

PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA ENTRE O PARQUE DA ALFÂNDEGA E O CAIS DE GAIA

ANTÓNIO JOSÉ DE SOUSA BARRIAS

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 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

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 - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

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,
Irmã e Madrinha

Experientia est omnia magister rerum

Júlio César

AGRADECIMENTOS

Gostava de aproveitar esta oportunidade para agradecer a todos os que, direta ou indiretamente, contribuíram de alguma forma para o meu sucesso durante todo o meu percurso académico e em especial durante o desenvolvimento desta dissertação tornando, dessa forma, a realização deste grande desafio possível. No entanto, é necessário um agradecimento especial:

- Ao meu orientador, Professor Doutor Álvaro Azevedo, pela oportunidade de explorar este tema e por toda a disponibilidade e ajuda fornecida durante a realização deste trabalho;
- À Empresa Municipal de Vila Nova de Gaia – *Gaiurb* e à Faculdade de Arquitetura da Universidade do Porto pelo fornecimento e disponibilização dos elementos topográficos;
- Ao Professor Paulo Pinho, pela disponibilidade de discutir e avaliar criteriosamente possíveis propostas de traçado;
- Ao Professor Adalberto França pela amabilidade e clarividência com que sempre me recebeu no seu gabinete de forma a solucionar problemas relacionados com vias de comunicação;
- Ao Professor Renato Bastos, pela notável disponibilidade e prontidão com que me esclareceu dúvidas que muito contribuíram para a realização desta dissertação.
- Ao Professor Mário Pimentel, por todas as sessões onde atenciosamente me esclareceu questões relacionadas com a utilização do pré-esforço em pontes.
- A todos os meus amigos e colegas que, felizmente, são demasiado numerosos de forma a destacar apenas um e que sempre me apoiaram durante todo o percurso académico, incentivando-me nas situações mais conturbadas e pautando o mesmo de inúmeros e inesquecíveis momentos de lazer e camaradagem;
- Ao meu amigo Gonçalo Vaz de Carvalho pela incalculável ajuda na realização dos *renders* e das fotomontagens do projeto;
- Aos meus pais e irmã por sempre acreditarem nas minhas capacidades e providenciarem as condições necessárias para o meu sucesso;
- À minha madrinha que tomou como prioridade a realização de todos os meus objetivos pessoais e cujo empenho, dedicação e carinho tornaram todas as minhas conquistas possíveis.

RESUMO

O projeto em estudo tem como objetivo a análise de uma solução para uma ponte rodoviária em arco de betão armado entre o parque de estacionamento do Edifício da Alfândega e a rotunda a jusante do Cais de Gaia.

Depois de analisadas várias alternativas optou-se por uma solução com um tabuleiro tipo laje, apoiado em pares de montantes inclinados longitudinalmente na direção do eixo vertical da ponte, que por sua vez estão apoiados num arco central e dois meios arcos, constituídos por duas costelas que variam a sua secção linearmente desde a base até à união com o tabuleiro. Os elementos estruturais são constituídos por betão armado e pré-esforçado.

Numa primeira fase é feita uma descrição do local de implantação do projeto em estudo, analisando as condicionantes rodoviárias, hidrológicas, estéticas e topográficas. De seguida é realizada a implantação da travessia e definida a geometria dos seus elementos constituintes de forma a ser possível a caracterização do modelo de cálculo. É ainda realizado um pequeno estudo do processo construtivo a ser adotado para a realização da nova travessia bem como uma análise do impacto visual do projeto.

A estrutura é analisada globalmente através da sua discretização num modelo tridimensional de barras onde são induzidas solicitações de acordo com as normas europeias, nomeadamente os Eurocódigos de cada especialidade e em alguns casos recorrendo ao Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes.

São depois dimensionadas as secções mais condicionantes da estrutura e verificadas ao Estado Limite Último e Estado Limite de Utilização de acordo com as normas já referidas.

Por fim realiza-se um estudo da influência da inclinação dos montantes, comparando os resultados obtidos com um modelo semelhante de pilares verticais.

PALAVRAS-CHAVE: ponte rodoviária, arco em betão armado, montantes inclinados, pré-esforço, múltiplos arcos

ABSTRACT

This project aims to study and analyze a solution to a concrete arched road bridge between the parking area of the *Edifício da Alfândega* and the roundabout located downstream of *Cais de Gaia*.

After analyzing several alternatives a solution with slab type deck is selected, supported on pairs of columns inclined longitudinally toward the center of the bridge, which in turn are supported by a central arch and two lateral semi-arches that are composed of two different arches that linearly change their section from its base to its union with the deck. The structural elements are composed of reinforced and prestressed concrete.

Initially a description of the site of the project under study is made, analyzing the road, hydrological, topographical and aesthetic conditions. After this, the implementation of the bridge is prepared, as long as the definition of the geometry of its structural elements, turning possible the characterization of the calculation model. It's also presented a small study of the construction process to be adopted in the implementation of the new bridge as well as an analysis of the visual impact of the project.

The structure is analyzed globally through its discretization in a three-dimensional model of bars where the actions are applied in accordance with European standards, in particular the Eurocodes for each specialty and in some cases using the Portuguese regulations *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*.

The most required sections are designed and verified for the ultimate limit state and serviceability limit state in accordance with the standards mentioned above.

Finally, it's realized a study of the influence of the inclination of the columns by comparing the results obtained with a similar model with vertical columns.

KEYWORDS: road bridge, reinforced concrete arch, inclined columns, prestress, multiple arches.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO DO PROJETO E OBJETIVOS	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. ESTADO DA ARTE	5
2.1. PONTES EM ARCO	5
2.2. PONTE ADJACENTES À SOLUÇÃO PROPOSTA	8
2.2.1. PONTE LUÍS I	9
2.2.2. PONTE DA ARRÁBIDA	10
2.3. PONTES DE MONTANTES INCLINADOS	11
2.3.1. PAUL SAUER BRIDGE	11
2.3.2. PONTE FIUMARELLA / FAUSTO BISANTIS	13
2.3.3. VIADUTO SOBRE A AUTOESTRADA R52 EM BRATCICE	13
2.3.4. VIADUTO SOBRE A AUTOESTRADA D47 NA REPÚBLICA CHECA	14
3. DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO	17
3.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA	17
3.1.1. PARQUE DA ALFÂNDEGA	19
3.1.2. CAIS DE GAIA	20
3.2. CARACTERÍSTICAS DO LOCAL	21
3.2.1. TOPOGRAFIA	21
3.2.2. NAVEGABILIDADE	22
3.2.3. HIDROLOGIA	22
3.2.4. CONDICIONANTES RODOVIÁRIAS	22
3.2.5. ENQUADRAMENTO PAISAGÍSTICO	23
3.2.6. ARQUITETURA DA PONTE	23
3.3. IMPLANTAÇÃO DA PONTE	23
3.3.1. CONCEÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA	23
3.3.2. PLATAFORMA	31
3.3.3. TABULEIRO	31
3.3.4. PILARES	33

3.3.5. ARCO	35
3.4. PROCESSO CONSTRUTIVO.....	36
3.5. IMPACTO VISUAL	40
4. MATERIAIS	43
4.1. DESCRIÇÃO GERAL.....	43
4.2. BETÃO.....	44
4.2.1. BETÃO ESTRUTURAL	44
4.2.2. BETÃO BRANCO ARQUITETÓNICO	46
4.3. ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO	48
4.3.1. ARMADURAS ORDINÁRIAS.....	48
4.3.2. ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO	50
5. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	53
5.1. REGULAMENTAÇÃO.....	53
5.2. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO À SEGURANÇA.....	53
5.3. MODELAÇÃO	54
5.3.1. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	54
5.3.1.1. Estrutura Geral	54
5.3.1.2. Aparelhos de Apoio	62
5.4. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES	64
5.4.1. PERMANENTES	64
5.4.1.1. Peso próprio dos elementos estruturais.....	64
5.4.1.2. Restantes Cargas Permanentes	65
5.4.1.3. Efeitos diferidos	65
5.4.1.4. Pré-Esforço.....	68
5.4.1.5. Assentamento dos Apoios.....	70
5.4.2. VARIÁVEIS	70
5.4.2.1. Sobrecargas Rodoviárias	70
5.4.2.2. Grupos de ações de tráfego em pontes rodoviárias	76
5.4.2.3. Variação de Temperatura.....	76
5.4.2.4. Vento	80
5.4.3. AÇÕES ACIDENTAIS.....	86
5.4.4. SISMO	88
5.5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES	90
5.5.1. COMBINAÇÕES DE ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO (ELS)	91

5.5.1.1. Combinação Característica.....	91
5.5.1.2. Combinação Frequente.....	91
5.5.1.3. Combinação Quase-Permanente	92
5.5.2. COMBINAÇÕES DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)	93
5.5.2.1. Combinações EQU	93
5.5.2.2. Combinações STR.....	93
5.5.3. COMBINAÇÕES PARA SITUAÇÕES DE PROJETO ACIDENTAIS.....	94
5.5.4. COMBINAÇÕES PARA SITUAÇÕES DE PROJETO SÍSMICAS	95
5.6. DEFINIÇÃO DAS SECÇÕES CRÍTICAS UTILIZADAS NO DIMENSIONAMENTO GERAL.....	95
5.7. DIMENSIONAMENTO GERAL DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	96
5.7.1. TABULEIRO	99
5.7.2. ARCO	106
5.7.3. PILARES	112
5.8. DEFORMAÇÃO	117
5.9. ANÁLISE SÍSMICA.....	119
6. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DOS MONTANTES.....	123
6.1. GERAL	123
6.2. COMPARAÇÃO DE ESFORÇOS NO TABULEIRO.....	124
6.2.1. ESFORÇO AXIAL	124
6.2.2. ESFORÇO TRANSVERSO	125
6.2.3. MOMENTOS FLETORES SEGUNDO Y	127
6.3. COMPARAÇÃO DE ESFORÇOS DO ARCO	128
6.3.1. ESFORÇO AXIAL	128
6.3.2. MOMENTO FLETOR SEGUNDO Y	129
6.4. PILARES.....	131
6.4.1. ESFORÇO AXIAL	131
6.4.2. MOMENTO FLETOR SEGUNDO Y	132
6.5. FREQUÊNCIAS NATURAIS.....	133
6.6. CONCLUSÕES	134
7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	135
7.1. GERAL	135
7.2. CONCLUSÕES.....	135
7.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	136

ANEXOS	A
ESTIMATIVA ORÇAMENTAL	C
DESENHOS.....	G

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Proposta de reformulação viária [2]	2
Figura 2.1 – Pont du Gard, França (Emanuele, 2007) [29]	5
Figura 2.2 – Puente de San Martin em Toledo, Espanha (Simoff, 2002) [30].....	6
Figura 2.3 – Iron Bridge em Coalbrookdale, Inglaterra [31]	7
Figura 2.4 – Pont Salginatobel em Schiers, Suíça (Rama, 2005) [32]	7
Figura 2.5 – Ponte Wanxian em Wanzhou, China [33]	8
Figura 2.6 – Ponte Luís I no Porto, Portugal (Falcão, 2013)	9
Figura 2.7 – Ponte da Arrábida no Porto, Portugal (Jiménez, 2010) [34].....	10
Figura 2.8 – Paul Sauer Bridge em Eastern Cape, África do Sul [35].....	11
Figura 2.9 – Pormenor de processo construtivo adotado na Paul Sauer Bridge (adaptado de Mossot, 2008) [36].....	12
Figura 2.10 – Ponte Fiumarella ou Fausto Bisantis em Catanzaro, Itália (Porrovecchio, 2009) [37]....	13
Figura 2.11 – Viaduto sobre a autoestrada R52, República Checa (Strasky, 1997) [38].....	14
Figura 2.12 – Viaduto sobre a autoestrada D47, República Checa (Strasky, 2009) [39].....	14
Figura 3.1 – Local de implantação do projeto em estudo.....	17
Figura 3.2 - Opções consideradas na escolha do traçado	18
Figura 3.3 – Construção da Alfândega sobre a praia de Miragaia [28]	20
Figura 3.4 – Cais de Gaia vista a partir da margem Norte do rio Douro	21
Figura 3.5 – Localização do Canal de Navegação	24
Figura 3.6 – 1ª tentativa de alçado	24
Figura 3.7 – 2ª tentativa de alçado	24
Figura 3.8 – 3ª tentativa de alçado	24
Figura 3.9 – Tratamento paisagístico da margem de Gaia	25
Figura 3.10 – Novo perfil do terreno de implantação	25
Figura 3.11 – Concordância convexa do tabuleiro	26
Figura 3.12 – Esquema explicativo da obtenção do traçado na margem de Gaia.....	27
Figura 3.13 – Interseção na margem norte	27
Figura 3.14 – Aspeto final do perfil longitudinal do tabuleiro.....	28
Figura 3.15 – Alçado final adotado e pormenor da geometria das costelas do arco	30
Figura 3.16 – Solução adotada para implantação da ponte.....	30
Figura 3.17 – Tipologia do tabuleiro adotada [8]	32
Figura 3.18 - Solução adotada para o tabuleiro na zona entre pilares.....	33

