente ao momento torsor (uma vez que

M_X=8,03 kNm). Desta forma a única armadura transversal existente é obrigatória pelo eurocódigo para elementos tipo pilar e é constituída por uma cintagem em varões ϕ8 espaçados de 30 centímetros.

Em Estado Limite Utilização, para a combinação característica ou rara o esforço máximo axial é 84 668 kN, enquanto que os momentos fletores são M_Y=11 507 kNm e M_Z=2 438 kNm. Para estes esforços toda a secção se encontra comprimida, variando as tensões entre 4,9 MPa e 21,7 MPa, conforme a figura 77 ilustra, o que está aquém da limitação de tensões do Eurocódigo.

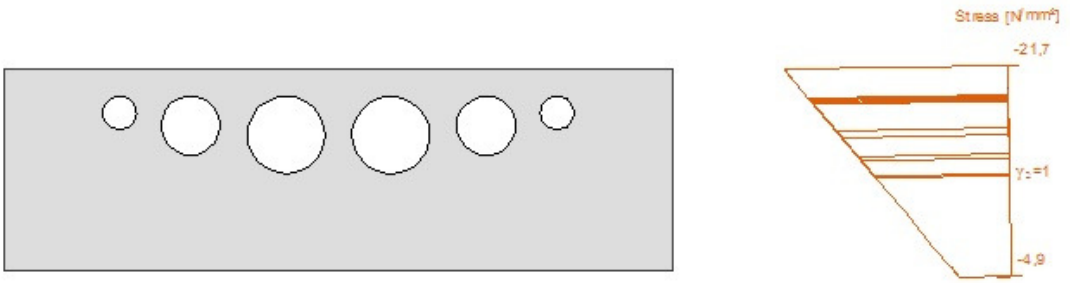


Fig. 79 - Diagrama de tensões na secção de fecho do arco para os esforços máximos da combinação característica

Em combinação quase-permanente os esforços são inferiores e por consequência também a tensão máxima de compressão o é, cumprindo o limite de $0{,}45 \times f_{ck}$. Tal como na secção 5, uma vez que não se verificam fenómenos de tração a limitação de tensões no aço não é relevante.

Relativamente à deformada, no troço de fecho do arco, esta é ascendente, ou seja, face as cargas atuantes em toda a estrutura nesta zona o tabuleiro tenderá a elevar-se ligeiramente face à posição inicial. Esta deformada, para as combinações de ELS analisadas, varia entre 0,0 cm e 3,3 cm. Complementarmente a deformada lateral máxima é 1,4 cm enquanto a deformada longitudinal máxima é 0,6 cm.

Um corte transversal da secção 6 é apresentado no anexo A.8-6.

4.3.4. PILARES

Nos pilares de betão apenas se processou à analise do pilar que, face ao seu maior desenvolvimento e maiores esforços, necessitaria de um pré-dimensionamento mais cuidado. Optou-se pela base por ser a zona do pilar onde os esforços são mais significativos. Para os restantes pilares de betão o método de pré-dimensionamento será semelhante ao apresentado seguidamente.

No caso dos pilares centrais, metálicos e com rótulas nos apoios, também se analisa apenas um pilar, neste caso o mais exterior. Conforme foi referido anteriormente analisaram-se dois casos distintos para este pilar.

Secção 7 - Base do 1º pilar

Na base do pilar o esforço máximo axial é obtido na combinção 4, e totaliza 3649 kN. Nesta combinação os momentos fletores na base do pilar são M_Y= 100,5 kNm e M_Z= 182,4 kNm. Através do

programa *Fagus-4* verifica-se não ser necessário a inclusão de armadura longitudinal de flexão uma vez que a resistência da secção de betão é suficiente.

A armadura mínima de flexão obrigatória pelo Eurocódigo (calculado pelas equações (56) e (57)) totaliza apenas 0,97 cm^2. Pela equação (59) calcula-se a armadura mínima obrigatória pelo EC 2 para pilares, obtendo-se o valor de 1,10 cm^2. Estes valores são extremamente reduzidos, pelo que a armadura disposta por motivos construtivos supera estes valores.

Relativamente aos esforços transversais, a resistência do betão em ambas as direções é maior que os esforços transversos em ELU pelo que não é necessário armadura de esforço transverso ($V_{Rd,c\ Y}$=887,2 kN>F_Y=62,8 kN e $V_{Rd,c\ Z}$=899,2 kN>F_Z=47,6 kN). Também a resistência ao momento torsor é suficiente para resistir ao momento M_X aplicado ($T_{Rd,c}$=178,96 kNm>M_X=13,7 kNm).

Desta forma, a cintagem da armadura longitudinal é a única armadura transversal presente no pilar.

Em Estado Limite de Utilização verifica-se também o cumprimento do limite de $\sigma_c^{cc} \leq 0{,}6 \times f_{ck}$ e de $\sigma_c^{cqp} \leq 0{,}45 \times f_{ck}$ e a deformada neste local é nula (devido à proximidade da fundação). No entanto, mesmo no topo do pilar a deformada vertical máxima é apenas 1,5 cm.

Um corte transversal da secção 7 é apresentado no anexo A.8-7.

Secção 8 - 3º pilar

Conforme descrito anteriormente, o peso próprio do pilar associado ao seu grande desenvolvimento e inclinação da geratriz gera momentos fletores e esforços transversos nestes pilares. Deste modo o pré-dimensionamento deste pilar é efetuado analisando-o em dois locais, na base onde o esforço de compressão é máximo e sensivelmente a meio do seu desenvolvimento onde os momentos fletores são maiores.

Através do programa Robot obtiveram-se os esforços na base do pilar para a combinação 10 que provoca o esforço de compressão máximo, tendo se obtido F_X=3604 kN, F_Y=70 kN e F_Z=58,8 kN enquanto que os diferentes momentos são nulos. Para estes valores e recorrendo ao programa *Fagus-4* verifica-se a estabilidade do pilar, com tensões de 13,8 MPa (compressão).

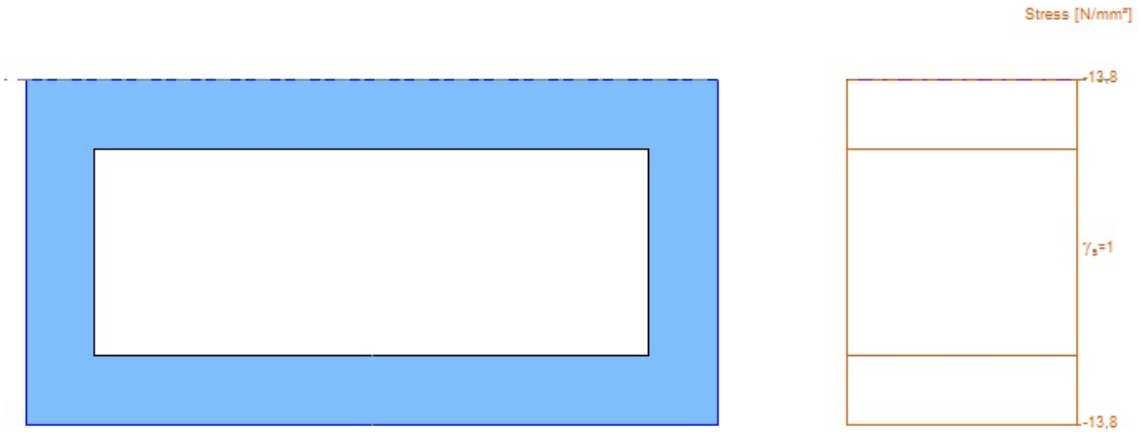


Fig. 80 - Tensões na base do 3º pilar para os esforços máximos em ELU

A meio do desenvolvimento do pilar verifica-se que os momentos máximos ocorrem na combinação 14, totalizando M_Y=286,4 kNm e M_Z=193,5 kNm. Neste local os valores do momento torsor e dos esforços transversos são zero e o esforço axial de compressão é aproximadamente 3200 kN. Pelo mesmo programa de cálculo automático verifica-se que a resistência da secção é suficiente e que as tensões variam entre -0,6 MPa e -24 MPa.

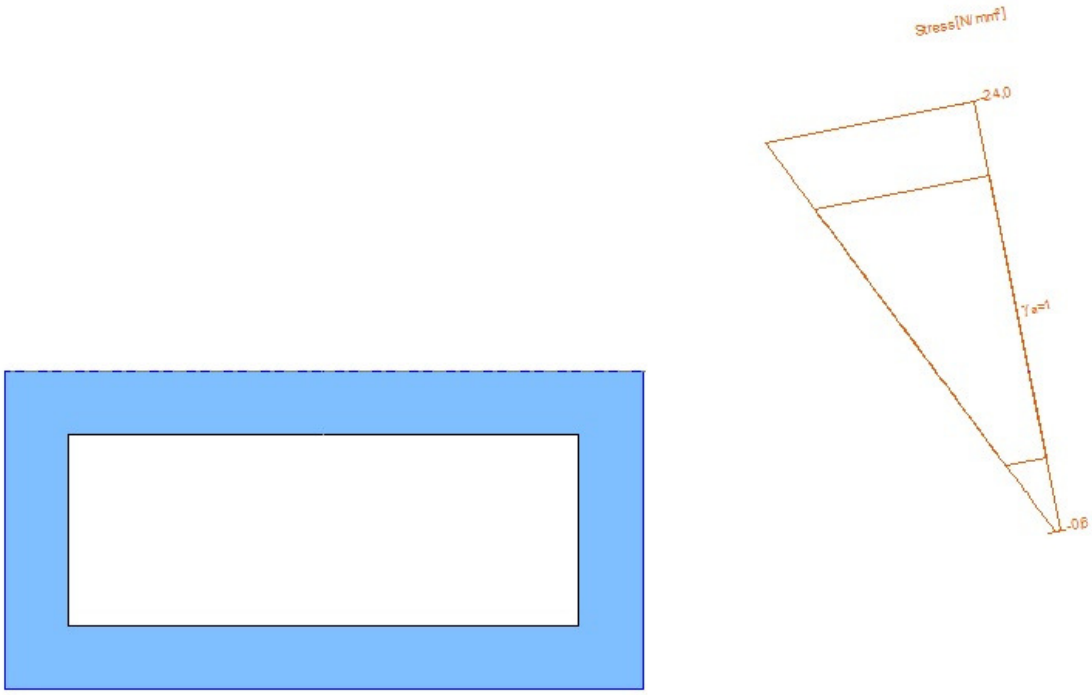


Fig. 81- Tensões a meio do 3º pilar para os esforços máximos nesta secção em ELU (combinação 14)

4.3.5. FUNDAÇÕES

Face à reduzida informação disponível sobre os maciços onde irão assentar as fundações o dimensionamento destas é efetuado para valores típicos de maciços de características semelhantes. Posteriormente será obrigatório proceder a um dimensionamento mais correto assim que existam dados sobre o terreno. Deste modo, sendo um maciço granítico W4 as informações recolhidas permitem considerar que para este maciço a tensão admissível σ_{adm} pertence ao intervalo 10 a 16 MPa.

Tal como já referido em 4.2.3.2.1, a geometria das fundações é definida em função das reações máximas em Estado Limite de Utilização, uma vez que para este estado, ou seja, durante o normal funcionamento da estrutura, se pretende garantir que as fundações transmitem ao terreno um espectro de tensões uniforme. Em caso de cargas superiores às previstas em ELS ou cargas acidentais as fundações respondem de forma satisfatória, apenas gerando tensões não constantes mas inferiores à σ_{adm}.

Fundações dos segundos pilares e dos arcos

As reações do arco totalizam 39 500 kN na direção *X*, 5 500 kN na direção *Y*e 26 750 kN na vertical com momentos de 127 290 kNm na direção *Y* e 24 900 kNm na direção *X*.

O pré-dimensionamento de fundações para esforços desta magnitude antes de mais é um exercício de desenho e geometria. Importa assim garantir que a reação da sapata é colinear com as forças. Para tal, calcula-se a resultantes das forças axiais no plano *XOZ*, que totaliza 47 700 kN estando inclinada de cerca de 34º com a horizontal. Obtido este valor é possível calcular a excentricidade devida ao momento na direção *Y*:

$$e_1 = \frac{M_y}{F_{axial}} \tag{60}$$

$$\Leftrightarrow e = \frac{127290\ kNm}{47700\ kN} = 2{,}65\ m$$

Ou seja, a resultante das tensões no solo deve estar localizada a 2,65 metros da resultante das forças axiais, e com a mesma inclinação.

De modo análogo, para o plano *XOY*, a resultante das forças tem o valor de 39868 kN e tem uma inclinação de 8º. A excentricidade é dada por:

$$e_2 = \frac{M_X}{F_{axial}} \tag{61}$$

$$\Leftrightarrow e = \frac{24900\ kNm}{39868\ kN} = 0{,}625\ m$$

Obtidas as excentricidades, no programa *AutoCAD* foram experimentados vários possíveis desenhos até se encontrar a geometria final que resultasse numa reação colinear e que se enquadrasse no terreno. A solução final é apresentada nas figuras 82 e 83.