Figura 3.19 – Solução adotada para o tabuleiro nas secções de junção arco-tabuleiro (esq.) e a meio-vão (dir.).....	33
Figura 3.20 – Secção adotada para os pilares sobre o arco (esq) e para os pilares extremos do tabuleiro (dir).....	34
Figura 3.21 – <i>Spherical bearing</i> adaptado de [9].....	34
Figura 3.22 – Secção maciça (cima) na base do arco e secção de início de aligeiramento (baixo)	35
Figura 3.23 – Final da IV fase do processo construtivo.....	36
Figura 3.24 – Fim da fase X do processo construtivo	37
Figura 3.25 – Fim da fase XII do processo construtivo	38
Figura 3.26 – Fim da XV fase do processo construtivo	38
Figura 3.27 – Fim da XVIII fase do processo construtivo	39
Figura 3.28 – Modelo realizado no <i>Google Sketchup Pro 13</i> para realização dos renders	40
Figura 3.29 - Modelo realizado no <i>Google Sketchup Pro 13</i> para realização dos renders	40
Figura 3.30 – Fotomontagem do projeto em estudo visto do tabuleiro inferior da Ponte Luís I	41
Figura 3.31 – Fotomontagem do projeto em estudo visto da Serra do Pilar	41
Figura 4.1 – Diagrama parábola-retângulo e diagrama bilinear de tensões-extensões [11].....	46
Figura 4.2 – Palácio da Justiça de Gouveia (canto superior esquerdo); Igreja da Santíssima Trindade em Fátima (canto superior direito); Edifício da Vodafone no Porto (em baixo) [40] [41] [42].....	47
Figura 4.3 – Curvas tensão-extensão do aço laminado a quente (esq.) e endurecido a frio (dir) [11].	49
Figura 4.4 – Diagramas tensões-extensões, idealizado e de cálculo, do aço das armaduras para betão armado [11].....	49
Figura 4.5 – Diagrama de tensões-extensões do aço típico de pré-esforço [11]	51
Figura 4.6 – Diagramas, idealizado e de cálculo, de tensões-extensões para aços de pré-esforço [11]	51
Figura 5.1 – Localização das longarinas nas secções transversais do tabuleiro: zona dos pilares; início da junção com o arco e meio vão.	55
Figura 5.2 –Definição da secção no software Robot	56
Figura 5.3 – Conjunto das secções atribuídas às barras das longarinas	56
Figura 5.4 – Exemplo de validação das propriedades das secções do Robot com o software AutoCad	57
Figura 5.5 - Utilização de barras rígidas	57
Figura 5.6 – Comparação da deformada de um modelo ondulado e planificado com o mais realista modelo de bricks, (retirado de [15])	59
Figura 5.7 – Modelo geral do tabuleiro	61
Figura 5.8 – Uso da função <i>Tapered</i> para definição das secções do arco	61
Figura 5.9 – Alçado do modelo, plano (XOZ)	63

Figura 5.10 – Planta do modelo, plano (XOY).....	63
Figura 5.11 –Perfil do modelo, plano (YOZ).....	64
Figura 5.12 – Vista tridimensional do modelo geral	64
Figura 5.13 –Ações exercidas sobre o betão devido ao pré-esforço [19]	68
Figura 5.14 –Cargas equivalentes nas zonas de ancoragem [19]	68
Figura 5.15 – Dedução da carga equivalente [19].....	69
Figura 5.16 – Dedução da carga equivalente [19].....	69
Figura 5.17 – Determinação de w , adaptado de Designer's Guide to Eurocode 1 [21]	71
Figura 5.18 – Exemplo de numeração das vias nos casos mais gerais [20].....	71
Figura 5.19 – Aplicação do modelo de carga 1 [21]	73
Figura 5.20 – Disposição das cargas de LM1 para diferentes situações	74
Figura 5.21 - Diagramas das componentes de um perfil de temperatura. a) parcela uniforme b) parcela diferencial em y c) parcela diferencial em z e d) parcela auto-equilibrada [23].....	77
Figura 5.22 – Componentes das variações uniformes de temperatura [23].....	77
Figura 5.23 – Coeficiente de força $cf_x, 0$ para tabuleiros de ponte [24].....	83
Figura 5.24 - Coeficiente de força para elementos de secção retangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades [24]	85
Figura 5.25 – Zonas da estrutura afetadas pela ação accidental de cheia.....	87
Figura 5.26 – Espectros de resposta de cálculo horizontais	89
Figura 5.27 – Vista tridimensional das secções utilizadas na análise quantitativa da estrutura	95
Figura 5.28 – Vista de alçado das secções consideradas na análise quantitativa da estrutura	96
Figura 5.29 – Envolvente de esforços axiais na totalidade do tabuleiro para as combinações STR....	99
Figura 5.30 – Envolvente do esforço transversal na totalidade do tabuleiro para as combinações STR	100
Figura 5.31 – Envolvente dos momentos flectores na totalidade do tabuleiro para as combinações STR	100
Figura 5.32 – Dimensões principais da secção 1	101
Figura 5.33 – Tensões da secção 1 na combinação frequente.....	102
Figura 5.34 – Tensões na secção 3 para a combinação quase-permanente	105
Figura 5.35 – Envolvente de esforços axiais em cada costela do arco para as combinações em estado limite último STR.....	106
Figura 5.36 – Envolvente do momento fletor segundo y para as combinações em estado limite último STR.....	106
Figura 5.37 – Envolvente do momento fletor segundo z para as combinações em estado limite último	107

Figura 5.38 – Tensões na secção 4 para a combinação quase-permanente.....	108
Figura 5.39 – Tensões da secção 5 para a combinação quase-permanente.....	110
Figura 5.40 – Tensões na secção 6 para a combinação quase-permanente.....	111
Figura 5.41 – Envolvente de esforços axiais dos montantes sobre os arcos para o estado limite último (STR)	112
Figura 5.42 – Envolvente de esforços transversos segundo z dos montantes sobre os arcos para o estado limite último (STR).....	112
Figura 5.43 – Envolvente dos momentos fletores segundo y dos montantes sobre os arcos para o estado limite último (STR).....	112
Figura 5.44 – Envolvente dos momentos fletores segundo z dos montantes sobre os arcos para o estado limite último (STR).....	113
Figura 5.45 – Tensões na base do pilar em estudo para a combinação quase-permanente	114
Figura 5.46 – Envolvente de esforço axial, transverso e momento fletor segundo y e z do pilar mais solicitado na margem de Gaia	115
Figura 5.47 – Tensões na secção em estudo para a combinação quase-permanente.....	117
Figura 5.48 – Deformada global para a combinação quase-permanente	118
Figura 5.49 – Disposição da sobrecarga rodoviária TS e UDL que origina a maior deformada	118
Figura 5.50 – Deformada máxima para a parcela frequente de UDL e TS	119
Figura 5.51 – Deformada do 1º modo de vibração	120
Figura 6.1 – Modelo de pilares inclinados (A)	123
Figura 6.2 – Modelo de pilares verticais (B)	123
Figura 6.3 – Envolvente superior de esforços axiais no tabuleiro para os dois modelos.....	124
Figura 6.4 – Envolvente inferior de esforços axiais no tabuleiro para os dois modelos.....	124
Figura 6.5 – Envolvente superior do esforço transversal no tabuleiro para os dois modelos	125
Figura 6.6 – Envolvente inferior do esforço transversal no tabuleiro para os dois modelos	126
Figura 6.7 – Envolvente superior dos diagramas de momentos fletores no tabuleiro para os dois modelos	127
Figura 6.8 – Envolvente inferior dos diagramas de momentos fletores no tabuleiro para os dois modelos	127
Figura 6.9 – Envolvente superior dos esforços axiais no arco para os dois modelos.....	128
Figura 6.10 – Envolvente inferior de esforços axiais no arco para os dois modelos.....	129
Figura 6.11 – Envolvente superior dos momentos fletores segundo y no arco para os dois modelos	129
Figura 6.12 – Envolvente inferior dos momentos fletores segundo y no arco para os dois modelos	130
Figura 6.13 – Esforços axiais nos montantes para o modelo A	131
Figura 6.14 – Esforços axiais nos montantes para o modelo B	131

Figura 6.15 – Momentos fletores nos montantes para o modelo A.....	132
Figura 6.16 – Momentos fletores nos montantes para o modelo B.....	132
Figura 6.17 – 1º modo de vibração lateral e vertical do modelo A.....	133
Figura 6.18 – 1º modo de vibração lateral e vertical do modelo B.....	133

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Síntese das características do perfil longitudinal	28
Quadro 3.2 – Comparação da velocidade admitida em função da sobrelevação adotada	29
Quadro 4.1 – Materiais selecionadas para os diferentes elementos estruturais	43
Quadro 4.2 – Características de resistência e de deformação do betão [11]	45
Quadro 4.3 – Propriedades mecânicas do betão considerado no presente estudo	46
Quadro 4.4 – Propriedades mecânicas do aço consideradas no presente estudo	50
Quadro 5.1 – Geometria de massas das barras longitudinais	58
Quadro 5.2 - Geometria de massas das barras transversais do tabuleiro	59
Quadro 5.3 – Geometria de massas das secções do arco	62
Quadro 5.4 – Geometria de massas dos montantes e barras rígidas	62
Quadro 5.5 - Vias Fictícias (adaptado de Tabela 4.1 EN 1991-2 [20])	70
Quadro 5.6 – Cargas para LM1, adaptado do EN 1991-2	72
Quadro 5.7 – Classes de uso da ponte e respetivos coeficientes [21]	73
Quadro 5.8 – Definição de grupos de ações de tráfego rodoviárias [20]	76
Quadro 5.9 - Valores recomendados de k_{sur} para diferentes espessuras do revestimento da superfície [23]	79
Quadro 5.10 – Categorias e parâmetros do terreno [24]	81
Quadro 5.11 – Altura de $dtot$ a considerar para $A_{ref,x}$ [24]	83
Quadro 5.12 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta	89
Quadro 5.13 – Coeficientes de simultaneidade	90
Quadro 5.14 – Combinações características consideradas e respetivos fatores de majoração	91
Quadro 5.15 – Combinações frequentes consideradas e respetivos fatores de majoração	92
Quadro 5.16 – Combinações quase-permanentes consideradas e respetivos fatores de majoração ..	92
Quadro 5.17 – Combinações consideradas e respetivos fatores de majoração para o estado limite último (STR)	94
Quadro 5.18 – Combinação acidental considerada e respetivos fatores de majoração	95
Quadro 5.19 – Esforços na secção 1 para a combinação frequente	101
Quadro 5.20 – Propriedades mecânicas da secção 1	101
Quadro 5.21 – Esforços condicionantes para a combinação característica	102
Quadro 5.22 – Esforços condicionantes para a combinação em estado limite último (STR)	102
Quadro 5.23 – Esforços condicionantes da secção 2 para a combinação frequente	103
Quadro 5.24 – Esforços condicionantes da secção 2 para a combinação característica	103

Quadro 5.25 – Esforços condicionantes da secção 2 para a combinação em estado limite último (STR)	103
Quadro 5.26 – Esforços condicionantes ao dimensionamento da secção 6	104
Quadro 5.27 – Esforços condicionantes para a combinação característica e quase-permanente	105
Quadro 5.28 – Síntese dos valores dos esforços para as combinações críticas na secção 4	107
Quadro 5.29 – Síntese dos valores de esforços para a combinação característica e quase-permanente	108
Quadro 5.30 – Esforços condicionantes ao dimensionamento da secção 5	109
Quadro 5.31 – Síntese dos valores dos esforços para a combinação característica e quase-permanente	109
Quadro 5.32 – Esforços condicionantes ao dimensionamento da secção 8	110
Quadro 5.33 – Síntese dos valores dos esforços para a combinação característica e quase-permanente	111
Quadro 5.34 – Esforços condicionantes ao dimensionamento deste elemento estrutural	113
Quadro 5.35 – Esforços condicionantes para a combinação quase-permanente e característica	114
Quadro 5.36 – Síntese de valores de esforços para combinações condicionantes em estado limite último (STR)	116
Quadro 5.37 – Esforços para a combinação condicionante para verificação dos estados limite de serviço	116
Quadro 5.38 – Esforços mais condicionantes na ligação central arco-tabuleiro (Secção 4)	120
Quadro 5.39 – Esforços mais condicionantes na base dos arcos (Secção 5)	120
Quadro 5.40 – Esforços mais condicionantes no pilar mais solicitado sobre o arco (Secção 7 e 8)	121
Quadro 5.41 – Esforços mais condicionantes no montante da margem de Gaia (Secção 9 e 10)	121
Quadro 6.1 – Quadro resumo de comparação do esforço axial	125
Quadro 6.2 – Quadro resumo de comparação do esforço transversal	126
Quadro 6.3 – Quadro resumo de comparação dos momentos fletores segundo y	128
Quadro 6.4 – Quadro resumo de comparação do esforço axial do arco	129
Quadro 6.5 – Quadro resumo de comparação dos momentos fletores segundo y	130

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A – Ação de acidente

A – Área da secção transversal

A_c – Área da secção transversal do betão

A_p – Área da secção de uma armadura ou de cabos de pré-esforço

A_s – Área da secção de uma armadura para betão armado

$A_{s,min}$ – Área da secção mínima de armaduras

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

C – Concordância vertical

C_d – Coeficiente de arrastamento

D – Diâmetro do mandril

D – Desenvolvimento da concordância vertical em metros

E – Efeito de uma ação

E_c , $E_{c(28)}$ – Módulo de elasticidade tangente na origem, $\sigma_c = 0$, para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias de idade

$E_{c,eff}$ – Módulo de elasticidade efetivo do betão

$E_{c,d}$ – valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão

E_p – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura de pré-esforço

E_s – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado

EI – Rigidez à flexão

EQU – Equilíbrio estático

F – Ação

F_d – Valor de cálculo de uma ação

F_k – Valor característico de uma ação

G_k – Valor característico de uma ação permanente

I – Momento de inércia de uma secção

I_v – Intensidade de turbulência

IPTM - Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos

L – Comprimento

LM – Modelo de carga rodoviária

M – Momento fletor

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

N – Esforço normal

N_{ed} – Valor de cálculo do esforço normal atuante (tração ou compressão)

P – Pré-esforço

P_o – Valor do pré-esforço inicial na extremidade ativa da armadura de pré-esforço, imediatamente após a aplicação do pré-esforço

P_{∞} - Pré-esforço útil

PDM – Plano diretor municipal

Q_k – Valor característico de uma ação variável

Q – Caudal de escoamento

R – Resistência

R – Raio da concordância vertical

RH – Humidade relativa ambiente

S – Esforços internos e momentos

S – Momento estático

S_e – Sobreelevação

SLS – Estado limite de utilização

T – Momento torsor

T_{ed} – Valor de cálculo do momento torsor atuante

$T_{e,min}$ – Componente de variação uniforme de temperatura mínima

$T_{e,max}$ – Componente de variação uniforme de temperatura máxima

TS – Sistema tandem

ULS – Estado limite último

UDL – Valor da sobrecarga rodoviária uniformemente distribuída

U – Velocidade média de escoamento

V – Velocidade em km/h

V – Esforço transverso

V_{ed} – Valor de cálculo do esforço transverso atuante

a_v – Aceleração vertical em m/s^2

b – Largura total de uma secção transversal

c – Altura do tabuleiro em metros

c – Coeficiente

d – Diâmetro

d – Altura útil de uma secção transversal

e – Excentricidade

f – Flecha

f – Frequência natural de vibração em Hz

f_t – Coeficiente de aderência

f_c – Tensão de rotura do betão à compressão

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 aos 28 dias de idade

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

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

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

f_p – Tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço

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

$f_{p0,1}$ – Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço

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

f_t – Tensão de rotura à tração do aço das armaduras para betão armado

f_{tk} – Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras para betão armado

f_y – Tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado

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

f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal

h – Altura total de uma secção transversal

i – Inclinação de trainéis de concordância

k – Coeficiente; Factor

l – Comprimento; vão

nl – Número de vias fictícias

q_p – pressão dinâmica do vento

t – Espessura

t – Tempo considerado

u – Perímetro da secção transversal de betão cuja área é A_c

v_b – Valor de referência de velocidade do vento

w - largura

w_k – Largura de fendas

x – Altura do eixo neutro

x, y, z – Coordenadas cartesianas

z – Binário das forças interiores

α – Coeficiente de dilatação térmica linear

β – Coeficiente

$\Delta T_{N,con}$ – Valor característico da amplitude de contração máxima

$\Delta T_{N,exp}$ – Valor característico da amplitude de dilatação máxima

$\Delta T_{M,cool}$ – Valor de variação diferencial de temperatura negativa

$\Delta T_{M,heat}$ – Valor de variação diferencial de temperatura positiva

γ – Coeficiente parcial

γ_A – Coeficiente parcial relativo às ações de acidente, A

γ_C – Coeficiente parcial relativo ao betão

γ_F – Coeficiente parcial relativo às ações, F

γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G

γ_M – Coeficiente parcial relativo às propriedades dos materiais, tendo em conta as incertezas na propriedade do material

γ_P – Coeficiente parcial relativo às ações associadas com o pré-esforço, P

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q

γ_S – Coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou de pré-esforço

γ_g – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes

δ – Deformação

ε_c – Extensão do betão à compressão

ε_{c1} – Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c

ε_{cu} – Extensão última do betão à compressão

ε_u – Extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço correspondente à tensão máxima

ε_{uk} – Valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço na carga máxima

ε_{cs} – Extensão total de retração

ε_{cd} – Extensão de retração por secagem

ε_{ca} – Extensão de retração autogénea

θ – Ângulo

ν – Coeficiente de Poisson

ρ – Peso volúmico do betão em kN/m³

ρ_l – Taxa de armaduras longitudinais

ρ_w – Taxa de armaduras de esforço transversal

σ_c – Tensão de compressão no betão

σ_s – Tensão nas armaduras ordinárias

σ_p – Tensão nas armaduras ativas

ϕ – Diâmetro de um varão ou de uma bainha de pré-esforço

$\varphi(t, t_0)$ – Coeficiente de fluência do betão entre as idades t e t_0 em relação à deformação elástica aos 28 dias

$\varphi(\infty, t_0)$ – Valor final do coeficiente de fluência

ψ – Coeficientes definindo valores representativos das ações variáveis

ψ_0 – Para os valores de combinação

ψ_1 – Para os valores frequentes

ψ_2 – Para os valores quase-permanentes

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO PROJETO E OBJETIVOS

Ao longo da história da cidade do Porto, o desafio de vencer o obstáculo natural colocado pelo rio Douro sempre constituiu de base para notáveis e impressionantes obras de engenharia que se tornaram marcos nacionais e elementos incontornáveis da paisagem e do imaginário desta região.

Estas pontes, inovadoras obras de arte a nível mundial, atraem anualmente milhares de turistas devido, não só ao seu engenho técnico e arquitetura cuidada como também, ao enquadramento paisagístico onde estão inseridas, pelo que a construção de uma nova ponte nesta zona apresenta sempre especiais cuidados no seu projeto. De acordo com a Câmara Municipal do Porto (citado por Pinto, 2011), “A existência de novas travessias só deve ser colocada em casos de extrema necessidade, sob pena de agredirem a paisagem e o enquadramento do rio, prejudicando a sua atratividade.”[1]

Ao longo do tempo os dois concelhos sofreram transformações urbanísticas e sociodemográficas que transportaram a indústria, habitação e serviços para as zonas periféricas das mesmas o que levou à desertificação da zona histórica ribeirinha. Deste modo, as autarquias destas cidades têm vindo a empenhar-se no desenvolvimento de novas infraestruturas que visem a requalificação da habitação destas zonas e uma maior facilidade na mobilidade entre os dois concelhos.

Segundo Pinho, 2005 o conselho do Porto e a sua área metropolitana apresentam uma boa mobilidade, com uma boa oferta de transporte público à cota alta, porém o mesmo é deficitário em relação à cota baixa, tanto em transporte público como privado, sobre o grande centro histórico e patrimonial [2]. Esta falha, com defeituosas ligações e acessibilidades oferecidas nesta zona nobre da cidade, justifica inteiramente uma nova travessia a cota baixa. Esta proposta, já avançada num estudo inicial para o Polis de Gaia (Pinho e Ramalho, 2002) permite uma reestruturação integral desta zona, ligando de forma mais íntima as duas ribeiras, criando uma circular rodoviária e pedonal em harmonia com a índole única e notável que é a zona ribeirinha do Porto e Gaia.

A proposta, que se pode observar na Figura 1.1, tem como zona de implantação, tal como é defendido por Pinho, do lado de Gaia, a zona adjacente ao parque de estacionamento do Cais de Gaia, tomando lugar ao precário estaleiro de barcos de madeira que se situa nessa zona. Este local permite o aproveitamento da rotunda já existente e o desenvolvimento de uma plataforma de acesso à travessia que permita vencer o desnível de cotas entre a margem do Porto e de Gaia. Na margem norte, o encontro desta nova ponte deve situar-se a nascente do Edifício da Alfândega, aproveitando o parque de estacionamento adjacente ao mesmo.

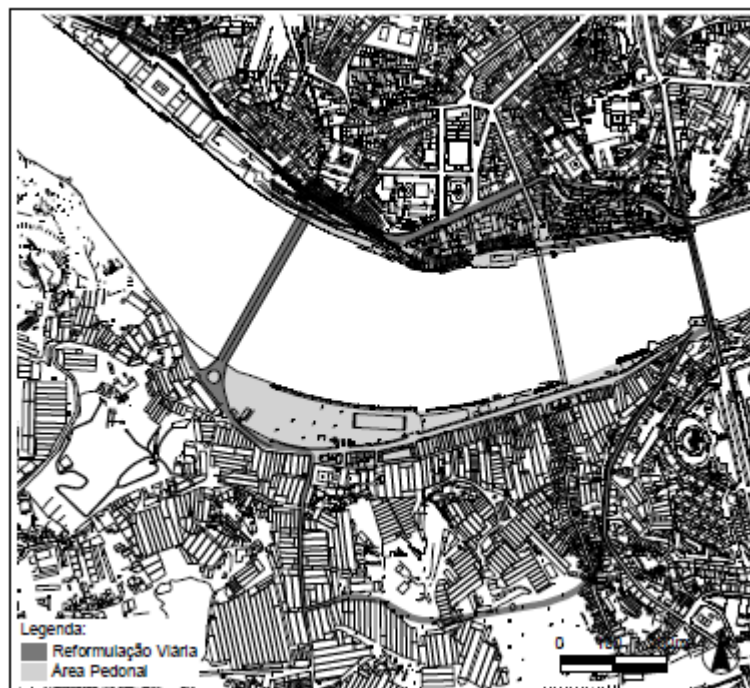


Figura 1.1 – Proposta de reformulação viária [2]

É facilmente perceptível que esta nova ligação tem como principal inconveniente o condicionalismo de levar para jusante a circulação de embarcações de maior porte, privando uma das mais importantes “plateias de espetáculos” da cidade de receber as mesmas, isto é, a Praça da Ribeira. No entanto acredita-se que as vantagens desta solução em muito ultrapassariam este inconveniente [2].

Desta forma, esta nova ligação permite em colaboração com o tabuleiro inferior da ponte D. Luís, a conceção de uma grande rotunda que diminuiria total ou parcialmente o tráfego rodoviário das zonas ribeirinhas, criando uma zona única na cidade, tirando partido da paisagem única que a mesma tem para oferecer a todos os que a utilizam e visitam.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada e dividida em 7 capítulos, onde se enquadra este capítulo de “Introdução”. O mesmo serve para contextualizar e apresentar os motivos do estudo que se pretende realizar bem como os objetivos que se ambiciona cumprir.

No segundo capítulo começa-se por expor a história e evolução das pontes em arco ao longo do tempo, sendo de seguida realizada uma breve apresentação de duas das pontes mais emblemáticas sobre o rio Douro, isto é, a Ponte D. Luís e a Ponte da Arrábida que são as duas obras de arte adjacentes à do projeto que se pretende desenvolver. Por fim, referem-se algumas obras notáveis da engenharia de pontes que são relevantes para o trabalho desenvolvido.

No Capítulo 3 é realizada uma breve introdução ao local de implantação da nova travessia, referindo notas históricas dos imóveis em ambas as margens do rio. São também analisadas as várias condicionantes a ser tomadas em conta no estudo e realização da implantação. Seguidamente refere-se o processo adotado até à obtenção do perfil em planta e longitudinal final. No mesmo capítulo é ainda referida a definição da geometria dos vários elementos que constituem a obra de arte bem como a

apresentação de uma solução de processo construtivo para a mesma. Por fim, realiza-se um pequeno estudo sobre o impacto visual do projeto.

O Capítulo 4 é constituído por uma breve caracterização histórica e mecânica dos materiais a serem utilizados nesta nova travessia, desde o betão até às armaduras que são conjugadas com este.

O Capítulo 5 é aquele que assume maior importância no âmbito da presente dissertação e desta forma é o mais longo de todos os capítulos. No mesmo começa-se por apresentar o processo de caracterização da estrutura num modelo tridimensional de barras, referindo as propriedades mecânicas e geométricas das secções das barras, bem como de todas as etapas inerentes ao processo de modelação. De seguida, são apresentadas as ações tomadas em consideração no cálculo da estrutura, discriminando as mesmas nas ações permanentes, variáveis e acidentais. Posteriormente são expostas as combinações utilizadas no cálculo da estrutura, na verificação da mesma para os estados limite último e de serviço. Ainda no mesmo capítulo, são por fim identificadas as secções mais solicitadas pelos esforços atuantes, procedendo ao seu dimensionamento e posterior verificação dos estados limite.

No Capítulo 6 é efetuado um estudo de influência da inclinação dos montantes nos esforços da estrutura de modo a tentar analisar se a opção dos montantes inclinados é benéfica em termos estruturais e económicos de forma a tornar-se uma escolha viável para estruturas futuras.

Por fim, o Capítulo 7 apresenta um resumo de todas as etapas realizadas durante o trabalho, sendo acompanhado de reflexões e interpretações dos resultados obtidos. Ainda no mesmo capítulo são referidos possíveis estudos e complementos a realizar no futuro de forma a poder estender as conclusões desta dissertação.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. PONTES EM ARCO

A construção e utilização das pontes em arco fazem parte do quotidiano do ser humano desde as primeiras civilizações, constituindo uma das mais engenhosas inovações desenvolvidas pelo ser humano na construção de novas estruturas, sendo que o primeiro registo da utilização da forma estrutural em arco na construção de pontes data de 1300 a.C. localizada em Atenas, Grécia na Ponte de Kazarma.

Apesar de outras civilizações terem recorrido à solução em arco para a construção de novas obras de arte, foi só com o Império Romano que realmente se desenvolveu e aproveitou todo o potencial do arco na construção de pontes dando origem a vários exemplos de obras de arte recorrendo a esta forma estrutural. A Ponte du Gard em França, Figura 2.1, é um dos mais extraordinários exemplos do engenho romano apresentando 49 m de altura e 275 m de comprimento.



Figura 2.1 – Pont du Gard, França (Emanuele, 2007) [29]

Os romanos foram também os primeiros e, até à revolução industrial, os únicos a utilizar um material rudimentar semelhante ao betão na construção com recurso a uma argamassa à base de pozolana (material vulcânico).

Na idade média, entre os séculos V e XV desenvolveu-se e tornou-se corrente a utilização de pontes em arco na Europa. Seguindo a corrente arquitetónica utilizada na construção de catedrais e outras obras religiosas, desenvolveu-se o arco ogival por oposição ao arco de volta perfeita utilizado pelos romanos. Esta tipologia era mais eficaz uma vez que minimizava as forças horizontais tornando, desta forma, as estruturas mais elegantes. Adicionalmente foi também introduzida a utilização de narizes nos pilares de forma semicircular e triangular de maneira a reduzir as pressões originadas pelo normal escoamento do rio diminuindo a erosão destes elementos estruturais.

Um bom exemplo é a Puente de San Martín em Toledo, Figura 2.2, construída nos finais do século XIV constituída por 5 arcos, sendo que o central atinge os impressionantes 40 m de vão.



Figura 2.2 – Puente de San Martin em Toledo, Espanha (Simoff, 2002) [30]

Aparece, também na Idade Média, o conceito de funcionalidade associada a estas obras de arte, surgindo assim as pontes militares, habitacionais, comerciais e espirituais, sendo a Ponte Vecchio em Itália (século XIV), o mais notável exemplo de uma ponte de uso comercial.

Mais tarde, no século XVIII através da Revolução Industrial com origem em Inglaterra, existiu um avanço extraordinário no conhecimento técnico dos materiais permitindo a conceção de novas estruturas de maior elegância. Surgiram assim as pontes em arco, primeiro de ferro e posteriormente de aço, caracterizadas pela sua esbelteza e resistência compatíveis com o aumento de solicitações provocadas pelos novos meios de transporte, nomeadamente, ferroviário.

Deste modo torna-se incontornável apresentar a *Iron Bridge*, Figura 2.3, já que se trata da primeira ponte em ferro fundido em todo o mundo construída entre 1777 e 1779 com um vão de 30.5 m.



Figura 2.3 – Iron Bridge em Coalbrookdale, Inglaterra [31]

Após um período marcado pelo uso intensivo de pontes metálicas em todo o mundo, onde Portugal não foi exceção com as notáveis Ponte Maria Pia e Ponte D. Luís, surgiram as pontes em betão armado.

O engenheiro suíço Robert Maillart (1872-1940) foi um dos mais exímios criadores deste tipo de pontes concebendo obras de uma elegância e inovação inigualáveis, constituindo alguns dos melhores exemplos que a engenharia estrutural tem para oferecer. Entre elas, destaca-se a Pont Salginatobel, Figura 2.4, construída entre 1929 e 1930 caracterizada por um arco abatido triarticulado em caixão com um vão de 90 m.



Figura 2.4 – Pont Salginatobel em Schiers, Suíça (Rama, 2005) [32]

Atualmente, em termos oficiais, a ponte de betão armado com o maior arco do mundo é a ponte de Wanxian, Figura 2.5, na China construída sobre o rio Yangtze em 1997 próxima da *Three Gorges Dam*. Esta ponte apresenta um arco de 420 m de corda e um comprimento total do tabuleiro de 864 m. A flecha é de 133 m, no entanto, com a construção da já referida barragem o nível da água subiu ocultando parcialmente esta obra de arte.