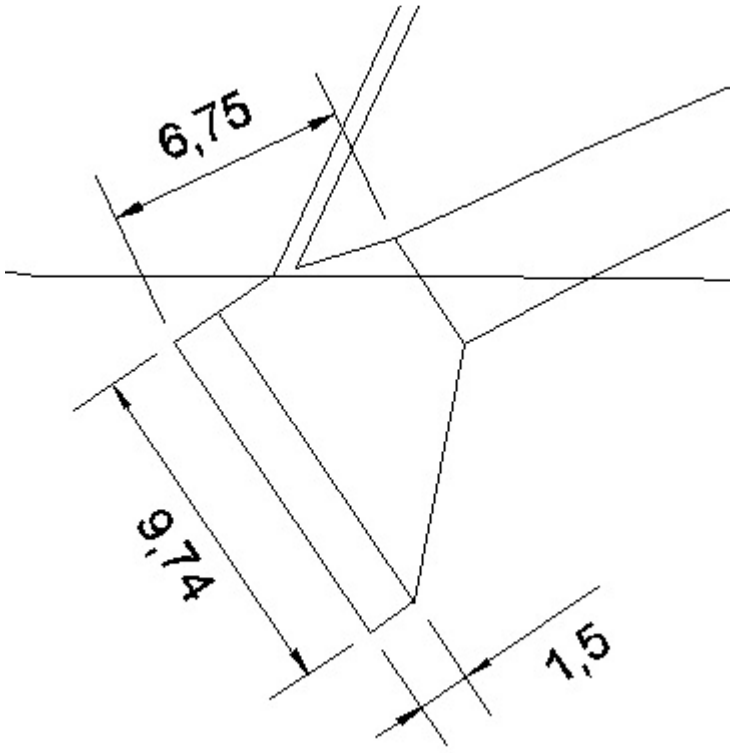


Fig. 82 - Alçado lateral da sapata do arco/pilar

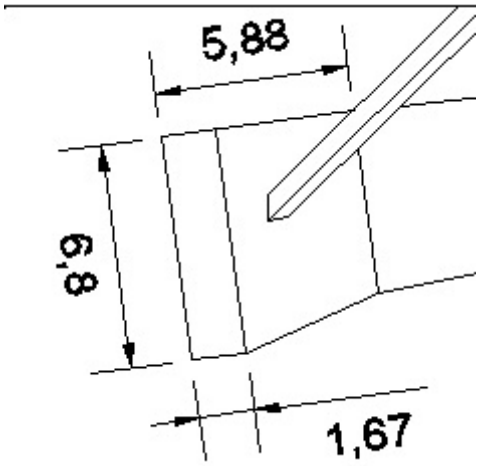


Fig. 83 - Vista de topo da sapata do arco/pilar

Posteriormente, face à geometria final foi verificada a segurança da sapata face a um possível esmagamento das escoras de betão. Também se verifica que as tensões geradas no terreno são constantes e muito inferiores à tensão máxima resistente do maciço (aproximadamente 2 MPa). Face a esta características, calcula-se a armadura de flexão da sapata, sendo necessário 180 cm^2 de armadura longitudinal na direção *Z*. Na direção *Y* são apenas necessários 24 cm^2 de armadura. No entanto, de forma a dimensionar a armadura para os momentos de ELU, majora-se esta armadura , pelo que a armadura em *Z* é constituída por 50 varões ϕ25 (245,5 cm^2), estando cada varão espaçado cerca de 12,5 cm e na direção por varões ϕ25 com o dobro do espaçamento entre si (25 cm) totalizando 40 varões (196 cm^2).

Fundações dos pilares mais próximos das margens

O dimensionamento desta sapata efetua-se de modo análogo ao anterior, variando apenas as reações que é necessário acomodar. Os valores das reações (F_X=1000 kN, F_Y=1000 kN, F_Z=2265kN, M_X=605kNm e M_Y=425 kNm) são muito inferiores aos da outra sapata, verificando-se que a força axial em *XOZ* é 2475 kN fazendo um ângulo de 66º com a horizontal, o que se traduz numa excentricidade:

$$e = \frac{428\ kNm}{2475\ kN} = 0{,}17\ m$$

e no plano *XOY* a resultante tem valor de 1414 kN com um ângulo de 45º e a excentricidade é:

$$e = \frac{605\ kNm}{1414\ kN} = 0{,}42\ m$$

o que resulta na configuração da sapata apresentada na figura 84.

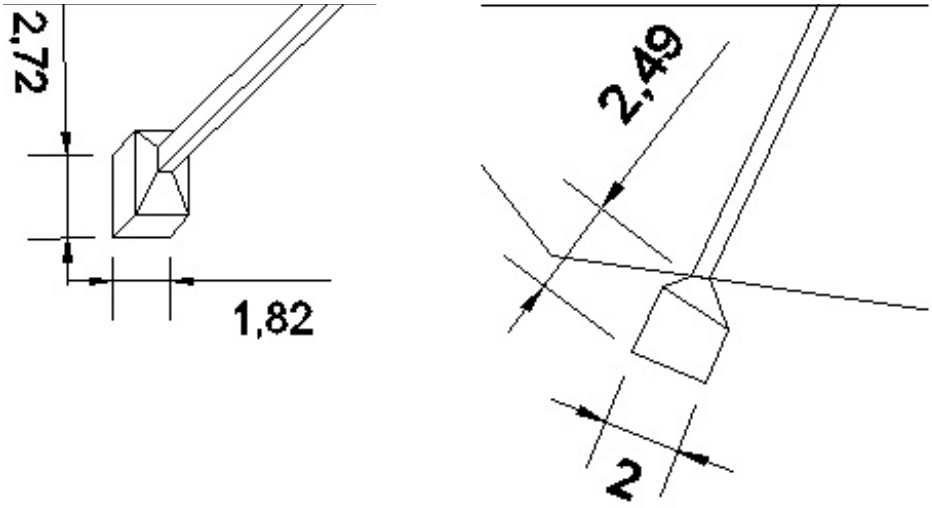


Fig. 84 - Vista de topo e alçado lateral da sapata dos primeiros pilares

Esta fundação em ELS introduz tensões de 0,5 MPa no terreno, o que resulta num momento devido à excentricidade de 475 kNm. Este momento gera a necessidade de 14 cm^2 de armadura. Novamente para responder aos efeitos do ELU a armadura será constituída por uma malha de ϕ20 espaçada de 15 cm em cada direção, o que totaliza 54cm^2 na direção *X* e 44 cm^2 na direção perpendicular

4.3.6. GUARDAS

Estes elementos têm como principal objetivo a garantia da segurança dos utilizadores, instituindo uma limitação física do espaço e diminuindo o risco de queda. A regulamentação existente especifica que para este propósito a altura dos guarda-corpos deve ser igual ou superior a 1,1 metros. Além disso, para assegurar a segurança infantil as guardas não devem ser compostas por elementos horizontais paralelos, impossibilitando o seu uso como "escada", e os espaços abertos entre elementos devem ter uma dimensão reduzida evitando a passagem de crianças pequenas. Assim, optou-se como já referido por guardas contínuas em vidro laminado, inspiradas nas da Ponte della Costituzione, de Santiago Calatrava em Veneza, Itália.



Fig. 85 - Pormenor das guardas da Ponte della Costituzione [50]

Conforme se pode observar na fig. 85, os vidros que compõem as guardas daquela ponte possuem um desenvolvimento longitudinal superior à altura. O mesmo foi adotado para as guardas desta nova travessia, optando-se por 1,75 metros de desenvolvimento horizontal de cada vidro.

Segundo a DTU 39 de maio de 1993 [4], a espessura necessária para que um vidro simples, não aramado e recozido resista aos esforços que o vento lhe provoca é dada por:

$$e = \frac{l \times \sqrt{P}}{4{,}9} \tag{62}$$

sendo l o comprimento dos bordos livres e P a pressão a que o vidro estará sujeito. Neste caso l=1,75 metros e P=1475 Pa, segundo o resultado obtido anteriormente pela equação (13) em 4.2.3.1.2.2., obtendo-se assim uma espessura mínima de 13,72 mm. No entanto, como o vidro a utilizar não será um vidro simples mas vidro laminado, a sua espessura é superior sendo necessário multiplicar por um fator

$$e_l = 1{,}3 \times e \tag{64}$$

Desta forma, o vidro laminado duplo a utilizar nas guarda da ponte tem uma espessura mínima de 18 mm.

5
PROCESSO CONSTRUTIVO

Em obras de engenharia civil, como pontes, o processo construtivo ganha especial importância, sendo necessário desde o início da fase de projeto que o mesmo seja pensado e integrado na conceção estrutural a adotar.

Por outro lado, o processo construtivo tem necessariamente de incluir, como premissas essenciais, a exequibilidade, o tempo de execução, a segurança dos operários e a economia da solução.

No caso específico desta travessia, como principais condicionantes da fase construtiva surgem a navegabilidade do rio, o tempo de execução e a exiguidade das margens no local para acolher um estaleiro de dimensões consideráveis. No que diz respeito à navegabilidade e tempo de execução, face ao perfil de caudais do rio Douro, interessa realizar a construção (ou pelo menos as fases de execução dos elementos mais próximos do rio) nos meses de melhores condições atmosféricas, evitando o inverno e as potenciais cheias no rio Douro. Desta forma, centrando a construção nos meses estivais surge a problemática da navegabilidade, pois é nestes meses que o tráfego fluvial é maior, especialmente o relacionado com o turismo. Assim, é essencial restringir ao mínimo possível os constrangimentos à navegação, pelo que se optou por uma construção em duas fases, primeiro a execução do arco, mantendo dois troços navegáveis na proximidade de cada uma das margens e, posteriormente a execução dos pilares e tabuleiro, abrindo à navegação o troço central sob o arco.

Deste modo, o processo construtivo sugerido baseia-se nas seguintes fases:

i. Remoção do estabelecimento comercial existente no cais da Estiva e implementação, nesse local do estaleiro, de apoio à obra;
ii. Instalação das ensecadeiras para as fundações dos arcos;
iii. Remoção dos sedimentos existentes no leito do rio e escavação do maciço rochoso para a posterior execução das fundações dos arcos;
iv. Betonagem das fundações dos arcos e início da betonagem dos mesmos e, em simultâneo, colocação dos pilares metálicos provisórios no leito do rio;
v. Colocação das vigas metálicas para apoio à construção do cimbre;
vi. Construção do cimbre para a betonagem dos arcos, apoiado nas vigas metálicas;
vii. Betonagem dos arcos;
viii. Retirada do cimbre e das vigas metálicas e reabertura do troço central do rio à navegação;
ix. Instalação das ensecadeiras para as fundações dos pilares;
x. Remoção dos sedimentos existentes no leito do rio e escavação do maciço rochoso para a posterior execução das fundações dos pilares;
xi. Betonagem das fundações dos pilares;

xii. Betonagem dos pilares e em simultâneo instalação dos cavaletes de apoio à construção do tabuleiro;
xiii. Betonagem faseada do tabuleiro, avançando do centro para as margens, e betonagem dos acessos na margem de Vila Nova de Gaia;
xiv. Acabamentos gerais (colocação de pavimento, iluminação, guardas, etc.) e execução dos acessos do lado do Porto;
xv. Remoção do pilar provisório.

Uma vez que o espaço disponível nas margens é reduzido, o estaleiro apenas tem a função de apoio direto à obra, não permitindo dispor de uma área de armazenamento significativa. Assim, o fornecimento de materiais tem de ser efetuado com um ritmo próximo do contínuo e através de volumes mais reduzidos. Face aos constrangimentos de tráfego expectáveis devido principalmente às características dos arruamentos no local, o fornecimento por via fluvial pode ser uma alternativa a considerar. Também a betonagem pode ser realizada partindo de uma barcaça no rio, não sendo necessário a implantação de uma central de betonagem na zona ribeirinha ou de um fluxo de camiões atravessando o centro histórico da cidade.

As vigas metálicas de apoio à construção permitem suportar os cavaletes que formam o cimbre para a betonagem dos arcos e do troço central da ponte. As vigas metálicas apoiam, numa extremidade no pilar provisório central, na outra extremidade e a cada 20 metros apoiam-se em apoios localizados no leito do rio. Após o final da betonagem do arco, as vigas, cavaletes e restantes estruturas de apoio, à exceção do pilar provisório central, são desmontadas e reutilizadas na betonagem do tabuleiro.

A betonagem do tabuleiro é faseada, procedendo-se à betonagem de troços de 15 metros, ou seja os troços entre pilares. Os pilares são betonados previamente e executados com auxílio de cavaletes de apoio, cavaletes estes que só são retirados após a conclusão do tabuleiro. Os cavaletes metálicos de apoio à betonagem do tabuleiro apoiam-se diretamente no arco e nos 40 metros mais próximos de cada uma das margens apoiam-se numa viga metálica lançada entre pilares.

O uso de vigas metálicas e de cavaletes metálicos tubulares permite uma poupança no peso próprio da estrutura metálica, o que se revela algo fundamental face aos vãos em causa. Também a facilidade de montagem e desmontagem dos cavaletes e das vigas e a possibilidade de proceder à montagem de secções destas últimas noutro local e posterior transporte para a obra permite uma poupança significativa de tempo de construção. Mais uma vez o transporte por meio fluvial das vigas é uma possibilidade.

A colocação do pilar provisório principal e dos apoios das vigas metálicas e dos cavaletes, será efetuada com recurso a uma barcaça, efetuando-se furos no leito do rio partindo da barcaça, onde posteriormente são colocados as fundações e respetivos pilares. O pilar provisório principal, oco, é depois enchido com betão e estabilizado lateralmente, com recurso a cabos seguros a montante e a jusante, funcionando como espias.

O faseamento construtivo possibilitando a reutilização das vigas, cavaletes e ensecadeiras, permite poupar nas necessidades de material e consequentemente no custo total da obra.

Por fim, importa realçar a necessidade de toda a construção ser efetuada do modo mais simétrico possível, de forma a reduzir os desequilíbrios introduzidos na estrutura.

Embora este método e faseamento construtivo sejam apenas uma hipótese, sujeita a um posterior refinamento num momento mais avançado da fase de projeto, tem como principal objetivo demonstrar a viabilidade de execução desta travessia não impondo uma grande mobilização de terreno nas

margens. Permite ainda que a construção seja efetuada sem a existência de um complexo cimbre, como se verificou na Ponte da Arrábida ou de Plougastel (figuras 22 e 23), que representa simplificadamente a construção de um arco de grandes dimensões apenas para possibilitar a execução dos arcos da ponte.

No anexo A.9 apresentam-se desenhos das diversas fases do processo construtivo.

6
ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

O custo total da obra estima-se em 5.300.000,00 euros. Conforme se verifica na tabela 45, o custo final foi calculado somando o custo das diferentes parcelas da estrutura e do seu processo de construção.

No entanto esta análise é efetuada com base em preços de referência encontrados na internet e contactando fornecedores pelo que, face aos inevitáveis erros e omissões, acima de tudo pretende-se estimar o valor global da obra encontrando-se um valor de referência.

Uma vez que não foi efetuado o pré-dimensionamento de todas as secções de betão armado, optou-se por considerar uma percentagem de aço constante em secções pertencentes à mesma subestrutura. Essa percentagem de aço corresponde ao maior valor obtido no anterior pré-dimensionamento para secções pertencentes a cada subestrutura.

Tabela 45 - Estimativa orçamental da obra

Trabalho	Item	Quantidade	U.S.	Custo Unitário	Custo Parcial
Fundações	Ensecadeiras (aluguer, montagem e desmontagem)	3200	m^2	75,50 €	241.600,00 €
	Escavações	2715	m^3	20,00 €	54.300,00 €
	Execução das sapatas dos arcos	1375	m^3	300,00 €	412.500,00 €
	Execução das sapatas dos pilares	45	m^3	300,00 €	13.500,00 €
Pilares metálicos pré-fabricados	-	178897	kg	3,85 €	688.753,45 €
	Execução dos arcos em betão C50/60 e aço para armaduras S 500 (145kg/m3) incluindo cofragem e descofragem	2644	m^3	448,00 €	1.184.512,00 €

	Execução do tabuleiro em betão C50/60 e aço para armaduras S 500 (45kg/m3) incluindo cofragem e descofragem	533,8	m^3	355,00 €	189.499,00 €
	Execução do troço central da ponte em betão C50/60 e aço para armaduras S 500 (70kg/m3) incluindo cofragem e descofragem	356,3	m^3	383,00 €	136.462,90 €
	Execução dos pilares em betão C50/60 e aço para armaduras S 500 (70kg/m3) incluindo cofragem e descofragem	71	m^3	383,00 €	27.193,00 €
Pavimento	unicabycupa	1555,7	m^2	32,00 €	49.782,40 €
Guardas	Painéis de vidro laminado de 1,1 metros de altura	610	m	115 €	70.150,00 €
Acessos do lado do Porto	Material de aterro	270	m^3	21,50 €	5.805,00 €
	Camada superficial de betão	90	m^3	275,00 €	24.750,00 €
Acessos do lado de Gaia	Execução dos acessos do lado de Gaia em betão C50/60 e aço para armaduras S 500 (75kg/m3) incluindo cofragem e descofragem	79,3	m^3	389,00 €	30.847,70 €
Aparelhos de apoio	Juntas de dilatação nos encontros	10	m	25,00 €	250,00 €
	Aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing* nos pilares metálicos	24	-	1.560,00 €	37.440,00 €
	Aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing* nos encontros	2	-	1.000,00 €	2.000,00 €
Estrutura	Pilares metálicos	196850	kg	3,85 €	757.872,50 €

metálica de apoio	Enchimento dos pilares metálicos em betão	70	m^3	300,00 €	21.000,00 €
	4 Vigas metálicas tubulares, respetivos apoios, montagem e desmontagem	1250	m^3	650,00 €	812.500,00€
	Cavaletes metálicos incluindo a sua sucessiva montagem e desmontagem	7750	m^3	8,00 €	62.000,00 €
Subtotal					4.822.717,95 €
Acabamentos Gerais	10% dos restantes trabalhos				482.271,80 €
Total					5.304.989,75 €
Arredondamento					-4.989,75 €
	Estimativa de Custo Global				5.300.000,00 €

(cinco milhões e trezentos mil euros)

7
IMPACTO VISUAL

O projeto de uma obra desta envergadura e, além do mais inserida no ambiente urbano em questão, pressupõe um exaustivo estudo do seu impacto visual.

Este foi um fator determinante ao longo de todo o desenvolvimento do projeto, tendo sido sempre ponderada a correta inserção nas margens e a avaliação da estética da estrutura em todas as fases de conceção, recorrendo a modelos tridimensionais da ponte.

Como já referido no capítulo 2, optou-se por uma solução em arco, típica das pontes da cidade do Porto, também de forma a melhor integrar a nova travessia na realidade das atualmente existentes. O abatimento do arco e as suas fundações submersas têm também a particularidade de proporcionar uma solução mais discreta e transparente, reduzindo o seu impacto visual sobre o casario da zona histórica e sobre a própria Ponte Luís I.

A escolha dos materiais adotados foi realizada de modo a melhorar a inserção da ponte na envolvente, nomeadamente a utilização de pavimento em pedra natural. Isto permite que a ponte se revele como um prolongamento natural das margens, além de fazer jus ao epíteto do Porto, "Cidade do Granito". Por outro lado, a estrutura em betão, de tonalidade clara, permite fazer a contraposição, apelando à arquitetura moderna, contribuindo ainda, conjuntamente com as guardas em vidro transparente, para uma aparência "limpa" e discreta.



Fig. 86 - Modelo tridimensional final

A figura 86 revela uma perspetiva do modelo tridimensional utilizado para avaliar a estética da solução adotada. O referido modelo é também inserido em fotografias do local de implantação, tal como se pode observar nas figuras 87, 88, 89 e 90



Fig. 87 - Perspetiva da nova travessia, vista a partir do tabuleiro inferior da Ponte Luís I.



Fig. 88 - Perspetiva da nova travessia, vista da margem esquerda do rio Douro



Fig. 89 - Perspetiva da nova travessia e da sua integração com a Ponte Luís I



Fig. 90 - Vista aérea da zona Ribeirinha, com a inserção da nova travessia.

Conforme se pode verificar através das fotomontagens apresentadas, facilmente se conclui que o impacto visual desta nova travessia na paisagem histórica da zona é mínimo e enquadrado na envolvente. Além disso, resulta numa solução esteticamente agradável, que pode mesmo dizer-se que, à semelhança da grande maioria das suas congéneres portuenses, poderá ser um novo elemento atrativo para o local e portanto beneficiando as zonas ribeirinhas, não só no que concerne à mobilidade mas também em termos estéticos.

8
COMENTÁRIOS FINAIS

O presente trabalho teve como principal objetivo apresentar uma nova solução para uma travessia pedonal na zona da Ribeira. Mais do que verificar a viabilidade técnica ou económica de uma nova ponte nesta área pretendeu-se desenvolver uma solução diferente dos vários projetos já apresentados e que simultaneamente se enquadrasse na envolvente e no histórico de pontes da cidade.

Um dos pontos fundamentais do desenvolvimento desta nova travessia é a estética e a integração urbana da mesma. E embora durante o desenvolvimento deste projeto estes pontos tenham sido alvo de uma permanente preocupação e estudo de várias alternativas, importa ressalvar que futuramente a colaboração de especialistas na matéria, nomeadamente arquitetos e urbanistas, é fundamental de forma a melhorar a estética final.

Optou-se por uma estrutura em betão armado, com arcos partindo do leito do rio e com um tabuleiro que se funde com os arcos a meio-vão. Esta solução foi extensamente estudada através de programas de cálculo automático, baseando-se fundamentalmente na análise estática da estrutura concluída.

O pré-dimensionamento da estrutura foi efetuado através dos resultados obtidos pela análise estática da estrutura, pelo que não se pode considerá-lo concluído. Além disso, efetuou-se o pré-dimensionamento das armaduras de aço para secções críticas da estrutura, sendo ainda necessário proceder ao dimensionamento das armaduras nas restantes secções.

Relativamente à construção da ponte, é sugerido um processo construtivo para a mesma, que deve ainda ser alvo de um futuro desenvolvimento de forma a corretamente dimensionar as estruturas provisórias de apoio e de suporte à construção.

O custo global da solução proposta baseia-se em estimativas relativas às várias componentes, devendo esse valor ser interpretado como um indicador da sua ordem de grandeza.

Deste modo, face à extensão do trabalho já realizado, conclui-se que a solução desenvolvida é estruturalmente viável, sendo necessário efetuar ainda alguns estudos complementares, nomeadamente:

- Caracterização geológica da área, em particular da resistência e estabilidade dos maciços rochosos de fundação;
- Estudo do tráfego pedonal que utilizará a nova travessia e adequação da sobrecarga de utilização aos resultados obtidos;

- Análise dinâmica da estrutura, em particular dos efeitos do vento, através da análise de modelo a escala reduzida em túnel de vento e das vibrações induzidas pela passagem de pessoas;
- Caso a análise dinâmica prove ser necessário, dimensionamento de amortecedores de vibração, vulgo TMD's e VD's;
- Estudo do efeito das ações lentas na estrutura, nomeadamente da fluência e da retração;
- Estudo do efeito dos sismos na estrutura;
- Dimensionamento de todas as secções, incluindo efeitos de encurvadura e o dimensionamento de todas as armaduras, e respetivo escalonamento;
- Dimensionamento dos aparelhos de apoio;
- Desenvolvimento do modelo de cálculo da estrutura durante a fase construtiva e verificação da estabilidade estrutural ao longo do processo de construção, quer da estrutura em si mesma quer das estruturas de suporte à construção (vigas e pilares provisórios);
- Dimensionamento dos pilares e das vigas provisórias.

Uma obra desta envergadura pode e deve incluir a reformulação da envolvente. Caso isso aconteça, é necessário redesenhar os acessos da ponte, uma vez que foram idealizados para a atual configuração da área podendo-se tornar inadequados.

BIBLIOGRAFIA

[1] http://farm4.static.flickr.com/3073/2571728606_8fa95e727f.jpg. Consultado em setembro de 2011.

[2] Pinho, P. *Pontes e Espaços - Tempo, Da Alta Velocidade à Circulação Pedonal*. Porto Cidade Região - Encontro de Reflexão Prospectiva, 2005, Porto.

[3] Azeredo, M., Azeredo, M. A. *As Pontes do Porto: história de uma paixão – Bridges of Oporto: a love story*. FEUP edições, Porto, 2002.

[4] Alves Ribeiro, E. *Projeto de uma Ponte Pedonal entre Porto e Gaia*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.

[5] da Silva Braga, A., Ribeiro Pinto, H., Pascoal Teixeira, J.,*Ponte Pênsil entre as Ribeiras do Porto e Gaia*. Projeto no âmbito da cadeira de Estruturas. FEUP. 2006.

[6] http://jorgemiranda.webs.com/.Miranda, J. *Homenagem à Ponte das Barcas*. Consultado em setembro de 2011.

[7] http://www.lusa.u-net.com/opoponte.htm. *Ponte Pênsil*. Consultado em setembro de 2011.

[8] Sousa Cruz, P., Lopes Cordeiro, J. *As Pontes do Porto.* Livraria Civilização Editora, Porto, 2001.

[9] http://postsabeiramar.blogspot.com/2011/05/uma-viagem-pela-fantastica-cidade-do.html. *Ponte Maria Pia*. Consultado em setembro de 2011.

[10] http://www.noenigma.com/2010/06/ponte-de-arrabida-porto.html. *Ponte da Arrábida*. Consultado em setembro de 2011.

[11] http://www.amantesdaferrovia.com.br/forum/topics/almanaque-geral- ferroviario?id=4981239%3ATopic%3A194133&page=2. *Ponte de S. João*. Consultado em setembro de 2011.

[12] http://olhares.aeiou.pt/ponte_do_freixo_porto_foto2356670.html. *Ponte do Freixo*. Consultado em setembro de 2011.

[13] http://pontesvida.wordpress.com/2011/03/21/29-ponte-do-infante/. *Ponte do Infante*. Consultado em setembro de 2011.

[14] Pérez-Fadón, S. *Arcos: Evolución Tendencias Futuras*. IV Internacional Conference on Arch Bridges, Novembro/2005. Barcelona.

[15] http://algarvivo.com/arqueo/romano/pontes-romanas.html. *Ponte romana de Chaves*. Consultado em setembro de 2011.

[16] http://www.earthdocumentary.com/pont-de-la-concorde_paris.htm. *Pont de la Concorde, Paris*. Consultado em setembro de 2011.

[17] http://jdrn.pbworks.com/w/page/4400664/Ironbridge. *Iron Bridge, Coalbrookdale*. Consultado em setembro de 2011.

[18]http://www.trekearth.com/gallery/Europe/France/Central/Auvergne/Anglards-de-Saint-Flour/photo 476351.htm. *Viaduc de Garabit.* Consultado em setembro de 2011.

[19] http://en.wikipedia.org/wiki/File:Eads_Bridge_panorama_20090119.jpg. *Eads Bridge, St. Louis.* Consultado em setembro de 2011.

[20] http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0001439. *Pont du Monier, Chazelet*. Consultado em setembro de 2011.

[21] http://62.77.53.204/was/wps/portal/!ut/vp/_s.7_0_A/7_0_21L?menuPage=/Area_di_navigazione/Sezioni_del_portale/Il_comune_per_argomenti/Turismo/I_Ponti_di_Roma/Gli_altri_23_ponti/Ponte_Risorgimento/. *Ponte del Risorgimento, Comuni di Roma - Sitio Istituzionale*. Consultado em setembro de 2011.

[22]http://www.lindsayrgwatt.com/archives/old_blog/14_Brings_a_Tear_to_my_Eye.html. *Salginatobel Bridge.* Consultado em setembro de 2011.

[23] http://www.britannica.com/EBchecked/media/409/The-Plougastel-Bridge-over-the-Elorn-Estuary-near-Brest-France. *Pont Albert-Louppe, Plougastel*. Consultado em setembro de 2011.