Figura 2.5 – Ponte Wanxian em Wanzhou, China [33]

Vãos superiores a este são facilmente atingidos e realizados recorrendo ao uso do aço. O maior vão em arco do mundo pertence atualmente à Ponte Chaotianmen, também localizada na China, que apresenta um tabuleiro intermédio que lhe permite vencer o vão de 552 m.

2.2. PONTE ADJACENTES À SOLUÇÃO PROPOSTA

Como já foi referido, Portugal e mais propriamente a zona da foz do Douro, apresenta alguns dos melhores e mais marcantes exemplares que a engenharia de estruturas de pontes possui no registo histórico no panorama mundial.

Todavia, de forma a não tornar este capítulo demasiado extenso, apresenta-se de seguida uma breve nota histórica das duas pontes mais próximas à que se pretende estudar no âmbito da presente dissertação, isto é, a Ponte Luís I e a Ponte da Arrábida.

2.2.1. PONTE LUÍS I

Na segunda metade do século XIX e após vários anos de serviço na ligação entre as duas margens do rio Douro, a Ponte Pênsil começou a suscitar dúvidas em relação à segurança e conforto que conferia aos seus utentes, sendo que também não conseguia responder de forma satisfatória ao crescente tráfego que tinha aumentado significativamente durante esse período de desenvolvimento económico. Desta forma, a Câmara Municipal do Porto, em 1876, solicitou ao governo a substituição dessa ponte.

Em 1879 a Casa Eiffel, construtora da Ponte D. Maria Pia, apresenta um anteprojeto para uma ponte rodoviária nas proximidades da Ponte Pênsil com dois tabuleiros, cujo tabuleiro inferior continha uma ponte levadiça que possibilitava a navegação de embarcações até 35 m de mastreação [3]. No entanto o governo não aprovou o mesmo, pelo que abriu no mesmo ano um concurso público para o projeto da nova travessia.

Foram assim apresentadas, no final do ano seguinte, 12 propostas todas elas recorrendo a soluções estruturais metálicas, sendo que todas elas eram de empresas metalúrgicas estrangeiras. A proposta vencedora pertencia à firma belga *Société de Willebroeck* cuja proposta era da autoria do engenheiro Théophile Seyrig que já tinha sido responsável pela conceção do arco parabólico da Ponte D. Maria.

A construção começou oficialmente em Dezembro de 1881, tendo sido inaugurada em Outubro de 1886 quando ainda faltava concluir a construção do tabuleiro inferior. Esta ponte permitiu assim, manter a circulação à cota baixa e responder positivamente ao crescimento demográfico e urbanístico tirando partido da circulação à cota alta.

Esta ponte, Figura 2.6, apresenta o tabuleiro superior à cota de 62 m com uma extensão total de 392 m e o tabuleiro inferior situado à cota de 12 m possui 174 m de comprimento. O arco desta ponte possui 172 m de corda e 44.6 m de flecha. Os encontros funcionam ao mesmo tempo como apoios ao arco e a dois dos pilares que suportam o tabuleiro superior. O tabuleiro inferior é sustentado por quatro pendurais que estão ligados ao superior.



Figura 2.6 – Ponte Luís I no Porto, Portugal (Falcão, 2013)

Recentemente, esta obra sofreu alterações e estudos de maneira a acomodar a passagem do metro ligeiro do Porto, sendo que para tal o tabuleiro superior passou a servir exclusivamente a passagem de peões e do metro, com o tráfego rodoviário à cota alta a ser direcionado para a Ponte do Infante a montante desta.

2.2.2. PONTE DA ARRÁBIDA

Com o crescimento demográfico e consequente intensificação do tráfego rodoviário entre as regiões Norte e Sul do país, tornou-se evidente a fraca capacidade em suportar este recorrendo somente à Ponte Luís I. Assim é proposta uma nova ligação entre os planaltos do Candal e da Arrábida em 1945-1946 aquando da elaboração do Antepiano Regional do Porto [3].

Desta forma foi adjudicado ao Engenheiro Edgar Cardoso a realização de anteprojetos para a nova travessia, tendo o mesmo apresentado 5 soluções estruturalmente distintas: ponte em betão armado; ponte de alvenaria regular; ponte suspensa; ponte metálica do tipo arco; ponte de betão pré-esforçado.

Após uma apreciação criteriosa onde foram ponderados aspetos relacionados com a economia, estética, consumo de materiais estrangeiros, resistência, conservação entre outros, foi deliberado que a solução mais favorável seria a de betão armado.



Figura 2.7 – Ponte da Arrábida no Porto, Portugal (Jiménez, 2010) [34]

Esta ponte, Figura 2.7, apresenta um tabuleiro em viga contínua com uma largura de 26.5 m e uma extensão total de 614.6 m.

O seu arco é composto por duas costelas paralelas de 8 m de largura, com uma corda teórica de 270 m e flecha de 52 m. O mesmo é de secção variável sendo que a espessura deste varia entre os 4.5 m nos encontros e os 3 m no fecho. As duas costelas estão ligadas entre si através de dois níveis de contraventamentos de Santo André, também construídos em betão armado.

O tabuleiro é suportado por fiadas de 4 pilares sendo que o vão central da ponte é limitado por quatro pilastras ocas, duas em cada margem que continham no seu interior, à data de construção, elevadores que tinham como objetivo realizar a ligação pedonal entre as avenidas marginais e o tabuleiro da ponte.¹

As obras tiveram início em Outubro de 1956 e concluíram-se em Junho de 1963. Aquando da sua inauguração este projeto apresentava o arco em betão armado com maior vão do mundo.

Recentemente, em 2002 foram realizadas obras de restauração e conservação desta obra de arte uma vez que devido às condições ambientais agressivas onde está inserida, ao elevado tráfego que acomoda e à limitada manutenção a que esteve sujeita apresentava já sinais visíveis de deterioração.

2.3. PONTES DE MONTANTES INCLINADOS

Nesta secção pretende-se dar a conhecer de forma sucinta e concisa alguns dos poucos exemplos de pontes com pilares inclinados que influenciaram o presente estudo. A nível mundial são conhecidos por esta característica algumas obras do engenheiro italiano Riccardo Morandi (1902 - 1989) e do engenheiro checo Jirí Straský (1946 - atualidade), ambos notáveis projetistas estruturais de pontes.

2.3.1. PAUL SAUER BRIDGE

Esta obra de arte, Figura 2.8, integrada na autoestrada N2 de Port Elizabeth para a Cidade do Cabo na África do Sul, a Paul Sauer Bridge com 100 m de vão, foi concluída em 1956 de acordo com o projeto do engenheiro Riccardo Morandi.



Figura 2.8 – Paul Sauer Bridge em Eastern Cape, África do Sul [35]

¹ Após a inauguração da ponte verificou-se que a utilização destes elevadores não constituía prática comum pelo que atualmente se encontram desativados.

Esta ponte é invulgar devido à inclinação dos montantes que suportam o tabuleiro que são irradiados do arco. Os montantes que são fundados em rocha apresentam também uma inclinação mas em sentido contrário.

Notável foi também o processo construtivo adotado na realização desta ponte, já que, com a ponte de Lussia em Itália, também de Morandi, foram as primeiras pontes a serem construídas por abatimento dos semiarcos.

Este sistema consiste em construir os semiarcos na vertical sobre as fundações e após a conclusão destes abatê-los de acordo com uma rotação em torno da sua base inferior até ao seu fecho a meio vão. Para tal é necessário “empurrar” inicialmente os arcos na horizontal até ficarem suportados por uma série de cabos sendo posteriormente libertados até à sua posição final onde se cria uma articulação provisória ou definitiva no seu fecho [4].

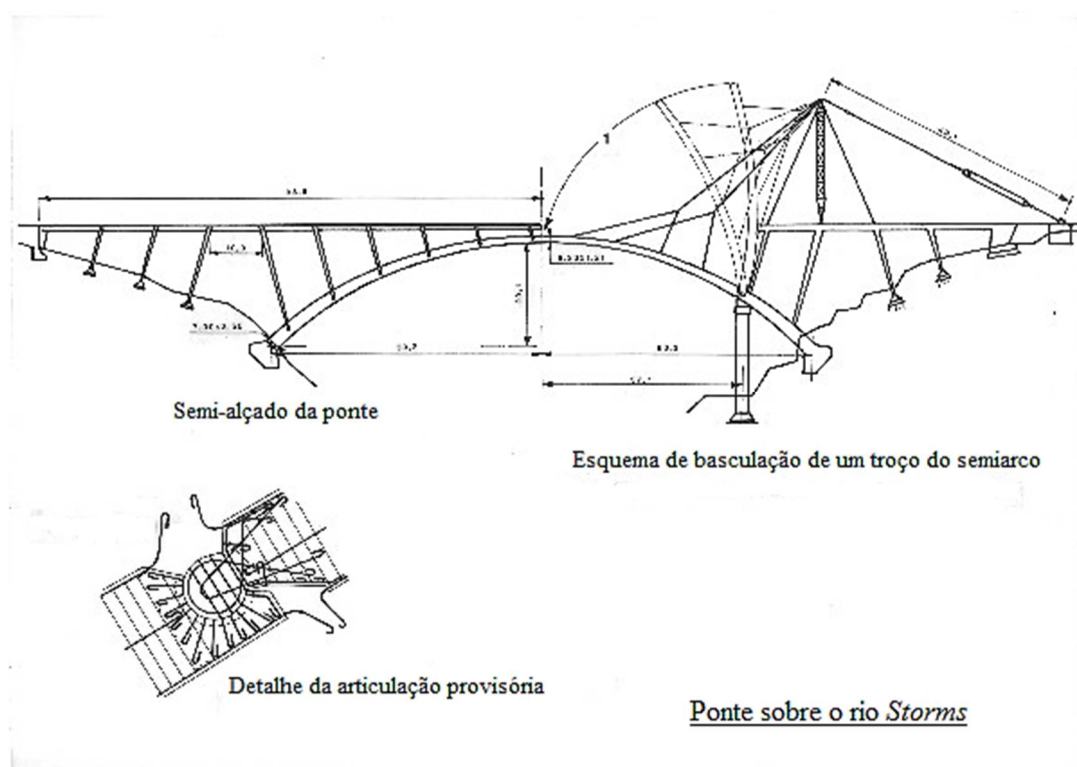


Figura 2.9 – Pormenor de processo construtivo adotado na Paul Sauer Bridge (adaptado de Mossot, 2008) [36]

Este método construtivo tem vindo a ser utilizado com alguma frequência em pontes recentes realizadas na China.

Esta ponte sofreu em 1986 uma reabilitação e um alargamento tendo sido reparado o dano provocado pela corrosão e aplicadas membranas protetoras no arco e colunas.

2.3.2. PONTE FIUMARELLA / FAUSTO BISANTIS

Esta obra também de Morandi está localizada em Catanzaro, Itália, apresentando um vão de 231 m e 112 m de altura, tendo sido concluída em 1962.

Novamente caracterizada pelos montantes inclinados, apresenta os pilares centrais assentes em duas costelas de arco ligadas entre si por contraventamentos. Os pilares extremos são dispostos aos pares em forma de “V”.

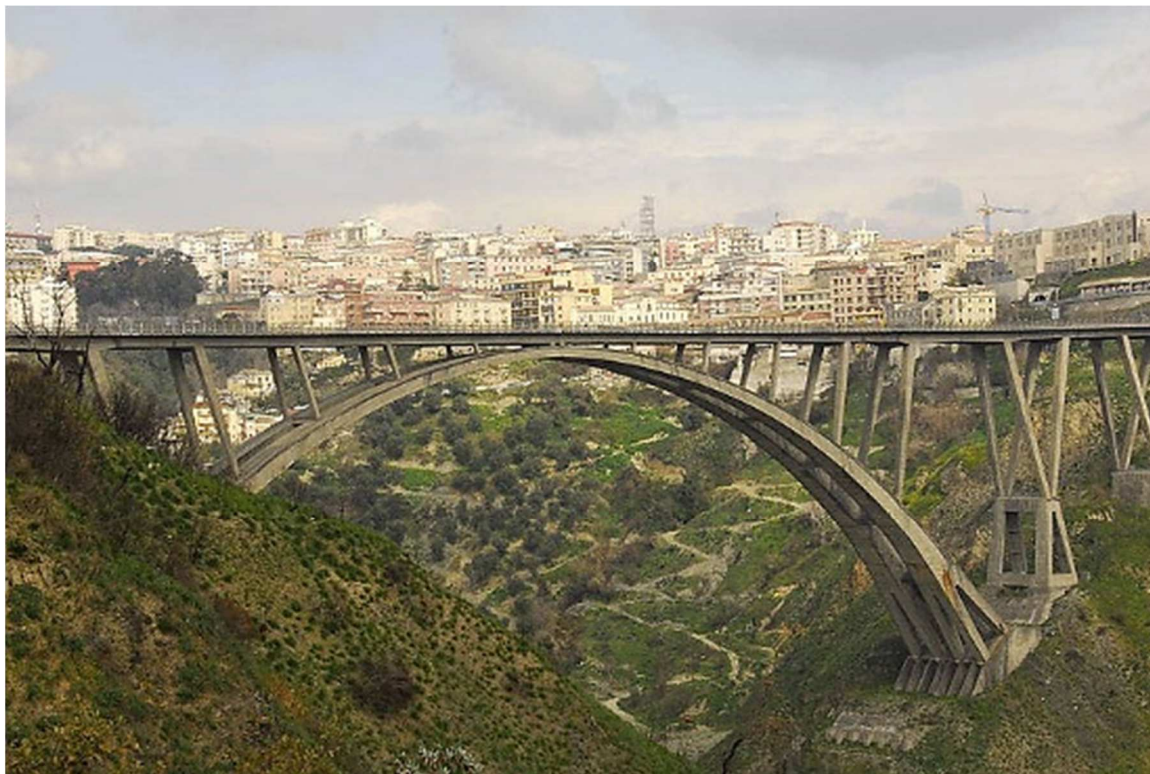


Figura 2.10 – Ponte Fiumarella ou Fausto Bisantis em Catanzaro, Itália (Porrovecchio, 2009) [37]

2.3.3. VIADUTO SOBRE A AUTOESTRADA R52 EM BRATCICE²

Este projeto, Figura 2.11, localizado na República Checa e concluído em 1997 é formado por um tabuleiro em betão armado que, por sua vez, é suportado por um arco singular com um vão de 67.50 m. O arco localizado no eixo longitudinal da ponte é constituído por um tubo metálico preenchido com betão.