[24] http://happypontist.blogspot.com/2010/02/torroja-bridges-6-pedrido-martin-gil.html. *Pont Albert-Louppe, Plougastel.* Consultado em setembro de 2011.

[25] http://paginas.fe.up.pt/~azr/pontes/pontes.htm. *Construção da Ponte da Arrábida.* Consultado em setembro de 2011.

[26] http://www.davorkrtalic.com/Turizam/Krk/Krk_Malinska/Krk_Malinska_01.htm. *Krk Most.* Consultado em setembro de 2011.

[27] http://highestbridges.com/wiki/index.php?title=Wanxian_Yangtze_River_Bridge. *Wanxian Bridge, Yangtze.* Consultado em setembro de 2011.

[28] http://www.flickr.com/photos/45369217@N03/4187971347/. *Ponte sobre o Rio Zêzere*. Consultado em setembro de 2011.

[29] http://www.cm-porto.pt/. *Câmara Municipal do Porto*. Consultado em fevereiro e junho de 2011.

[30] http://www.cm-porto.pt/gen.pl?sid=cmp.sections/570&fokey=cmp.toponimia/1672. *Câmara Municipal do Porto – Apresentação da cidade – Toponímia*. Consultado em julho de 2011.

[31] http://portovivosru.pt/. *Porto Vivo – Sociedade de Reabilitação Urbana*. Consultado em fevereiro de 2011.

[32] http://www.douro.iptm.pt/PT/via_navegavel/caracteristicas.aspx. *Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos – Delegação do Norte e Douro*. Consultado em março de 2011.

[33] Favre, R., de Castro San Román, J. *The arch: enduring and endearing*. Structural Concrete, 2001, nº4. Ernst&Sohn, Lausanne.

[34] http://www.euroacessibilidade.com/legis01.htm. Consultado em fevereiro de 2011.

[35] http://archiseek.com/2009/zubizuri-bridge-bilbao-spain/. *Calatrava's Zubizuri Bridge, Bilbao*. Consultado em junho de 2011 .

[36] *Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regrais gerais e regras para edificios*. EN 1992-1-1:2004.

[37] http:// http://www.unicabycupa.com/. Consultado em julho de 2011.

[38] *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Porto Editora, Porto, 2010.

[39] *Eurocódigo 0: Bases para o projeto de Estruturas* EN 1990:2002.

[40] *Eurocode 0: Basis of structural design. Annex A2: Application for bridges.* EN 1990:2003.

[41] *Eurocódigo 1: Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. EN 1991-1-1:2002.

[42] *Eurocódigo 1: Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações gerais – Ações do vento*. EN 1991-1-4:2005.

[43] *Eurocódigo 1: Ações em estruturas – Parte 1-5: Ações gerais – Ações térmicas*. EN 1991-1-5:2009.

[44] *Eurocode 1: Actions on structures – Parte 2: Traffic loads on bridges*. EN 1991-2:2002.

[45] *Eurocode 2: Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules.* EN 1992-2:2005

[46] http://www2.eng.cam.ac.uk/~den/ICSV9_06.htm. *Vibration of the London Millenium Footbridge: Part 1Cause*. Consultado em maio de 2011

[47] Barros, H., Figueiras, J. *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Acordo com o Eurocódigo, 2*007

[48]http://repositorium.sdum.minho.pt/bitstream/1822/4615/1/word_noces%20fundamentais%20pramisio%2028.pdf. *Conceitos de Hidráulica.* Consultado em junho de 2011

[49] http://www.sbf1.sbfisica.org.br/eventos/snef/xvi/cd/resumos/t0625-2.pdf. *Mecânica dos Fluidos: Algumas considerações sobre a Viscosidade*. Consultado em junho de 2011

[50] http://www.sarashana.com/2009/03/ponte-della-costituzione-venezia.html. *Ponte della Costituzione, Venezia*. Consultado em setembro de 2011

[51] http://www.metalica.com.br. Consultado em setembro de 2011

Anexos

A1. INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA

A2. INFORMAÇÃO GEOTÉCNICA

A3. INFORMAÇÃO HIDROLÓGICA

A4. ALTERNATIVAS DE TRAÇADO

A5. ESBOÇOS DA ESTRUTURA

A6. FICHA TÉCNICA DO PAVIMENTO UNICAbyCUPA

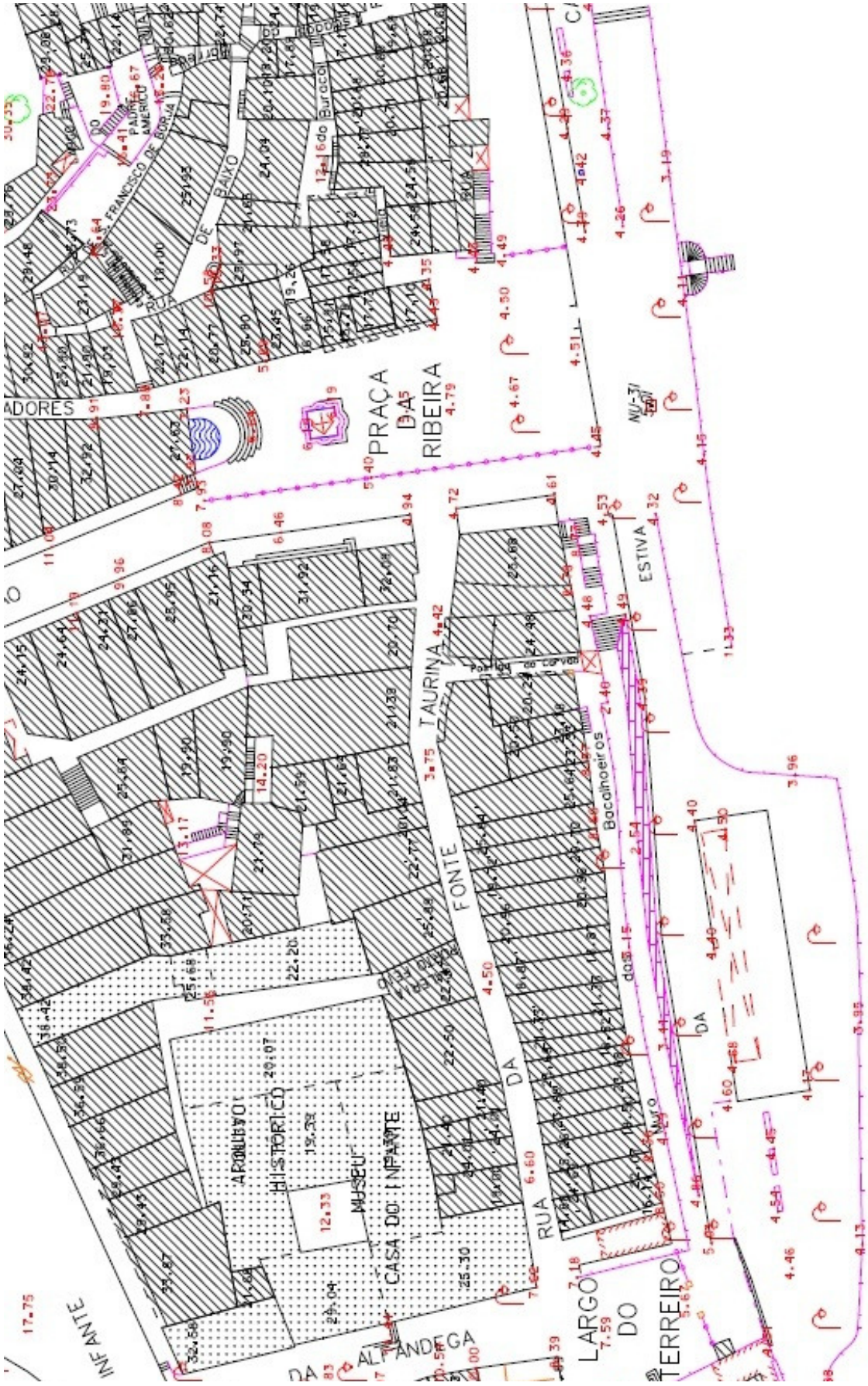
A7. NORMAIS CLIMATOLÓGICAS 1971- 2000

A8. PEÇAS DESENHADAS

A9. PROCESSO CONSTRUTIVO

A10. SOLUÇÃO FINAL

A1. INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA


PRAÇA DA RIBEIRA
TAURINA
FONTE
ESTIVA
Bacalhoeiros
RUA DA ALFANDEGA
LARGO DO TERREIRO
CASA DO INFANTE
ARQUIVO HISTÓRICO
MUSEU
RUA DE BAIXO
INFANTE