No arco central são apoiados, de uma base comum, oito fiadas de dois montantes metálicos que são inclinados tanto no plano longitudinal como transversal ao tabuleiro.

² De salientar que existe em Portugal uma solução de uma passagem superior à A3 com montantes inclinados do Engenheiro Armando Rito semelhante à apresentada na Figura 2.11

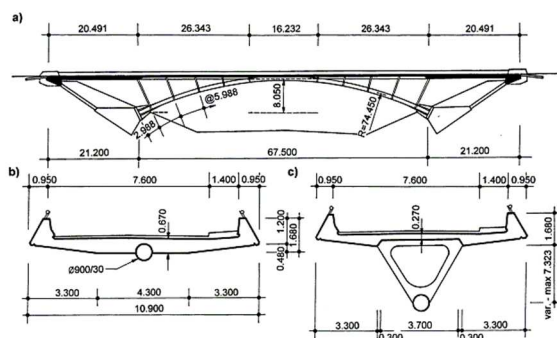


Figura 2.11 – Viaduto sobre a autoestrada R52, República Checa (Strasky, 1997) [38]

2.3.4. VIADUTO SOBRE A AUTOESTRADA D47 NA REPÚBLICA CHECA

Esta obra de arte, Figura 2.12, concluída em 2009 é muito semelhante ao exemplo anterior, projetada também por Strasky.

O tabuleiro é constituído por uma laje trapezoidal com um comprimento de 85.9 m e suportado por um arco em betão armado com um vão de 51.3 m. Ao ligar as sapatas do arco com o segmento final dos diafragmas através de escoras de betão a estrutura torna-se num sistema auto-ancorado que tensiona as fundações somente com reações verticais.



Figura 2.12 – Viaduto sobre a autoestrada D47, República Checa (Strasky, 2009) [39]

A inclinação dos montantes centrais em todos os exemplos apresentados são idênticos entre si com os montantes a serem irradiados do arco. É desconhecido se a utilização desta orientação tem como objetivo uma melhoria do comportamento estrutural da ponte ou apenas serve para conferir às mesmas o inegável impacto estético que as distingue de todas as outras estruturas semelhantes em todo o mundo.

No entanto, é também objetivo desta dissertação verificar se a inclinação dos montantes contrária à dos exemplos de Morandi, beneficia a dissipação dos esforços de tração do tabuleiro.

3

DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO

3.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

A nova travessia pretende ligar à cota baixa o Parque da Alfândega e a zona a jusante do Cais de Gaia. Esta área encontra-se numa zona onde o rio Douro curva para a direita no sentido de montante para jusante, o que leva a que o leito na zona mais próxima de Gaia apresente uma muito maior profundidade do que a do lado do Porto, e por existir uma diferença de cotas entre as duas margens de cerca de 5 metros, Figura 3.1.



Figura 3.1 – Local de implantação do projeto em estudo

Primeiramente, opta-se por estudar diferentes possibilidades para o traçado da ponte. Nesta escolha, é necessário ter em consideração o comprimento total da obra, o seu enquadramento com a paisagem e arquitetura envolvente e a sua função, de forma a optar não só pela solução esteticamente mais atraente, mas também pela mais económica. Desta forma foram consideradas as seguintes alternativas apresentadas na Figura 3.2.

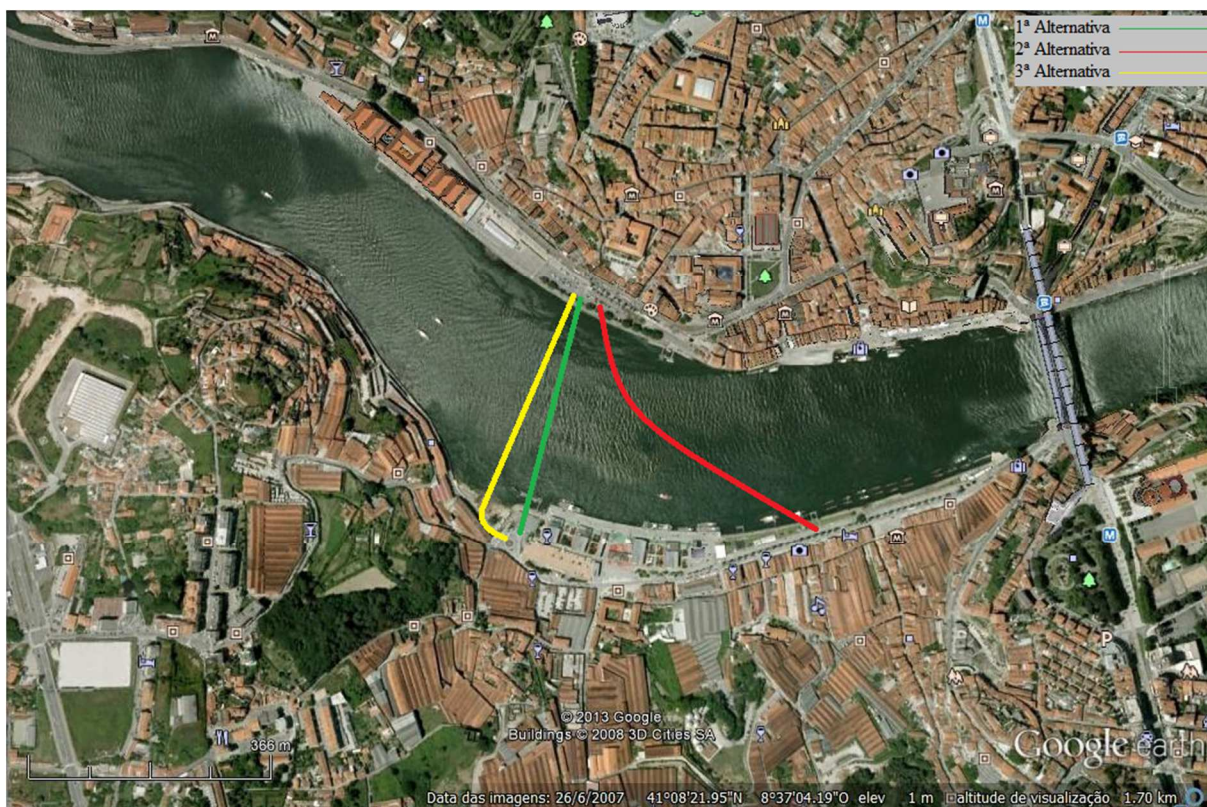


Figura 3.2 - Opções consideradas na escolha do traçado

A primeira alternativa tem apenas por base a satisfação da premissa inicial da ligação do Parque de estacionamento do edifício da Alfândega à rotunda adjacente ao Cais de Gaia. No entanto, são várias as condicionantes que não beneficiam a escolha deste traçado. Devido às características mencionadas no primeiro parágrafo do presente capítulo é possível antecipar que de forma a projetar a referida obra de arte a mesma não iria ser simétrica perdendo, assim, parte da sua qualidade estética.

Dependendo da solução estrutural, esta solução não permite ganhar altura de forma a suavizar o desnível de cotas entre as duas margens. Outra condicionante negativa é o facto de o encontro na margem sul da obra de arte se encontrar muito próximo da zona de atracagem dos navios ao Cais de Gaia. Tendo em consideração que devido ao já referido desnível entre margens seria obrigatório a cota de projeto nesta zona ser já consideravelmente baixa, o que entra em conflito com o livre-trânsito das embarcações e da segurança aquando da aproximação ao Cais. Todavia esta solução apresenta-se com o menor desenvolvimento longitudinal e assim caracteriza-se por ser a mais económica em relação à utilização de materiais.

A segunda alternativa surge da tentativa de evitar as condicionantes negativas provocadas pela proximidade ao trajeto dos navios aquando da chegada ao cais. Adicionalmente, a mesma permite contornar o desnível entre margens através de um desenvolvimento suave e cómodo. No entanto, esta solução além de antever custos mais elevados devido ao seu grande comprimento, apresenta-se como uma opção com um grande, e até possível negativo, impacto visual na envolvente única em que se situa, pelo que é descartada.

A terceira alternativa proposta é uma evolução das duas anteriores e é aquela que mais facilmente salta à vista tendo em conta as condicionantes da envolvente já realçadas. Esta solução permite o aproveitamento da rotunda existente na margem de Gaia e através da sua plataforma em curva circular é possível obter cota suficiente de modo a tornar simétrica a obra de arte durante o seu desenvolvimento sobre o leito do rio Douro.

A mesma caracteriza-se também por ser praticamente ortogonal às margens onde se insere e do ponto de vista da frente ribeirinha de Gaia perfeitamente enquadrada com a zona envolvente o que vem contribuir no geral para o seu positivo impacto visual. Esta solução admite ainda uma confortável distância ao Cais de Gaia de modo a diminuir os condicionalismos negativos que poderiam afetar a navegabilidade nesta zona.

Apesar disto, como se irá discutir mais à frente, esta solução implica uma requalificação urbanística desta zona que obriga à demolição do imóvel mais próximo da rotunda, que se encontra desativado neste momento. Apesar de apresentar custos mais elevados acredita-se que esta alternativa em muito compensa este facto devido aos aspetos positivos que advêm da mesma, pelo que foi esta a opção adotada.

Desta forma, apresenta-se de seguida uma introdução histórica relativa às zonas de encontro de ambas as margens.

3.1.1. PARQUE DA ALFÂNDEGA

O edifício da Alfândega Nova do Porto foi construído no século XIX de acordo com o projeto do Eng. Jean F. G. Golson, estando este ao serviço do Ministério das Obras Públicas, sendo a obra totalmente concluída em 1879.

Esta obra teve impactos significativos e incontornáveis na sua área envolvente, transformando toda a frente ribeirinha daquela zona já que este projeto foi edificado sobre uma enorme plataforma que substituiu a antiga praia de Miragaia, Figura 3.3.

Pouco tempo depois (1888) foi realizada uma ligação ferroviária entre a Alfândega e a Estação de Campanhã de modo a favorecer o transporte de mercadorias, concretizando-se ainda a rua Nova da Alfândega que permitiu o melhoramento das vias de comunicação desta zona, principalmente com o centro da cidade.

Todo este conjunto de modificações é largamente aceite como uma das maiores e mais profundas alterações urbanísticas e paisagísticas do século XIX [5].



Figura 3.3 – Construção da Alfândega sobre a praia de Miragaia [28]

O edifício apresenta uma planta retangular implantada longitudinalmente em relação ao rio, dispondo assim de duas fachadas, uma virada para o rio e outra para a cidade. É um imóvel de tipologia neoclássica, construído na linha anglo-palladiana iniciada com a construção do Hospital de Santo António e que teve forte reflexo durante o restante período do século XIX. Assim este projeto contribuiu para um gosto que conferiu um pendor erudito à renovação arquitetónica da cidade [5].

Em 1987 é acordado, em conselho de Ministros, que o edifício se tornasse no futuro Museu dos Transportes e Comunicações. Desta forma iniciam-se obras de restauro que pudessem acomodar as novas funções da Alfândega de acordo com o projeto realizado pelo Arq. Eduardo Souto de Moura. Atualmente o espaço dispõe, além do museu, de um Centro de Congressos e Exposições e de um Centro de Formação.

3.1.2. CAIS DE GAIA

O Cais de Gaia, Figura 3.4, apresenta-se como uma zona turística de lazer e restauração localizada na margem esquerda do rio Douro com uma vista privilegiada sobre a zona histórica do Porto, património mundial da Unesco.

Neste local existiu durante vários séculos um pequeno porto fluvial com a função principal de exportar diversos produtos, com especial destaque para o vinho do Porto. No entanto, com a construção do porto de Leixões e o assoreamento da barra do Douro, o mesmo perdeu importância levando ao seu declínio e de toda a zona envolvente.



Figura 3.4 – Cais de Gaia vista a partir da margem Norte do rio Douro

O atual empreendimento foi construído de acordo com o projeto do Arq. Tasso de Sousa em parceria com Eduardo Cabral dos Santos e concluído em 2003. Este permitiu a revitalização e valorização da frente ribeirinha de Gaia, tirando proveito da localização das caves do vinho do Porto e da, já referida, paisagem única da zona histórica do Porto.

3.2. CARACTERÍSTICAS DO LOCAL

Este local apresenta vários obstáculos à implementação de um novo traçado rodoviário, pelo que é essencial uma análise e estudo pormenorizados do mesmo de modo a minimizar e ultrapassar da melhor forma estes obstáculos. Assim, é necessário atender às condicionantes topográficas, hidrológicas, rodoviárias, estéticas e de navegabilidade de forma a alcançar a melhor solução.

3.2.1. TOPOGRAFIA

Através de elementos topográficos disponibilizados pela Gaiurb – Urbanismo e Habitação, EM de Vila Nova de Gaia e pela Faculdade de Arquitetura da Universidade do Porto, foi possível caracterizar topograficamente a zona em estudo para a implementação deste novo traçado.

Como já foi referido, a margem de Gaia apresenta uma cota 5 metros inferior à do Porto, o que dificulta a implantação desta nova travessia sem alteração destas condicionantes das margens. No entanto, tendo em conta a importância e valor de uma obra desta magnitude será sempre necessário efetuar pequenas reformulações urbanas e paisagísticas em ambas as margens de modo a melhor inserir os encontros da nova ponte na zona urbana envolvente.

De acordo com estes elementos, a zona norte desta nova travessia apresenta uma cota na ordem dos 7.6 m na zona do parque automóvel adjacente ao Edifício da Alfândega sendo que numa segunda plataforma, onde se dará o encontro da ponte, nesta margem do rio, na via já existente, apresenta uma inclinação negativa de cerca de 3.35% de nascente para poente, dado que a cota varia de 10.14 m para 9.57 m em 17 m de comprimento.

Já a zona de Gaia apresenta uma cartografia variada desde o parque de estacionamento do Cais até à zona atual do estaleiro de barcos de madeira, estando o primeiro maioritariamente a uma cota de cerca de 3 metros e o segundo em praia desde a cota de 2 metros até ao nível do rio. A via que se prolonga da rotunda no Largo da Cruz exibe uma inclinação ascendente no sentido Poente-Nascente de 3.5%, alcançando no início da rotunda a cota de 5.90 m.