RIO DOURO

A2. INFORMAÇÃO GEOTÉCNICA



PORTO
Câmara Municipal

CARTA GEOTÉCNICA DO PORTO

CARTA DE ZONAMENTO GEOTÉCNICO

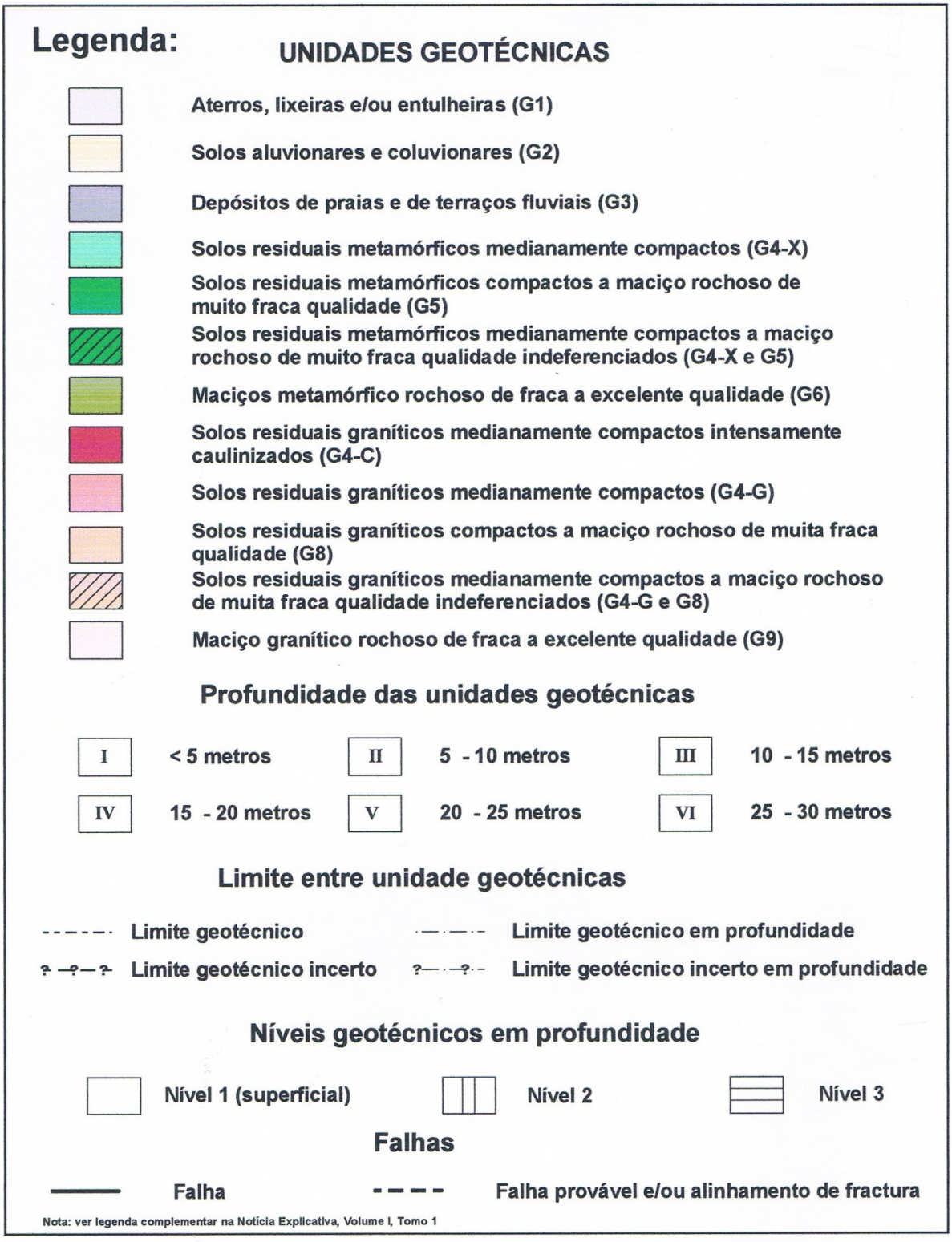
2ª Edição 2003

Des. nº. 008

Escala: 1:10 000

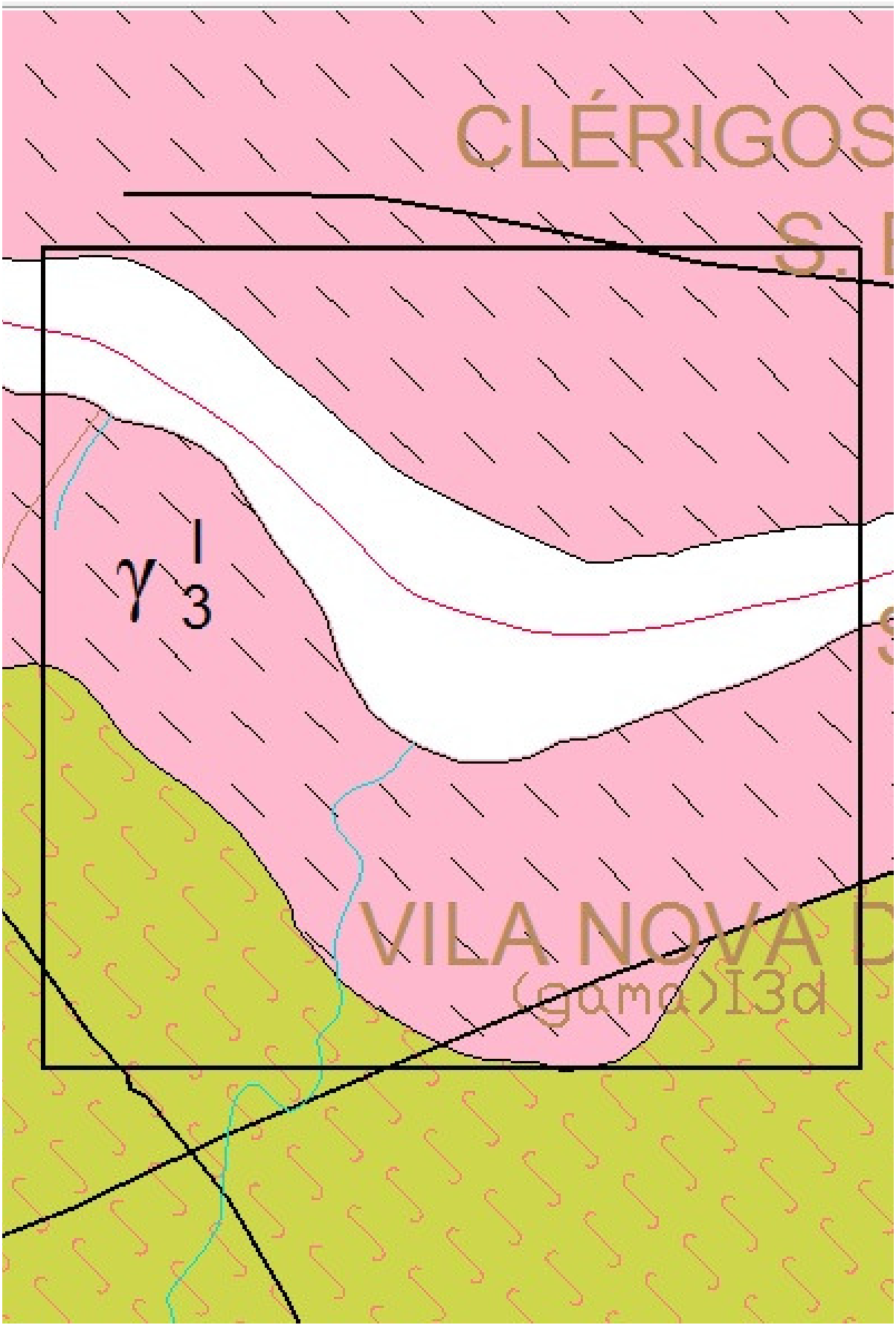
0 100 200 m

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*



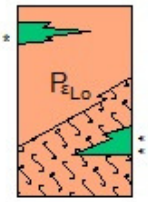
PORTO Câmara Municipal	**CARTA GEOTÉCNICA DO PORTO**	2ª Edição 2003
		Des. nº. 008
	LEGENDA DA CARTA DE ZONAMENTO GEOTÉCNICO	Escala: 1:10 000
		Página: 1/1

Interdita a Reprodução e Divulgação sem Prévia Autorização do Município do Porto


CLÉRIGOS
γ_3^1
VILA NOVA
(gama)I3d

CARTA GEOLÓGICA DO CONCELHO DE VILA NOVA DE GAIA

LEGENDA



Formação de Lourosa:
Membro superior: micaxistos, às vezes granatíferos com abundantes níveis de anfibolitos (*)
Membro inferior: ortognaisses e migmatitos com intercalações de anfibolitos(**)

ROCHAS GRANITOIDES

γ^{III} — Granito porfiróide de grão grosseiro a médio, essencialmente biotítico

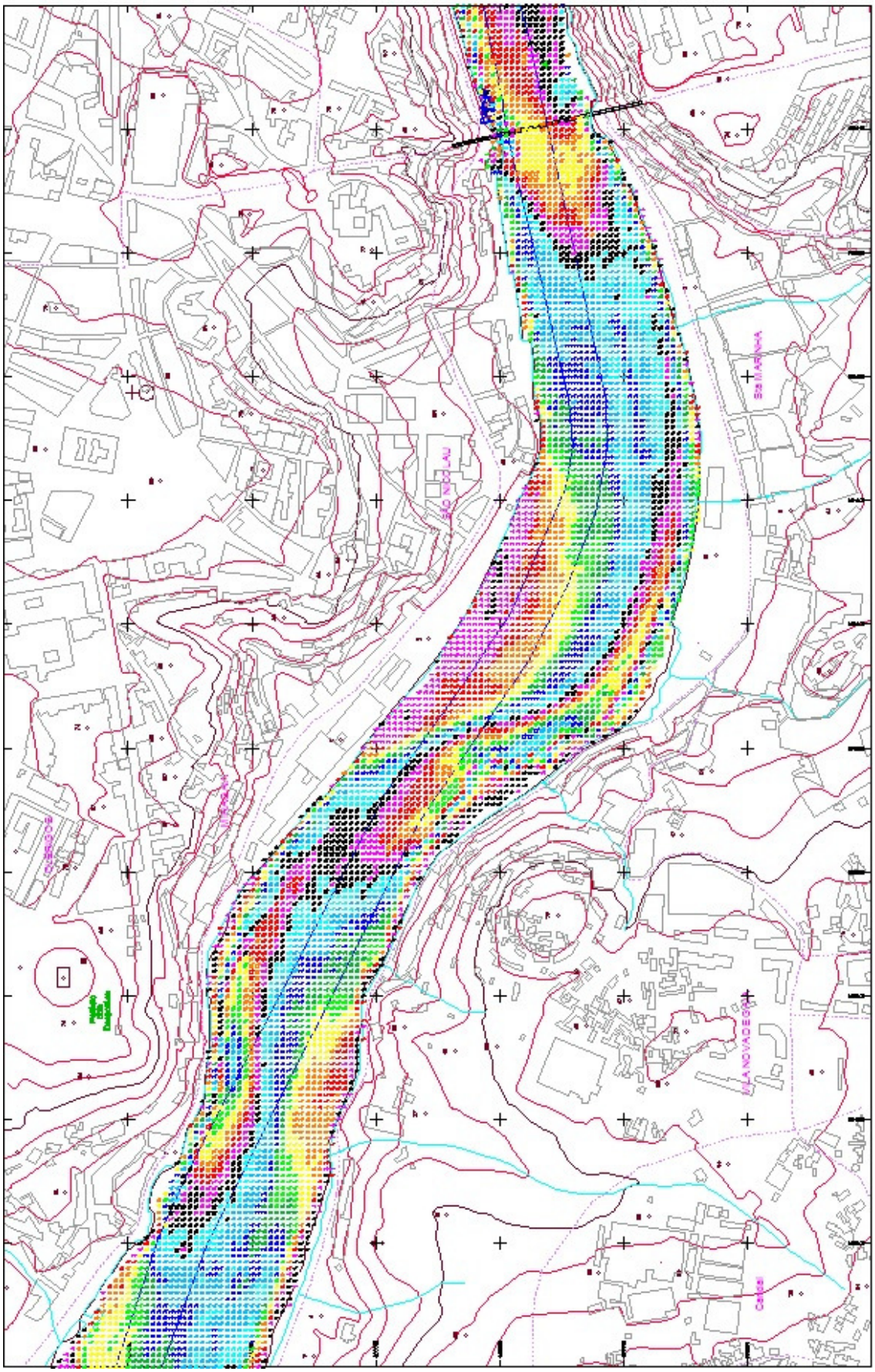
γ_1^{II} — Granitos e granodioritos, de grão médio, porfiróide, com duas micas, essencialmente biotíticos