3.2.2. NAVEGABILIDADE

O rio Douro sempre se caracterizou como uma via de comunicação importante do litoral para o interior do país. Apesar de atualmente o mesmo não possuir o mesmo peso no transporte de mercadorias e bens transacionáveis, assume especial relevância no turismo desta região. Assim é importante garantir a continuidade dos limites atuais do Canal de Navegação do Douro. Este ostenta uma extensão total de 200 km desde a foz do Douro até à foz do rio Águeda no limite com o Douro Internacional.

A largura tem os limites de 40 e 60 metros em leito rochoso e aluvionar respetivamente. O canal possibilita uma profundidade mínima de 4.20 m até ao Pinhão e a circulação de navios com 2500 toneladas e altura máxima de 11.8m, limite imposto pela cota do tabuleiro inferior da ponte D. Luís. Deste modo, neste projeto, é necessário garantir um canal livre com 60 m de largura, 11.8 m de altura e 4.2m de profundidade.

3.2.3. HIDROLOGIA

De acordo com o Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos (IPTM), o rio Douro apresenta um caudal médio de 714 m³/s, sendo o mesmo em média ultrapassado durante 10 dias por ano para 3200 m³/s e com caudal de cheia de 19500 m³/s, datando este de 1909.

Como já foi referido, o rio apresenta descontinuidades significativas em relação às profundidades do seu leito entre as duas margens, já que o lado de Gaia é notoriamente mais profundo que o do Porto. Isto deve-se à ação de erosão do caudal do rio ao realizar a curva.

Estes dados são importantes na tomada de decisão sobre a tipologia estrutural da obra de arte e sobre a escolha da localização das fundações da mesma.

3.2.4. CONDICIONANTES RODOVIÁRIAS

É importante estudar os elementos rodoviários de forma a conduzir a um bom traçado da via a implementar cumprindo assim de uma forma eficaz o propósito principal da nova travessia, isto é, a circulação rodoviária e pedonal.

Deste modo, é necessário adotar boas práticas na determinação do traçado em planta e longitudinal do projeto tendo em consideração a largura das vias, a diretriz e rasante, as inclinações máximas e mínimas admissíveis, raios de giração e conforto dos utentes.

Uma vez que o local de inserção da ponte apresenta uma elevada concentração de fluxo pedonal devido ao elevado interesse turístico da área envolvente, a velocidade base de projeto deverá ser condicionada, o que por sua vez limitará os parâmetros já mencionados de acordo com o regulamento de Normas de Traçado das Estradas de Portugal.

3.2.5. ENQUADRAMENTO PAISAGÍSTICO

Como já foi referido no Capítulo 1, a construção de uma nova ponte nesta zona só se justifica se a mesma não prejudicar a envolvente de elevado valor patrimonial onde está inserida. Este novo empreendimento deve-se destacar pela sua qualidade estética, contudo é necessário que a mesma não seja um agente intruso, respeitando a arquitetura e as linhas da paisagem envolvente. Assim, a escolha da tipologia estrutural, dos materiais dos elementos constituintes da ponte e dos seus revestimentos deve respeitar a linguagem arquitetónica da zona de implantação da mesma.

3.2.6. ARQUITETURA DA PONTE

Opta-se neste projeto por realizar uma ponte em arco estando o tabuleiro apoiado em montantes inclinados em relação ao eixo vertical. A escolha de uma ponte em arco resulta da larga tradição do uso desta tipologia estrutural nas restantes pontes localizadas nesta zona do rio Douro.

Por sua vez, a escolha dos pilares inclinados para além de, na opinião do autor, melhorar esteticamente a obra de arte, prevê-se que contribua favoravelmente para a diminuição dos esforços axiais de tração no tabuleiro.

3.3. IMPLANTAÇÃO DA PONTE

O principal objetivo no desenho da ponte, dada a sua importância e localização, é criar um ambiente aprazível e funcional a nível estético. Para isso é necessário estudar e ter em consideração com bastante detalhe todos os aspetos referidos anteriormente. De salientar que dada a localização do projeto e de modo a respeitar as normas de tráfego no desenho da via, admite-se uma velocidade base de projeto de 40 km/h.

3.3.1. CONCEÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA

De forma a melhorar o impacto visual procede-se a um esboço de um alçado simétrico em relação ao eixo que passa a meio do leito de água, impondo assim a mesma cota nas margens e a cota mais alta a meio vão. Isto torna a ponte esteticamente mais agradável ao mesmo tempo que facilita o cálculo das concordâncias verticais para o desenho da mesma. No entanto, dado que o rio do lado de Gaia apresenta uma profundidade significativamente mais elevada do que do lado do Porto, é necessário que o Canal de Navegação seja desviado ligeiramente para Sul, de modo a permitir uma profundidade mínima de 4.2 m, Figura 3.5.



Figura 3.5 – Localização do Canal de Navegação

São assim estudados vários alçados, conjugando diferentes vãos para o arco e a relação do mesmo com a flecha, de modo a averiguar qual retira melhor partido das características do local de implantação.



Figura 3.6 – 1ª tentativa de alçado



Figura 3.7 – 2ª tentativa de alçado



Figura 3.8 – 3ª tentativa de alçado

A primeira solução, Figura 3.6, apresenta uma relação $L/f = 16.25$, muito superior à relação da Ponte do Infante ($L/f = 11.2$), que detém o recorde mundial deste parâmetro em pontes de betão armado, pelo que não se opta por esta solução.

A segunda alternativa, Figura 3.7, implica a construção de um lintel de dimensões elevadas sobre um aterro, de modo a contornar a elevada profundidade do rio nesta zona, para além de obrigar à colocação dos pilares e arranque do arco em contacto com a água do rio, pelo que é uma solução pouco agradável em termos estéticos e estruturais.

Assim, é escolhida a terceira solução, Figura 3.8, uma vez que é a que melhor soluciona os problemas levantados pela profundidade do rio do lado Sul, sem descuidar a sua qualidade estética. Contudo opta-se por rodar a orientação dos montantes sobre os semiarcos laterais em 90 graus de forma a continuar a linguagem adotada nos pilares centrais.

Como já foi referido, a margem do lado de Gaia é alvo de uma requalificação paisagística, Figura 3.9, que permite também obter uma cota mais elevada de modo a contornar o desnível entre as duas margens. Esta requalificação abrange a construção de um aterro que segue a linha da margem que atualmente apresenta uma descontinuidade nesta zona e o desvio da via proveniente da foz, permitindo assim a construção da rampa de acesso à ponte. Admite-se uma altura do aterro de 2.2 m de forma a diminuir os custos e também enquadrar apropriadamente o paramento com a sua envolvente.



Figura 3.9 – Tratamento paisagístico da margem de Gaia

Esta solução implica a demolição do imóvel a vermelho na Figura 3.9. Isto prende-se com o facto de garantir um raio da curva circular de acesso à ponte mínimo de 40 m de modo a facilitar a visibilidade e a perceção do traçado pelos condutores e também de forma a diminuir a força centrífuga a que os mesmos estão sujeitos. Apesar da demolição levantar problemas relacionados com o aumento de custos da empreitada, considera-se a mesma aceitável já que o imóvel se encontra abandonado, com reduzido valor comercial e sem relevância arquitetónica.

As restantes condicionantes do desenho do traçado em planta são apresentados mais à frente com maior detalhe.

Assim, o novo perfil longitudinal do terreno é modificado, alterando o vão a vencer do rio para 325 m e impondo a cota de 5.9 m à chegada da rotunda. Adicionalmente, deve permitir uma altura livre de 5 m para a via que vai ser desviada para garantir o livre trânsito dos veículos que nela circulam. Deste modo o novo perfil toma a forma apresentada na Figura 3.10.

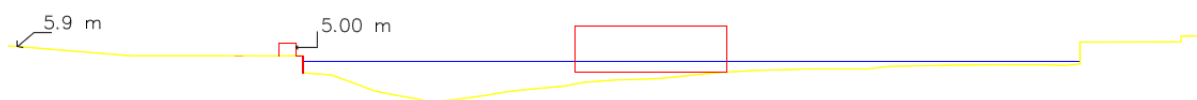


Figura 3.10 – Novo perfil do terreno de implantação

Deste modo procede-se ao desenho do alçado da ponte de modo a respeitar as concordâncias verticais definidas de acordo com as seguintes expressões de cálculo.

$$y_A = y_B + i_1 x - \frac{x^2}{2R} \quad (3.1)$$

$$R = \frac{D}{i_1 - i_2} \quad (3.2)$$

De forma a desenhar esta concordância é necessário, em primeiro lugar, impor alguns parâmetros de modo a obter os restantes. Através das propostas de alçado já mencionadas retira-se que a cota máxima de projeto, y_A , deve ser de 20 m considerando ainda a largura dos elementos estruturais. De forma a facilitar os cálculos admite-se que a concordância se desenvolve ao longo de todo o comprimento do leito e de forma simétrica, isto é, $D = 325$ m e $i_1 = i_2$.

A inclinação dos trainéis de concordância, dada a necessidade de baixar a cota o máximo possível até às suas margens, é admitida igual a 9%, sendo a mesma permitida pelas normas de traçado para vias com velocidade base de 40 km/h e com extensão inferior a 600 m, como é o presente caso. Assim e através de um sistema de equações a partir das expressões acima referidas, obtêm-se as cotas de chegada às margens de 12.69 m e de um raio da concordância de 1805, superior ao raio mínimo exigido de 1500 m, Figura 3.11.

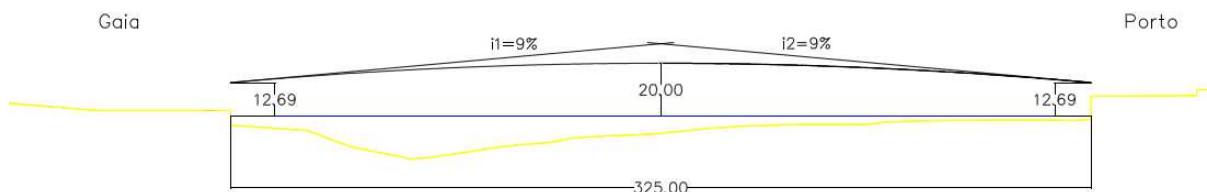


Figura 3.11 – Concordância convexa do tabuleiro

Para os acessos e encontros nas margens é necessário dimensionar as concordâncias côncavas de modo a suavizar a ligação entre a obra em estudo e as vias concordantes.

A concordância do lado sul divide-se em duas concordâncias diferentes, uma côncava e outra convexa, ligadas à concordância convexa central através uma rampa de 7 m com inclinação de 9% diminuindo a cota para 12.06m. A inclinação do primeiro trainel é retirada através da cartografia disponibilizada pela Gaiurb, obtendo-se uma inclinação negativa de -6.53% e os desenvolvimentos são escolhidos para que a concordância convexa esteja alinhada com a curva circular em planta.

Sabendo a inclinação do trainel que vem da concordância central e das cotas de chegada, através das expressões (3.1) (3.2) obtêm-se os restantes elementos necessários ao desenho destes troços. De forma meramente explicativa e simplificada apresenta-se na Figura 3.12 o processo de determinação deste traçado.

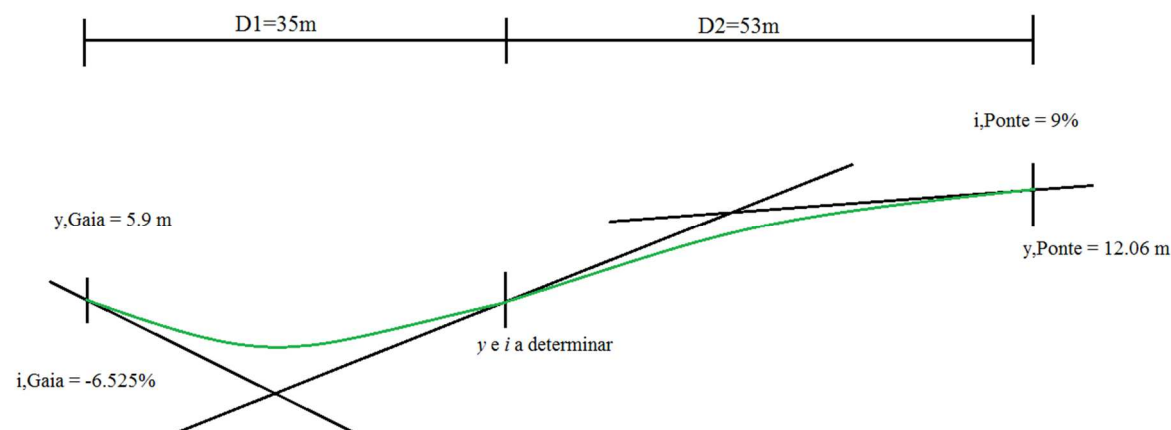


Figura 3.12 – Esquema explicativo da obtenção do traçado na margem de Gaia

Para a margem do Porto, era inicialmente objetivo que o trânsito rodoviário da ponte fosse solucionado através de uma rotunda de modo a diminuir os congestionamentos e incómodos para os seus utilizadores, aproveitando para isso o espaço do parque de estacionamento existente à cota de 7.60 m que se encontra abaixo da via existente. Desta forma seria necessário fazer descer a cota da ponte na margem dos seus 12.69 m para encontrar a cota já referida em menos de 40 metros de desenvolvimento, implicando trainéis de concordância muito acentuados que vão contra as normas de traçado.

Assim, opta-se por ligar diretamente a ponte à Rua Nova da Alfândega, originando uma interseção onde é necessário o uso de sinalização luminosa, Figura 3.13. Esta solução implica o aumento do número de vias de rodagem na faixa já existente através da redução dos passeios de peões para que o sistema de semáforos necessite apenas de 3 etapas distintas de funcionamento (ver anexos), diminuindo o congestionamento nesta zona.



Figura 3.13 – Interseção na margem norte

Assim, são então necessários três trainéis de concordância de modo a ligar os 12.69 m aos 9.89 m da via já existente. A inclinação final da concordância será igual à inclinação transversal da via com que vai intersectar, isto é, 2.5%. A inclinação inicial é a do trainel que serviu também para obter a concordância convexa da secção da ponte que se encontra diretamente sobre o rio Douro, ou seja, de -9%. Através das mesmas expressões utilizadas nos outros troços e de forma análoga obtém-se os elementos necessários ao desenho do seu traçado, Figura 3.14 e Quadro 3.1.

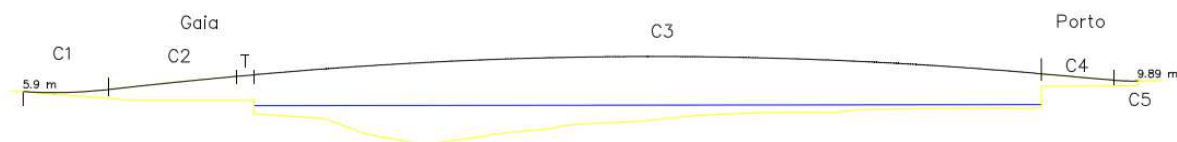


Figura 3.14 – Aspeto final do perfil longitudinal do tabuleiro

Quadro 3.1 – Síntese das características do perfil longitudinal

	Tipo	D (m)	i_1 (%)	i_2 (%)	R (m)	a_v (m/s ²)
C1	côncava	35.00	-6.53	11.17	-197.82	0.624
C2	convexa	53.00	11.17	9.00	2444.65	-
C3	convexa	325.00	9.00	-9.00	1805.56	-
C4	convexa	26.32	-9.00	-8.90	-26320	-
C5	côncava	13.68	-8.90	2.50	-120	1.029
T	-	7.00	9.00		-	

É importante salientar que nas concordâncias côncavas a aceleração ascendente tem um limite máximo de 0,25 m/s² de forma a diminuir a incomodidade do utente para velocidades superiores a 80km/h [6]. No entanto, para o caso de estudo a aceleração vertical apresentada para a primeira concordância considera-se aceitável. No caso da segunda, a aceleração vertical não tem significado prático uma vez que esta é uma zona de interseção com sinalização luminosa implicando velocidades de circulação muito abaixo dos 40 km/h.

Em relação ao traçado em planta, para além do já mencionado raio mínimo da curva circular, é importante tomar em consideração a introdução da sobrelargura e da sobrelevação. O primeiro, caracterizado em (3.3) surge da necessidade de uma maior largura da via de rodagem uma vez que um automóvel, ao entrar em curva, ocupa uma largura maior do que em recta, já que as suas rodas traseiras não seguem exatamente o rasto das dianteiras devido à rigidez da base do veículo [6].

$$SL = \frac{80}{R} \quad (3.3)$$

Assim obtém-se uma sobrelargura de 2 m que é distribuída equitativamente pelo intradorso e extradorso da faixa de rodagem.

A sobrelevação das curvas contribui para o conforto e segurança de circulação, já que compensa a parte da aceleração centrífuga e favorece a percepção das curvas [6]. Em condições normais, para um raio de 40 m seria necessário uma sobrelevação de 7%, no entanto a inclinação transversal do tabuleiro no resto do traçado é de 2.5%. Assim, sabendo que a velocidade a que o veículo circula com segurança apresenta a expressão de (3.4), compara-se as mesmas velocidades para as duas sobrelevações e diferentes coeficientes de aderência, f_t , no Quadro 3.2, onde se conclui que a diferença não é significativa pelo que, por facilidade, se opta por uma sobrelevação de 2.5%.

$$V = \sqrt{127(Se + f_t)} \quad (3.4)$$

Quadro 3.2 – Comparação da velocidade admitida em função da sobrelevação adotada

		Aderência muito baixa (Gelo)	Aderência média/baixa	Boa aderência (c/ chuva e limpo)
Se = 2.5%	V	33.808	46.465	56.347
	R	40	40	40
	f_t	0.2	0.4	0.6
Se = 7%	V	37.035	48.863	58.340
	R	40	40	40
	f_t	0.2	0.4	0.6

Para o desenho dos arcos é necessário impor o seu vão. Assim, e de forma natural, decide-se que o vão do arco central é metade de todo o comprimento transversal do rio, isto é, $l = \frac{D}{2} = 162.5$ m e cada arco lateral percorre um quarto do mesmo comprimento, isto é, 81.25 m. O arco é constituído por duas costelas distintas que se unem a meio vão e na zona de fecho dos arcos laterais com o tabuleiro implicando assim uma variação do seu eixo no plano longitudinal e transversal. À semelhança da Ponte do Infante opta-se também por unir o arco ao tabuleiro constituindo assim um troço central único com 40 m de comprimento. Esta decisão permite uma melhor transferência das forças horizontais do tabuleiro para o arco e deste para as fundações [7].

Através do comprimento do tabuleiro apoiado sobre o arco e da definição do troço central de ligação destes dois elementos estruturais, são estudadas várias opções de espaçamento dos montantes e assim de forma a uniformizar os vãos entre pilares, não descuidar a estética da ponte e evitar pilares excessivamente curtos opta-se por um espaçamento de 20 m nos troços mais centrais do tabuleiro, sendo que o vão entre o encontro dos arcos laterais e a primeira fiada de montantes é de 30 m, Figura 3.15. Devido à escolha do uso de duas costelas para caracterizar o arco, cada alinhamento é constituído por dois pilares que são inclinados de 62° com o plano horizontal, inclinação esta assumida no desenho após um estudo do alçado comparativo entre diferentes inclinações.

Apresentam-se nas Figura 3.15 e Figura 3.16 ilustrações da solução adotada do alçado final e da implementação da via na zona envolvente.

3.3.2. PLATAFORMA

A escolha das dimensões da faixa de rodagem, bermas, passeios e ciclovias baseia-se nas diretivas municipais das duas cidades sobre a forma dos seus PDM's e com práticas adotadas pelas Estradas de Portugal que normalizam os perfis transversais a serem utilizados em obras de arte como a que está em estudo.

Devido ao carácter urbano da ponte e de forma a incentivar uma circulação mais demorada como que convidando os utentes da via, tanto pedonais como rodoviários, a usufruírem da vista única e histórica da zona envolvente do projeto, opta-se por dimensionar apenas uma faixa de rodagem com duas vias de sentidos contrários. Desta forma a largura destas vias deve ser relativamente reduzida por oposição da largura das vias pedonais e das ciclovias permitindo uma maior aproximação entre os utilizadores da ponte e o espaço envolvente. Assim opta-se por admitir cada via de rodagem com 3.2 m, seguida por uma berma, com possibilidade de ser utilizada também como ciclovia, com 2 m de largura (ver Figura 3.18).

A largura da via pedonal assume carácter especial uma vez que um dos objetivos deste projeto é a ligação das duas zonas ribeirinhas antevendo-se um fluxo elevado de peões, sendo este agravado no dia de S. João e na passagem de ano dado que a obra de arte em estudo oferece uma posição privilegiada para o fogo-de-artifício que ocorre nestas festividades. Assim admite-se uma largura para estas vias de 2.5 m.

O pavimento da faixa de rodagem e das bermas é constituído por betão betuminoso, sendo ainda considerada a utilização de guardas de segurança metálicas no limite da plataforma, guarda-corpos em betão entre as bermas e os passeios, bem como os equipamentos habituais de passagem de tubos de drenagem de águas pluviais e de cabos elétricos.

3.3.3. TABULEIRO

A escolha das dimensões do tabuleiro tem como principal condicionante a tentativa da obtenção de uma solução otimizada através da diminuição do peso próprio com a utilização de grandes aligeiramentos, garantindo uma apropriada rigidez à flexão e torção e conferindo à estrutura uma esbelteza adequada para a sua função.

Neste estudo admite-se a utilização de um tabuleiro em laje com aligeiramentos circulares (tipo 3 da Figura 3.17), já que estes melhoram o comportamento do pré-esforço concedendo-lhe excentricidades maiores a meio-vão e permitem a sua betonagem de uma só vez por oposição aos aligeiramentos retangulares onde é necessário betonar primeiramente a laje inferior e só depois as almas e laje superior [8].

Assim a primeira decisão a ser tomada é a altura do tabuleiro, c . Admitindo-se um tabuleiro de inércia constante, uma relação de pré-dimensionamento para este tipo de vãos é de $c = \frac{L}{25}$ onde L é o vão da laje. Dado que o maior vão é de 30 m, retira-se uma altura de tabuleiro de 1.2 m. Todavia, dada a variação acentuada da altura do tabuleiro no seu plano transversal opta-se por uma altura máxima no seu eixo de 1.5 m.

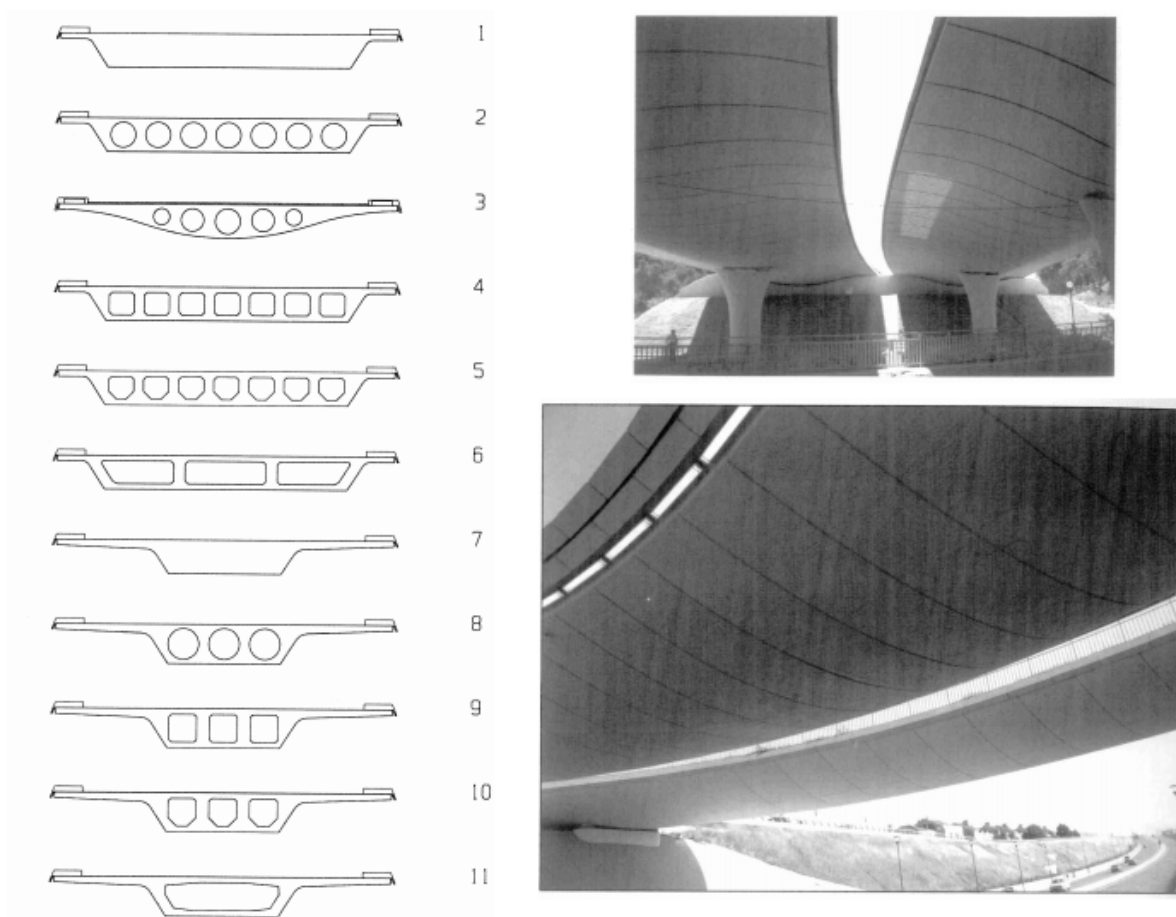


Figura 3.17 – Tipologia do tabuleiro adotada [8]

Em secções com aligeiramentos circulares, a espessura da alma está condicionada pela capacidade resistente ao esforço de corte. Normalmente esta capacidade resistente é sobredimensionada pelo que as condicionantes construtivas são as que mais vão influenciar o seu dimensionamento. A passagem dos cabos de pré-esforço e a disposição da armadura são os pormenores que vão condicionar o espaçamento entre aligeiramentos, pelo que nesta fase é boa prática considerar almas de 30 ou 40 cm.

O mesmo acontece para a espessura dos banzos superior e inferior. Do ponto de vista da resistência, a espessura mínima seria aquela que com o aligeiramento evitasse o punçoamento da laje devido às cargas pontuais do tráfego. No entanto, existem fatores que permitem reduzir a espessura até ao mínimo. O primeiro é a existência do pavimento que por si só permite uma pequena redistribuição de esforços das cargas pontuais. O segundo é o efeito de arco resultante da forma do aligeiramento.

Com 10 cm de espessura na laje superior em cima do aligeiramento não é possível acomodar toda a armadura longitudinal, transversal e a do pré-esforço. Estas razões levam a adotar espessuras mínimas na ordem dos 15 cm para as pontes betonadas *in situ* na laje superior e de 18 a 25 cm na laje inferior que apresenta uma maior dificuldade de betonagem [8].

A escolha desta tipologia de tabuleiro está também relacionada com a tentativa de tornar a estrutura o mais aerodinâmica possível de forma a diminuir o aparecimento de turbilhões e de forças elevadas de torção provocadas pela ação do vento.