γ_4^{I} — Granito de grão grosseiro, moscovítico, turmalínico

γ_3^{I} — Granito de grão médio de duas micas

γ_3^{I} — Granito de grão fino de duas micas

A3. INFORMAÇÃO HIDROLÓGICA

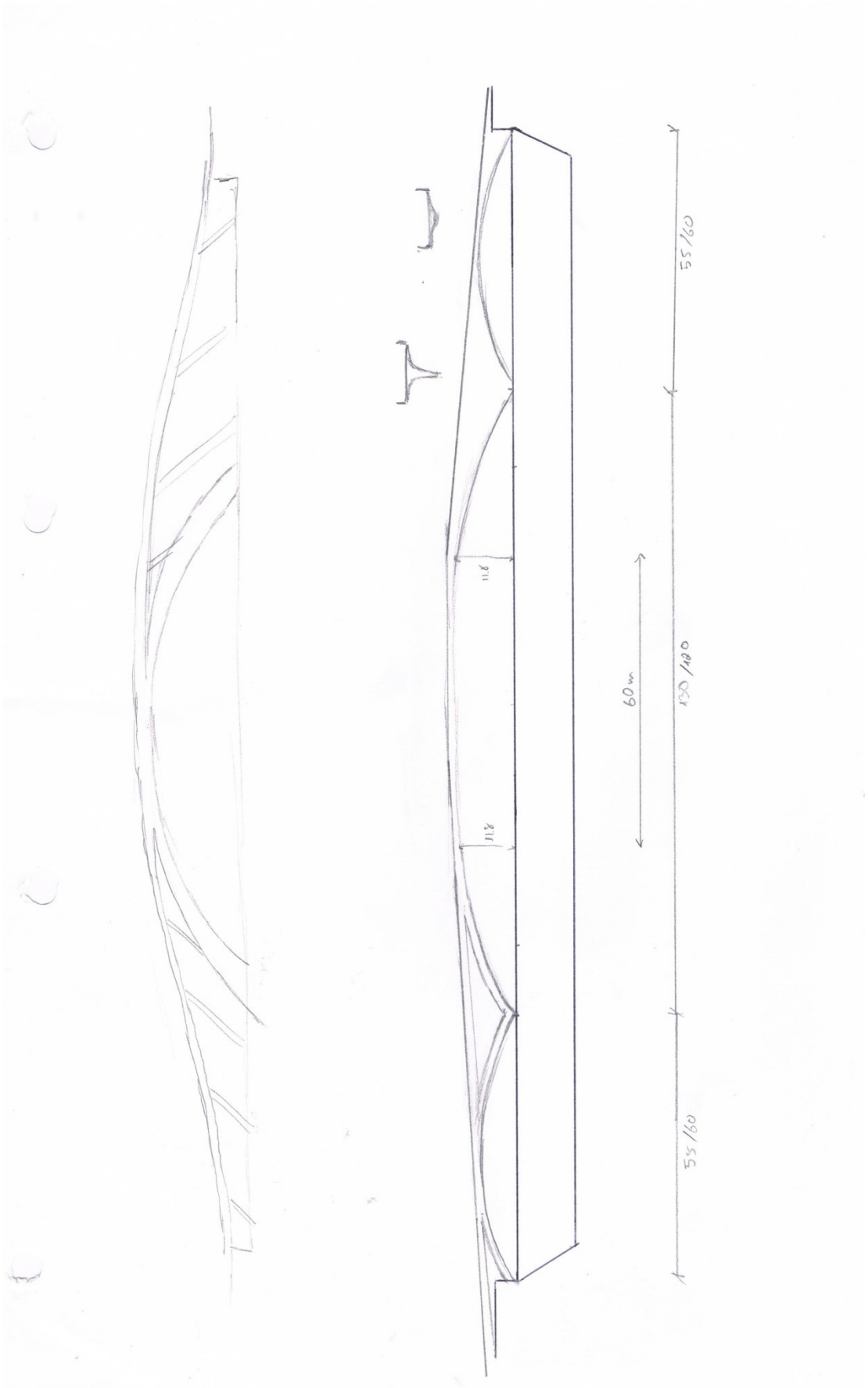

S. NICOLAU
SE MADALENA
VILA NOVA DE GAIA

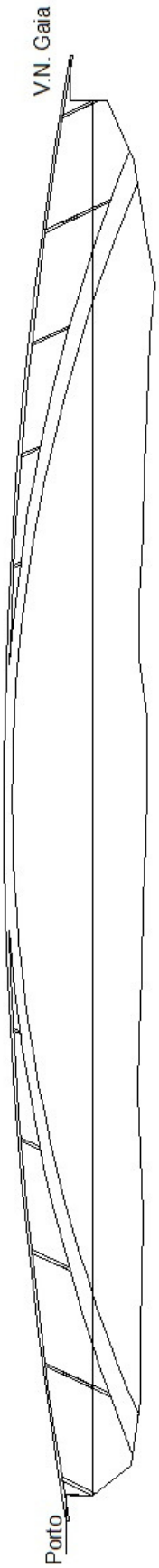

68
74
16

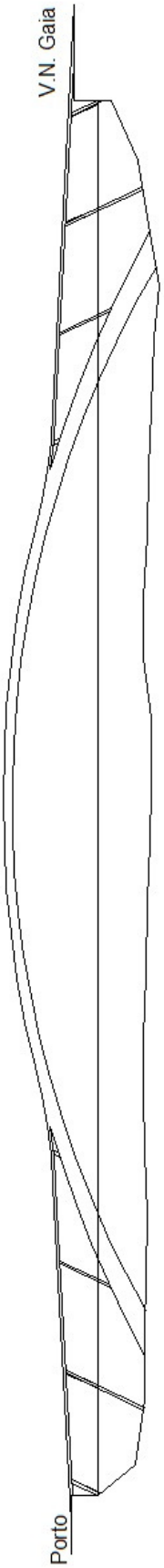
A4. ALTERNATIVAS DE TRAÇADO


Hipótese 1
Hipótese 2
Hipótese 3

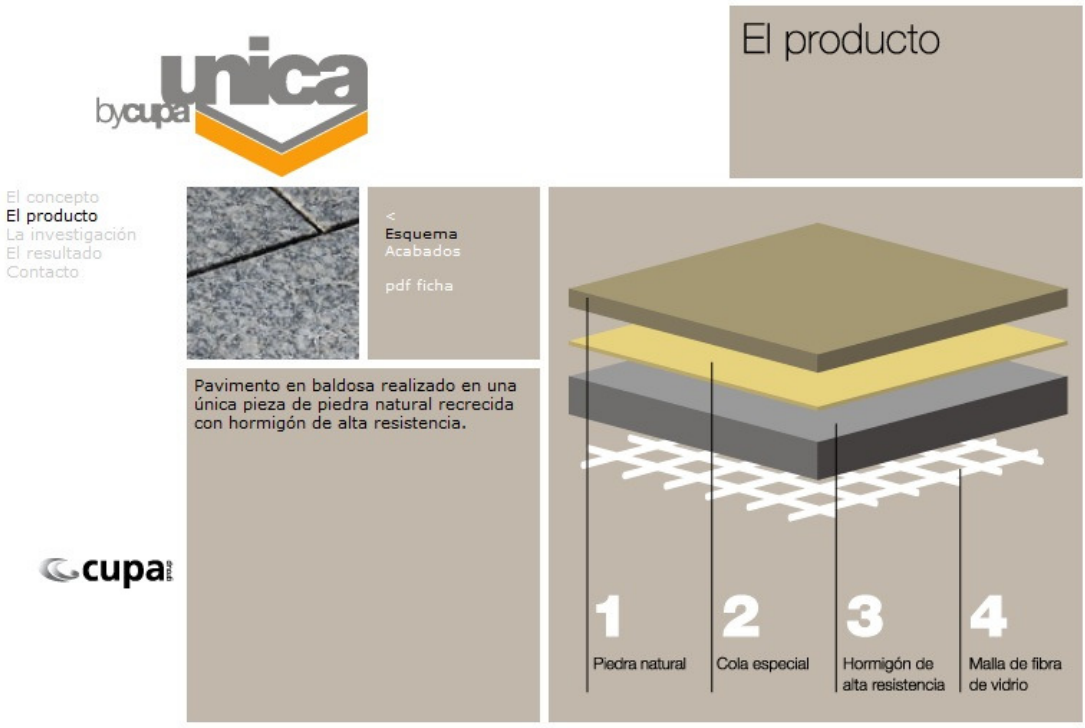
A5. ESBOÇOS DA ESTRUTURA

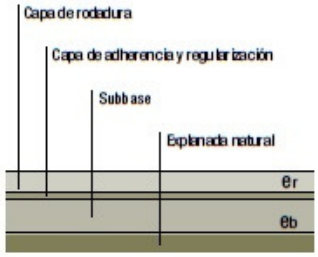

55/60
60 m
190/200
55/60


V.N. Gaia
Porto


V.N. Gaia
Porto

A6. FICHA TÉCNICA DO PAVIMENTO UNICABYCUPA


bycupa unica
El producto
El concepto
El producto
La investigación
El resultado
Contacto
<
Esquema
Acabados
pdf ficha
Pavimento en baldosa realizado en una única pieza de piedra natural recrecida con hormigón de alta resistencia.
cupa
1
Piedra natural
2
Cola especial
3
Hormigón de alta resistencia
4
Malla de fibra de vidrio



Espesores de la subbase eb (mm)*

Áreas residenciales			Pequeños centros comerciales		
Índice CBR	Material granular	Suelocemento	Índice CBR	Material granular	Suelocemento
7%	110	<100	7%	140	<100
5%	160	110	5%	200	130
3%	260	150	3%	310	180
2%	370	230	2%	430	250
1%	>500	330	1%	>500	350

Grandes centros comerciales			Colegios y zonas peatonales		
Índice CBR	Material granular	Suelocemento	Índice CBR	Material granular	Suelocemento
7%	170	120	7%	220	140
5%	250	150	5%	300	180
3%	350	210	3%	430	260
2%	>500	290	2%	>500	310
1%	>500	370	1%	>500	400

** Tabla realizada según Normativa Británica: British Standard 7533-6:2003. Pavimentos construidos con arcilla, piedra natural u hormigón. Según parte 6 - Guía para el diseño estructural de pavimentos para tráfico ligero.*
Estimado para vida útil del pavimento 20 años. Sólo se reflejan espesores estándares de capa base entre 100 y 500 mm, para espesores mayores se requiere cálculo específico.

Características mecánicas UNICA er (mm)

Carga de rotura kN	Espesor comercial
6	50
9	60
14	80
25	100

** La carga mínima de rotura exigida por la norma BS, para la capa de rodadura, es de 5 kN.*

** El cuadro de formatos y acabados muestra las piezas standard pero Unica permite personalizar diseños teniendo en cuenta las dimensiones, el acabado y la combinación de piedras no contempladas.*

Formatos y acabados standard*

	Pedras Salgadas	Rosa Porriño	Crema Camelia	Blanquino	Amarelo
• flameada • aserrada					
60x60 cm	• •	• •	• •	• •	•
60x40 cm	• •	• •	• •	• •	•
40x40 cm	• •	• •	• •	• •	•



Propiedades físico-mecánicas

	UNICA		Baldosa de piedra natural	
UNE_EN 13373 Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de las características geométricas de las unidades.	**Espesor**	Según uso	**Espesor**	Según uso
	Composición	1,5 cm de piedra natural más hormigón alta resistencia	**Composición**	Realizado totalmente en piedra
	Medidas comerciales	60x60 / 40x40 / 60x40	**Medidas comerciales**	60x60 / 40x40 / 60x40
	Densidad media	2,3 g/cm^3	**Densidad media**	3 g/cm^3
	Peso	En función del espesor	**Peso**	En función del espesor
UNE_EN 12372 Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia a flexión bajo carga concentrada.	**V.M.E. Flexión**	7,6 MPa constante	**V.M.E. Flexión**	En función de la piedra seleccionada
	Carga de rotura	4,6 kN	**Carga de rotura**	En función de la piedra seleccionada
UNE_EN 14157 Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia a la abrasión.	**Medida de huella**	En función de la piedra seleccionada	**Medida de huella**	En función de la piedra seleccionada
UNE_EN 14231 Métodos de ensayo para piedra natural. Determinación de la resistencia al deslizamiento mediante péndulo de fricción.	**SRVs**	En función de la piedra seleccionada	**SRVs**	En función de la piedra seleccionada
	SRVw	En función de la piedra seleccionada	**SRVw**	En función de la piedra seleccionada
Resistencia al fuego.	**A1**		**A1**	

Espesores y pesos medios según ensayos*

		Carga de rotura (kN)	Espesor resistente (cm)	Peso (kg) 60x60	Peso (kg) 40x40
Clase 1	Áreas peatonales (baldosas embebidas en mortero)	0,75	1,54	-	-
Clase 2	Áreas peatonales, tráfico de bicicletas, jardines y balconadas	3,50	3,34	29,20	12,29
Clase 3	Accesos ocasionales de automóviles, vehículos ligeros, motocicletas y entradas de garaje	6,00	4,36	36,90	16,04
Clase 4	Áreas peatonales y comerciales con uso ocasional de vehículos de emergencia o de transporte ligero	9,00	5,34	43,90	19,65
Clase 5	Áreas peatonales y áreas utilizadas frecuentemente con cargas pesadas	14,00	6,66	53,00	24,51
Clase 6	Carreteras y gasolineras	25,00	8,91	68,40	32,79

** Clasificación uso según Normativa UNE-EN 1341 - Baldosas de piedra natural para uso como pavimento exterior*

Tabla comparativa pesos por usos y espesores comerciales

Carga de rotura (KN)	Espesor comercial (cm)	60x60 cm (kg)		40x40 cm (kg)		Carga de rotura (kN)	Espesor comercial (cm)	60x40 cm (kg)	
		UNICA	Piedra	UNICA	Piedra			UNICA	Piedra
Clase 1	-	-	-	-	-	0,75	4	22,08	28,80
Clase 2	3,50	4	33,12	43,20	14,72	19,20	3,50	5	27,60	36,00
Clase 3	6,00	5	41,40	54,00	18,40	24,00	6,00	6	33,12	43,20
Clase 4	9,00	6	49,68	64,80	22,08	28,80	9,00	8	44,16	57,60
Clase 5	14,00	8	66,24	86,40	29,44	38,40	14,00	10	55,20	72,00
Clase 6	25,00	10	82,80	108,00	36,80	48,00	25,00	12	66,24	86,40

A7. NORMAIS CLIMATOLÓGICAS 1971- 2000

INSTITUTO DE METEOROLOGIA, IP
PORTUGAL

Instituto de Meteorologia > O Clima > Normais Climatológicas

Pesquisa ok

NORMAIS CLIMATOLÓGICAS [1971-2000]

Porto



	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dec
Média da Máxima	13,5	14,8	16,8	17,7	19,4	22,8	25,0	25,6	23,7	20,4	16,8	14,4
Média da Mínima	5,0	5,9	7,1	8,6	11,0	13,8	15,5	15,2	14,1	11,5	8,3	6,8
Maior Máxima	22,3	23,2	28,0	28,5	34,1	38,7	38,3	37,6	36,9	32,2	26,3	24,8
Menor Mínima	-3,0	-2,8	-1,3	0,1	3,3	5,6	9,5	8,0	5,5	1,4	-0,3	-1,2

Tabela 1 - Normais da temperatura mínima e máxima do ar.



	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dec
Total médio	157,6	139,7	89,9	115,6	97,6	48,0	19,3	26,7	71,0	138,0	158,4	194,7
Máximo Diário	71,2	68,1	73,7	56,1	59,3	56,0	19,4	49,3	83,8	73,9	75,4	84,4

Tabela 2 - Normais dos valores da precipitação diária.

Local:

- Beja
- Bragança
- Coimbra
- V.R.S. António
- Ang. Heroísmo
- Lisboa
- Portalegre
- **Porto**
- Porto Santo

Normais Climatológicas, saber mais.

Imprimir Fechar



Instituto de Meteorologia > O Clima > Normais Climatológicas 71-00 > Porto

Pesquisa ok

NORMAIS CLIMATOLÓGICAS 71-00 - PORTO, SERRA DO PILAR

Estação: climatológica; **Número**: 546; **Localização**: Lat.: 41°08'N; Lon.: 08°36'W; Alt.: 93m; **Período de funcionamento**: 01-12-1859 a 31-12-2007

SELECCIONE VARIÁVEL

Temperatura

Precipitação

LOCAIS / ESTAÇÕES

- Aveiro
- Angra do Heroísmo
- Beja
- Bragança
- Braga
- Castelo Branco
- Coimbra
- Évora
- Faro
- Funchal
- Flores
- Guarda
- Lisboa
- Ponta Delgada
- Portalegre
- Porto
- Santarém
- Setúbal
- Viana do Castelo
- Vila Real
- Viseu

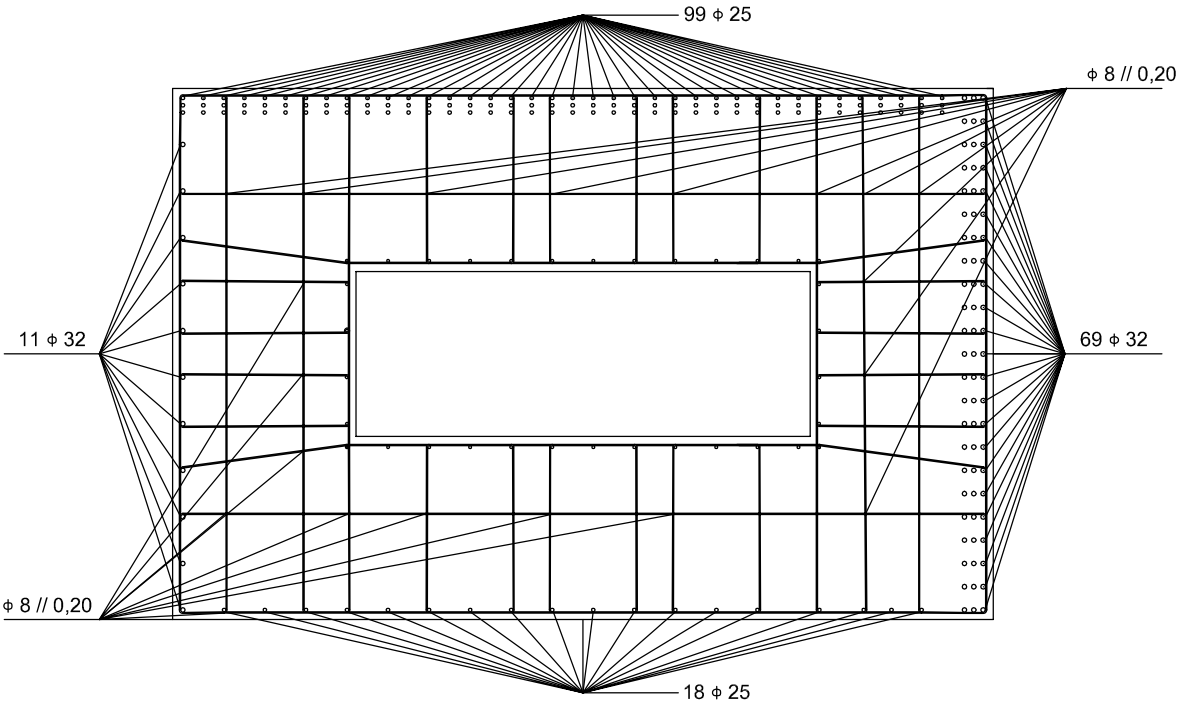
Normais Climatológicas.

Saber mais »

	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez	Anual
Temperatura Máxima Diária (°C)													
Maior valor	22.3	23.2	28	28.9	34.1	38.7	38.3	37.6	36.9	32.2	26.3	24.8	38.7
Data	26/1980	15/1998	23/1997	30/1994	16/1992	14/1981	27/1981	02/1987	06/1988	14/1985	06/1981	02/1985	14/06/1981
Menor valor	4.4	5.2	6.4	8.9	11.6	13	16.7	18.6	16.6	12.4	9.8	7.1	4.4
Data	03/1971	04/1994	08/1971	23/1995	04/1978	12/1977	07/1977	30/1974	23/1972	27/1976	24/1985	31/1996	03/01/1971
Temperatura Mínima diária (°C)													
Maior valor	14.0	14.4	16.2	17.3	20.2	22.1	23.4	23.0	21.2	19.6	17.9	18.4	23.4
Data	13/1993	15/1995	11/1981	06/1997	25/1991	14/1981	08/1999	15/1995	03/1982	11/1997	09/1985	04/1985	08/07/1999
Menor valor	-3.3	-2.8	-1.3	0.1	2.6	5.6	9.5	8.0	5.5	1.4	-0.3	-1.2	-3.3
Data	15/1985	12/1983	04/1974	06/1975	01/1972	05/1984	12/1978	30/1974	29/1974	31/1974	27/1980	22/1990	15/01/1985
Número médio de dias com:													
Temperatura Máxima ≥ 30 °C	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	2.5	4.6	3.5	2.3	0.4	0.0	0.0	13.9
Temperatura Máxima ≥ 25 °C	0.0	0.0	0.9	1.4	2.5	7.4	12.0	12.5	9.2	3.3	0.2	0.0	49.4
Temperatura Mínima ≥ 20 °C	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.8	0.7	0.2	0.0	0.0	0.0	2.2
Temperatura Mínima ≤ 0 °C	2.1	1.0	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	4.2

Imprimir Fechar

A8. PEÇAS DESENHADAS



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

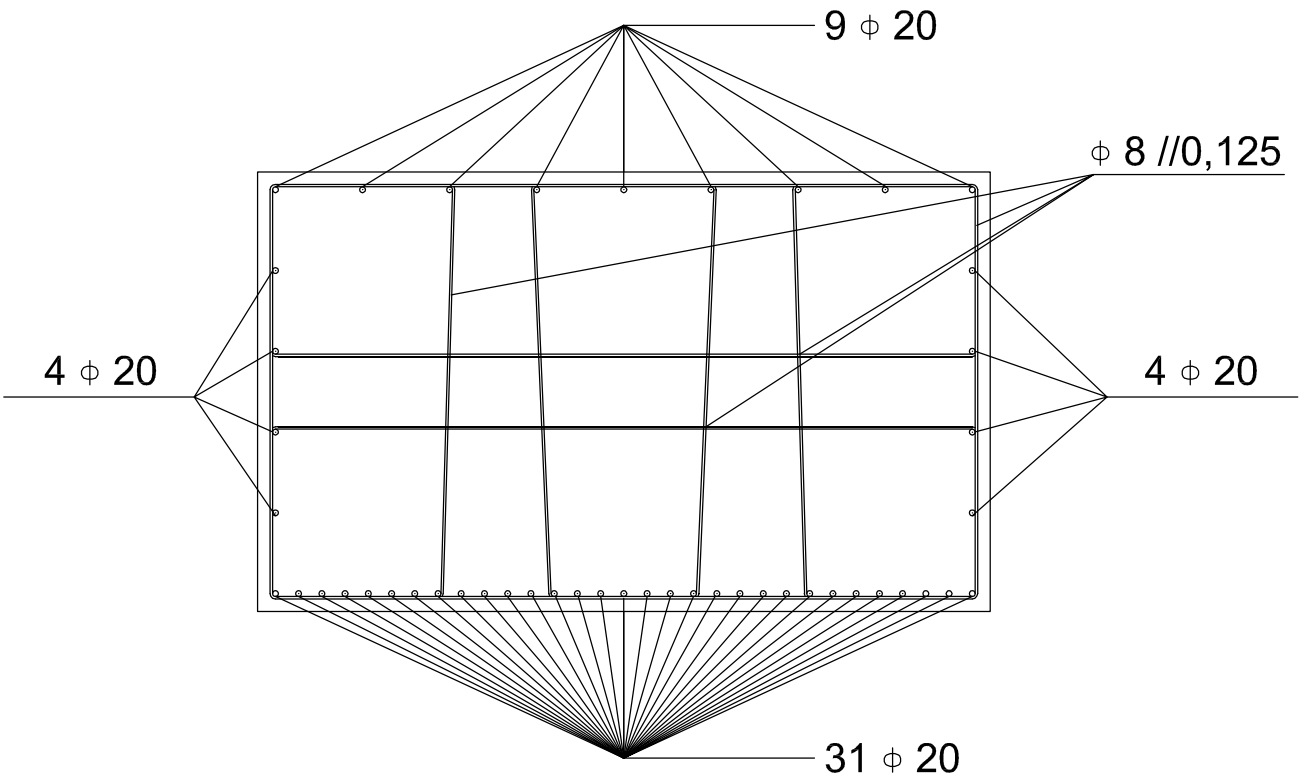
DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:50

NOME DO ANEXO

PEÇAS DESENHADAS SECÇÃO 1

Nº DO ANEXO

A8-1



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

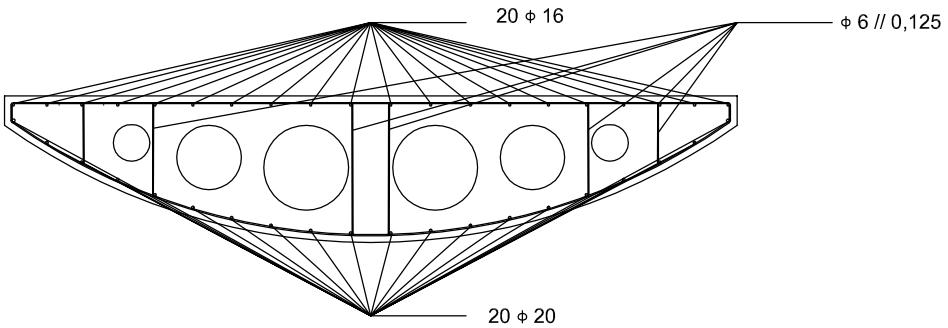
PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto
Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:25

NOME DO ANEXO: PEÇAS DESENHADAS SECÇÃO 2

Nº DO ANEXO: A8-2



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO	
DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto
Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

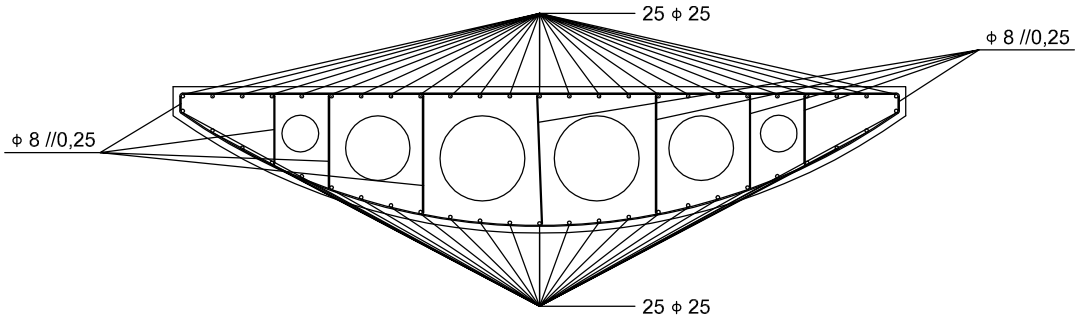
DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:50

NOME DO ANEXO

PEÇAS DESENHADAS
SECÇÃO 3

Nº DO ANEXO

A8-3



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

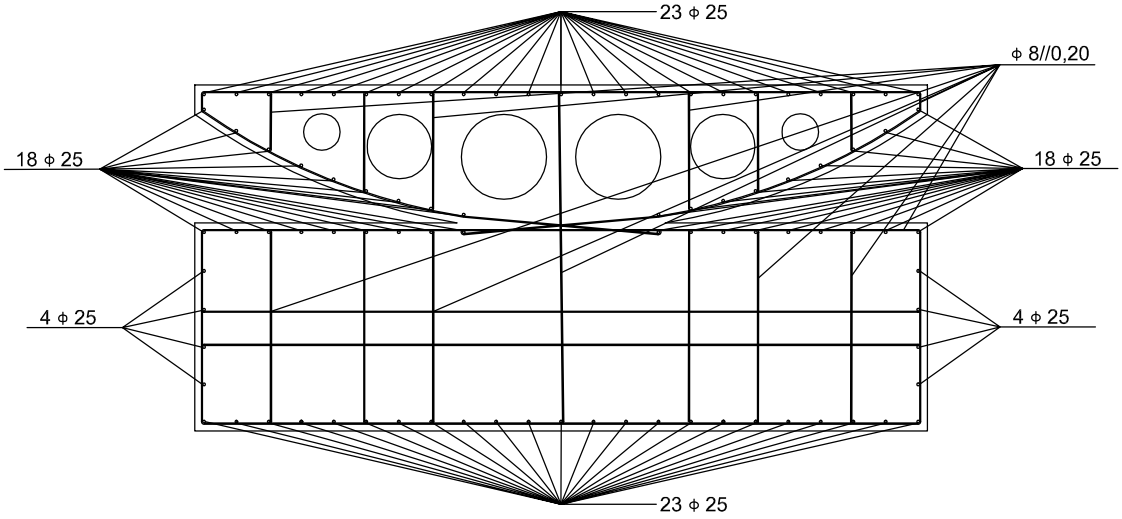
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:50

NOME DO ANEXO: PEÇAS DESENHADAS SECÇÃO 4

Nº DO ANEXO: A8-4



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO	
DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

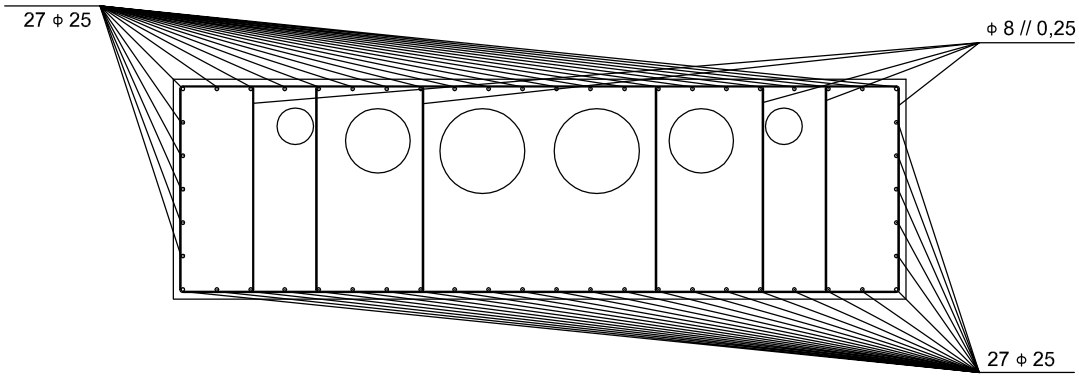
DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:50

NOME DO ANEXO

PEÇAS DESENHADAS
SECÇÃO 5

Nº DO ANEXO

A8-5



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO	
DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto
Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

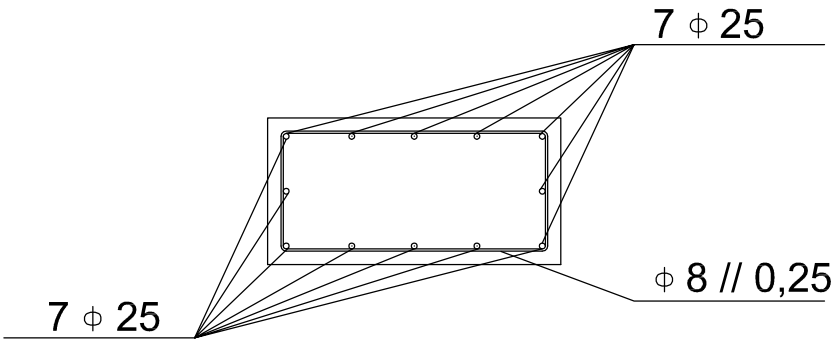
DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:50

NOME DO ANEXO

PEÇAS DESENHADAS
SECÇÃO 6

Nº DO ANEXO

A8-6



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO	
DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

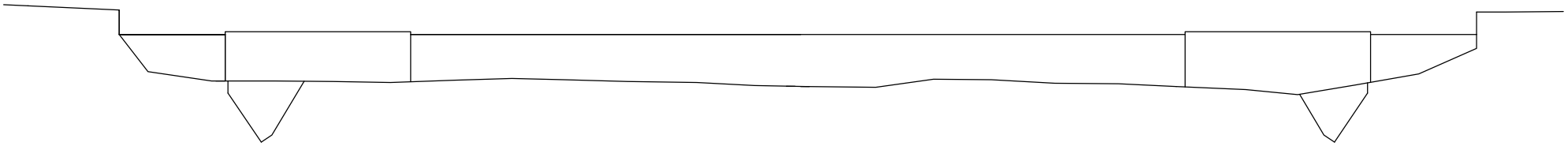
FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto
Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:25

NOME DO ANEXO: PEÇAS DESENHADAS SECÇÕES 7 E 8

Nº DO ANEXO: A8-7

A9. PROCESSO CONSTRUTIVO



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

PROCESSO CONSTRUTIVO FINAL DA 3ª FASE

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

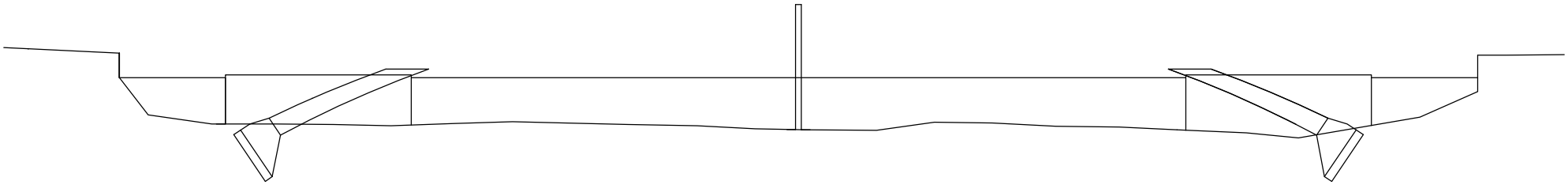
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:1000

N° DO ANEXO

A9-1



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

PROCESSO CONSTRUTIVO FINAL DA 4ª FASE

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

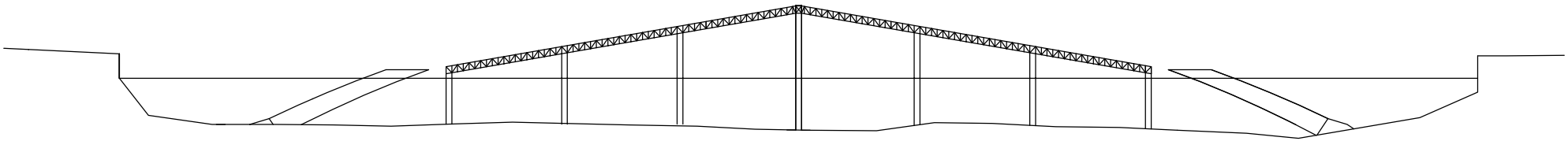
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:1000

N° DO ANEXO

A9-2



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

PROCESSO CONSTRUTIVO FINAL DA 5ª FASE

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

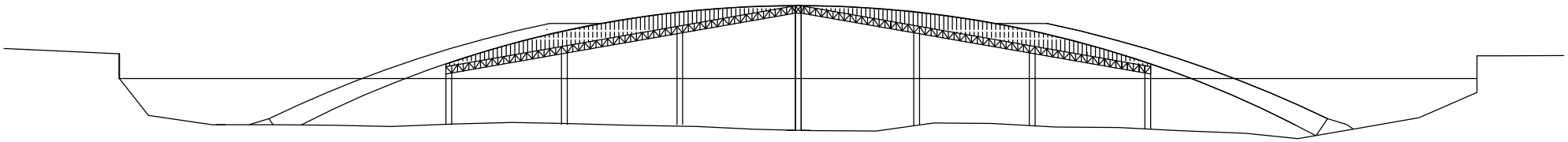
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:1000

N° DO ANEXO

A9-3



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

PROCESSO CONSTRUTIVO EXECUÇÃO DA 6ª FASE

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

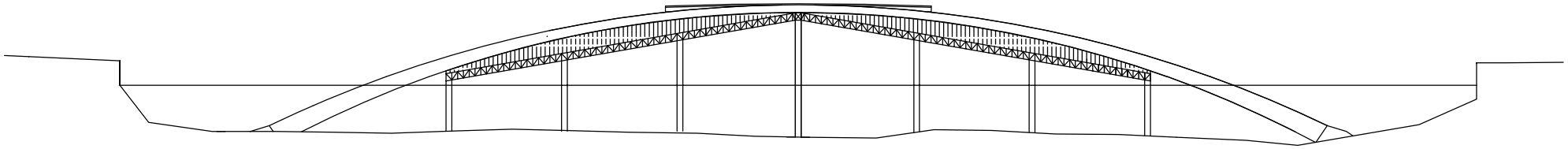
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:1000

N° DO ANEXO

A9-4



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

PROCESSO CONSTRUTIVO FINAL DA 6ª FASE

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

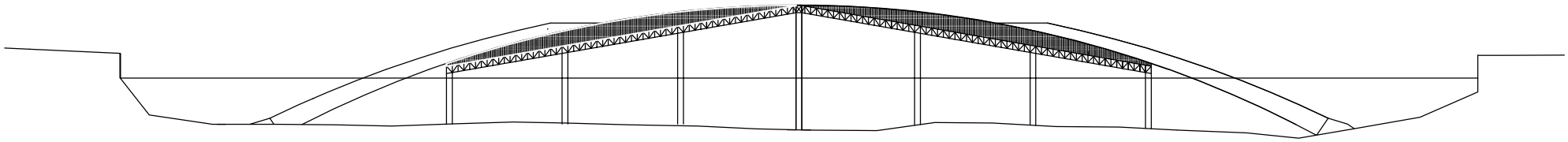
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:1000

N° DO ANEXO

A9-5



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

PROCESSO CONSTRUTIVO EXECUÇÃO DA 7ª FASE

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

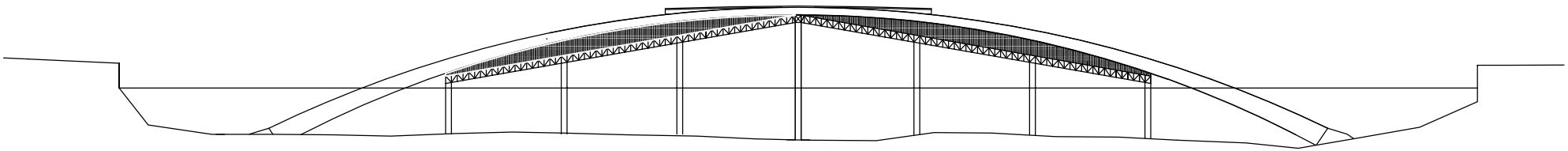
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:1000

N° DO ANEXO

A9-6



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

PROCESSO CONSTRUTIVO FINAL DA 7ª FASE

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

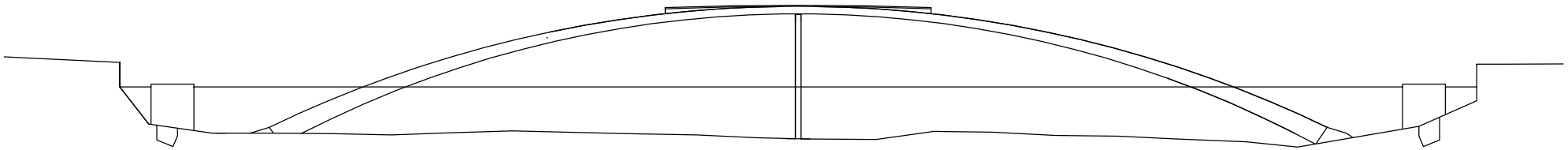
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:1000

N° DO ANEXO

A9-7



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

PROCESSO CONSTRUTIVO FINAL DA 10ª FASE

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

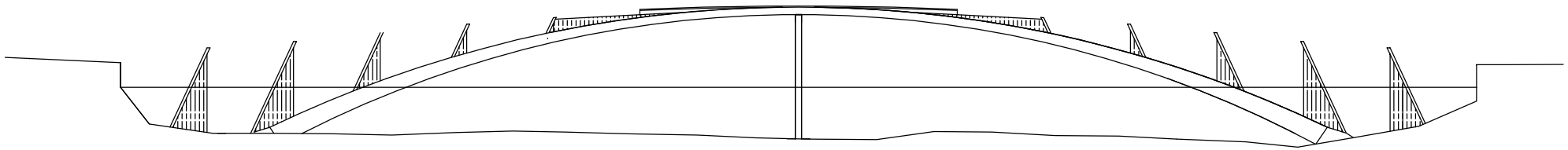
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:1000

N° DO ANEXO

A9-8



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

PROCESSO CONSTRUTIVO FINAL DA 12ª FASE

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

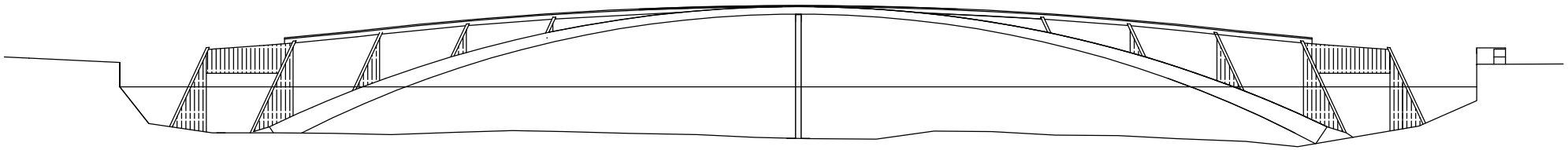
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:1000

N° DO ANEXO

A9-9



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

PROCESSO CONSTRUTIVO EXECUÇÃO DA 13ª FASE

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

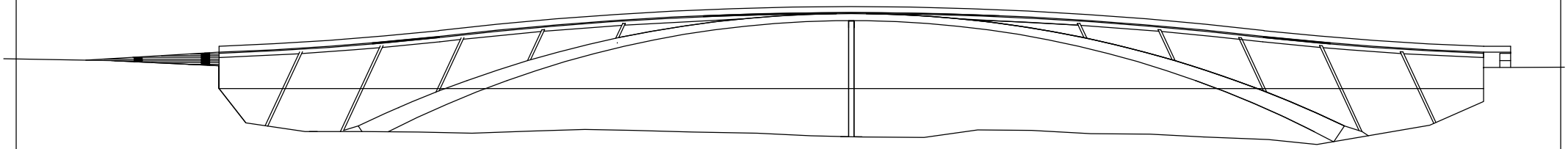
Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:1000

N° DO ANEXO

A9-10



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

PROCESSO CONSTRUTIVO FINAL DA 15ª FASE

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

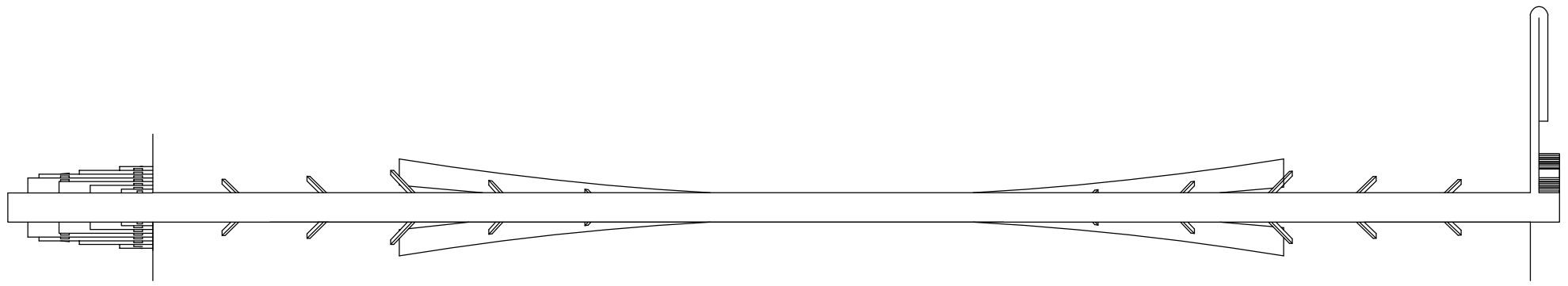
Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

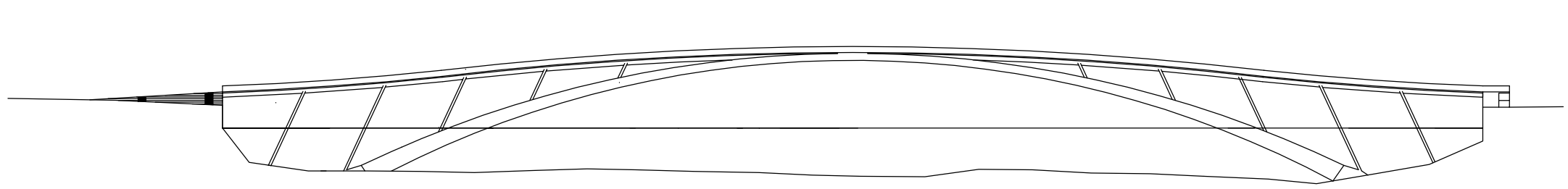
DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:1000

N° DO ANEXO

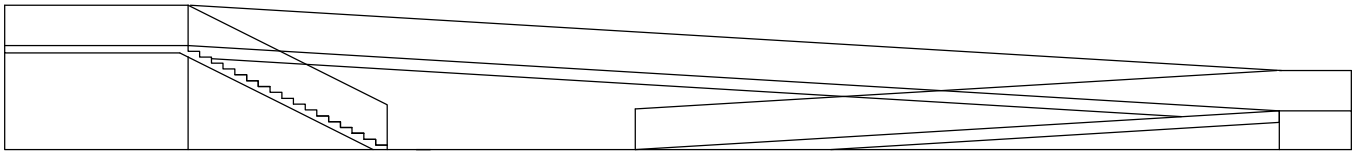
A9-11

A10. SOLUÇÃO FINAL





	PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO	FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia Faculdade de Engenharia Universidade do Porto Rua Dr. Roberto Frias 4200-465 Porto Portugal
	DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS	
TÍTULO PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA		DATA: 9/2011 FORMATO: 1 x A3 ESCALA: 1:1000
NOME DO ANEXO SOLUÇÃO FINAL PLANTA E ALÇADO POENTE		Nº DO ANEXO A10-1



PEDRO MIGUEL DA SILVA CALISTO

DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS

TÍTULO

PROJECTO DE UMA PONTE EM ARCO ENTRE AS RIBEIRAS DO PORTO E GAIA

NOME DO ANEXO

SOLUÇÃO FINAL
ALÇADO SUL

FEUP Universidade do Porto Faculdade de Engenharia

Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto

Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto
Portugal

DATA	9/2011
FORMATO	1 x A4
ESCALA	1:200

N° DO ANEXO

A10-2