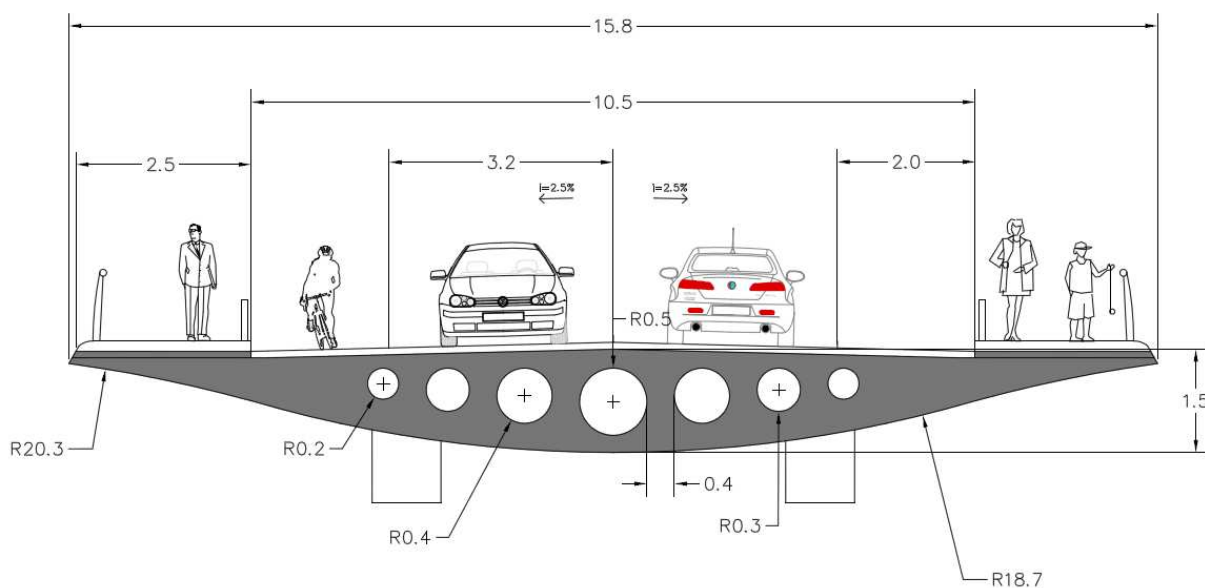


Figura 3.18 - Solução adotada para o tabuleiro na zona entre pilares

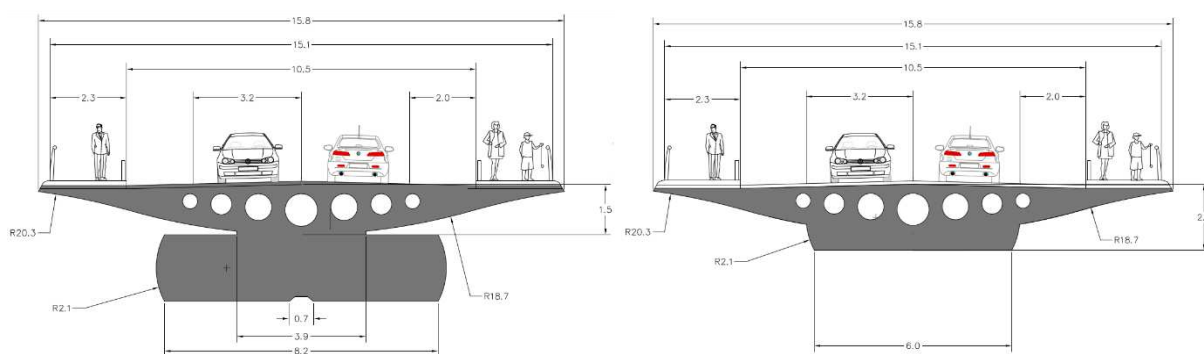


Figura 3.19 – Solução adotada para o tabuleiro nas seções de junção arco-tabuleiro (esq.) e a meio-vão (dir.)

A escolha desta solução, apesar de aumentar a qualidade estética da ponte, vai aumentar os custos da mesma devido à complexidade inerente à cofragem necessária para a betonagem deste elemento. No entanto, dado o custo global esperado de uma obra deste género e a sua localização considera-se benéfica e justificativa a adoção desta solução, sendo que o uso de um sistema de cofragem moldável reutilizável permite, também, a contenção destes custos.

3.3.4. PILARES

A escolha da secção transversal dos montantes é uma etapa de grande importância no projeto em estudo. Estes elementos estruturais são preponderantes na imagem global de toda a obra de arte, sendo o objetivo principal que estes sejam esbeltos mas que consigam, naturalmente, resistir aos esforços que lhes são impostos.

A primeira escolha da secção é obtida através da adoção de geometrias semelhantes às utilizadas na Ponte da Arrábida, adaptando estas aos vãos e dimensões da obra em estudo. Assim opta-se por utilizar, de forma uniforme, para todos os montantes assentes no arco uma secção quadrada oca de 1.0x1.0 m com uma espessura de parede de 0.25 m e uma secção de 2x2 m de secção maciça para os pilares extremos que são fundados em sapata própria nas duas margens.

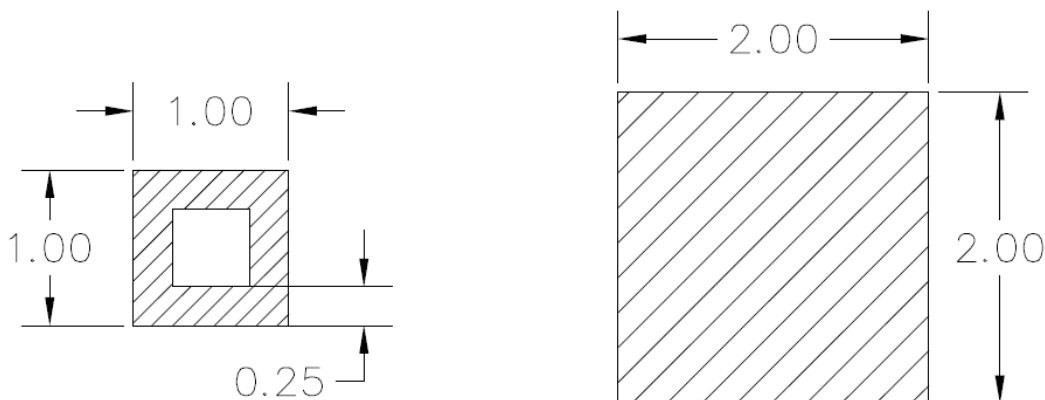


Figura 3.20 – Secção adotada para os pilares sobre o arco (esq) e para os pilares extremos do tabuleiro (dir)

Recorre-se, nesta fase, a um modelo simplificado com as características aproximadas dos elementos estruturais considerados de modo a averiguar o comportamento dos montantes com estas dimensões. Após esta análise verificou-se, como era de prever, que os pilares mais curtos apresentavam momentos fletores muito elevados que levam a prever no seu dimensionamento uma quantidade muito elevada de armaduras.

Aumentando a secção, o peso próprio também vai aumentar levando a esforços também mais elevados e impraticáveis. Deste modo, opta-se por libertar a rotação destes pilares através de um aparelho de apoio do tipo *spherical bearings* no topo e base dos mesmos. Verifica-se, no entanto, que libertando estes, os momentos fletores dos montantes adjacentes aumentam significativamente levando também à necessidade da aplicação da mesma solução. Todavia, não é desejável recorrer a esta prática para todos os montantes já que diminui a rigidez da estrutura e prejudica o objetivo de estudar a influência da inclinação dos pilares nos esforços do tabuleiro. Assim e após um processo iterativo opta-se por recorrer à utilização destes aparelhos de apoio nas duas primeiras fiadas mais extremas da ponte e nos pilares mais curtos centrais.

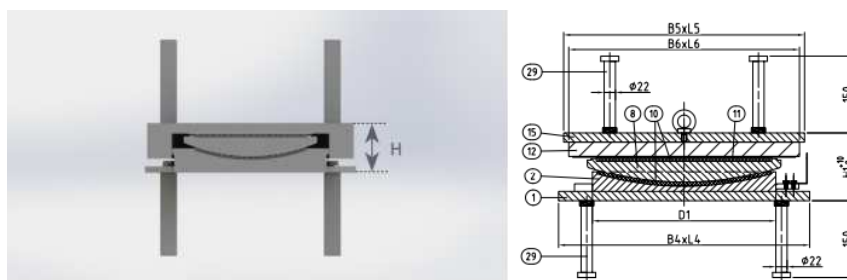


Figura 3.21 – *Spherical bearing* adaptado de [9]

3.3.5. ARCO

A definição do eixo do arco foi já explicado aquando da conceção inicial da estrutura. Assim resta agora proceder à sua definição geométrica.

Assim é necessário recorrer ao modelo simplificado da estrutura, já referido em 3.3.4, com as secções pré-dimensionadas dos seus elementos estruturais, retirando os esforços a que os mesmos estão sujeitos para as cargas permanentes. Ao limitar a tensão máxima no betão a 12 MPa para os esforços axiais, através da expressão (3.5) obtém-se uma área aproximada de 4.16 m². É importante salientar que apesar de os esforços axiais serem os mais condicionantes, esta secção não estará apenas submetida aos mesmos.

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (3.5)$$

Desta forma é admitida a seguinte secção para a zona da base do arco onde o esforço axial é máximo. Importa referir que se opta por escolher uma secção maciça na base do arco com um desenvolvimento longitudinal de 2 m em cada arco adjacente.

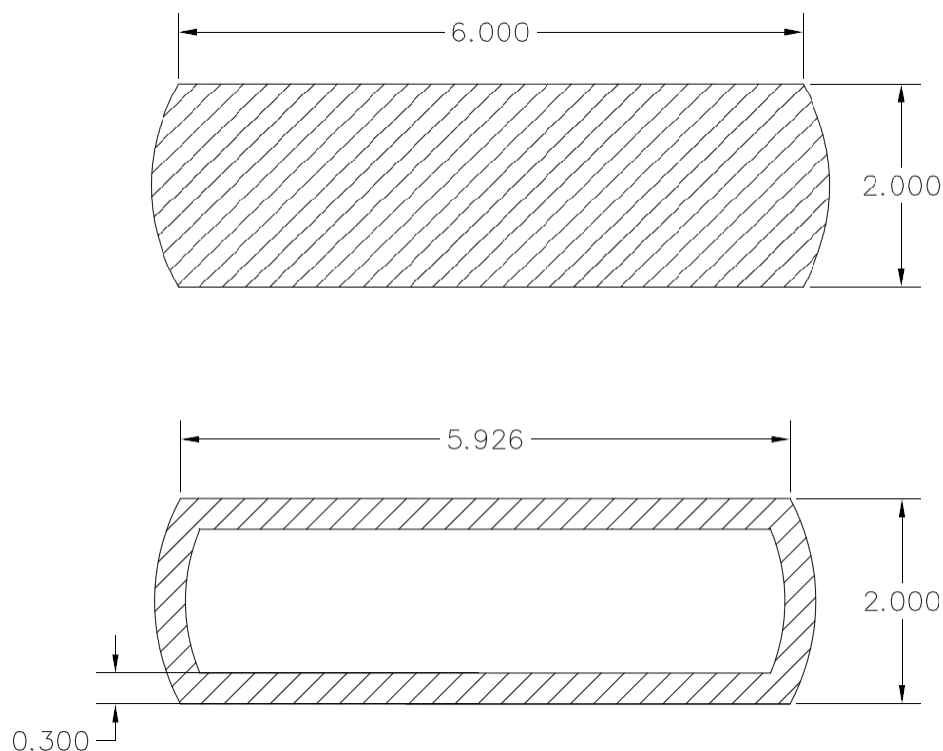


Figura 3.22 – Secção maciça (cima) na base do arco e secção de início de aligeiramento (baixo)

Esta geometria resulta da tentativa de que o conjunto das duas costelas mais o espaçamento entre as mesmas na base não ultrapasse a largura do tabuleiro. Assim, com uma distância de 3 metros entre as costelas do arco definiu-se a largura referida.

Como já é apresentado na definição da geometria do tabuleiro, as duas costelas diminuem linearmente a sua secção até ao encontro com o tabuleiro, criando uma secção única de 6 metros de largura (ver Figura 3.15). Nestas zonas de união, opta-se também por uma secção do arco maciça.

A base do arco é também a zona onde os momentos fletores segundo y serão superiores pelo que a secção escolhida não será a melhor opção estrutural. No entanto, esta é a solução que contribui para uma maior qualidade estética do projeto pelo que se mantém esta escolha.

3.4. PROCESSO CONSTRUTIVO

A escolha do processo construtivo é uma fase de elevada importância em qualquer obra de Engenharia Civil, assumindo ainda uma maior relevância quando se trata de obras de arte com a importância e localização como esta em estudo, sendo preponderante que o mesmo seja estudado e considerado numa fase inicial do projeto de modo a realizar uma melhor escolha quanto à solução estrutural a adotar.

A este caso específico estão associados vários fatores e limitações aos quais é necessário ter atenção na escolha do processo construtivo, entre eles o tempo de execução, assegurar a navegabilidade do rio e o reduzido espaço nas margens de modo a suportar um estaleiro de apreciáveis dimensões.

Em relação às duas primeiras condicionantes tendo em conta as características próprias do caudal do rio Douro é de todo o interesse concentrar a maior parte da construção desta obra de arte para os meses de Verão, de modo a tirar partido das melhores condições atmosféricas e evitar as possíveis cheias do rio. No entanto, é justamente nestes meses que se observa a maior concentração de tráfego fluvial nesta zona, principalmente devido ao turismo, pelo que é preciso salvaguardar as necessidades de navegação nesta fase.

Para isto, opta-se por garantir durante todo o processo a navegabilidade pela parte central do rio. Numa primeira fase em que se constrói o arco e posteriormente aquando da realização do tabuleiro por avanços sucessivos.

O faseamento do processo construtivo para a criação dos arcos desta ponte apresenta as seguintes etapas.

- i. Desativação do parque de estacionamento anexo ao Edifício da Alfândega do Porto e materialização do estaleiro de apoio à obra nessa zona;
- ii. Dragagem do rio e colocação das enscadeiras para a criação das fundações dos arcos;
- iii. Remoção dos sedimentos presentes no leito do rio e escavação do maciço rochoso para de seguida colocar as estacas e maciço de fundação dos arcos;
- iv. Assemblagem das cofragens e colocação das armaduras com posterior betonagem das fundações dos arcos;

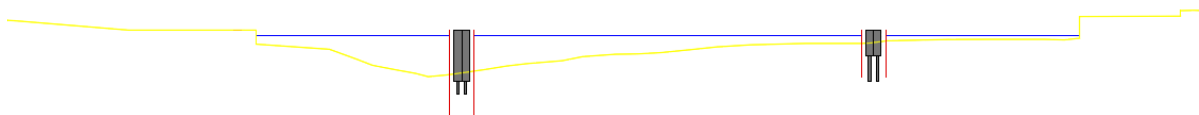


Figura 3.23 – Final da IV fase do processo construtivo

- v. Início da construção do aterro e respetivo muro de suporte no lado de Gaia;

- vi. Construção dos encontros em ambas as margens e dos respectivos viadutos de acesso à ponte avançando 15 metros em consola para posterior encontro com os arcos laterais;
- vii. Início da betonagem do arranque dos arcos através de cimbres apoiados na fundação dos mesmos;
- viii. Retirada dos cimbres e das ensecadeiras com reposição do escoamento normal do rio;
- ix. Montagem de torres provisórias sobre os maciços de fundação dos arcos apoiadas num plano ortogonal ao futuro tabuleiro, de modo a dar início ao atirantamento das aduelas que irão constituir os arcos. Este processo realiza-se com avanços de modo simétrico em relação às torres de maneira a criar um equilíbrio neste sistema;
- x. Montagem das cofragens e colocação das armaduras seguida da betonagem das aduelas dos arcos;
- xi. Repetição da ação anterior por avanços sucessivos até ao fecho do arco central, sendo que o mesmo contém parte do tabuleiro dada a junção do arco central com o tabuleiro a meio vão;

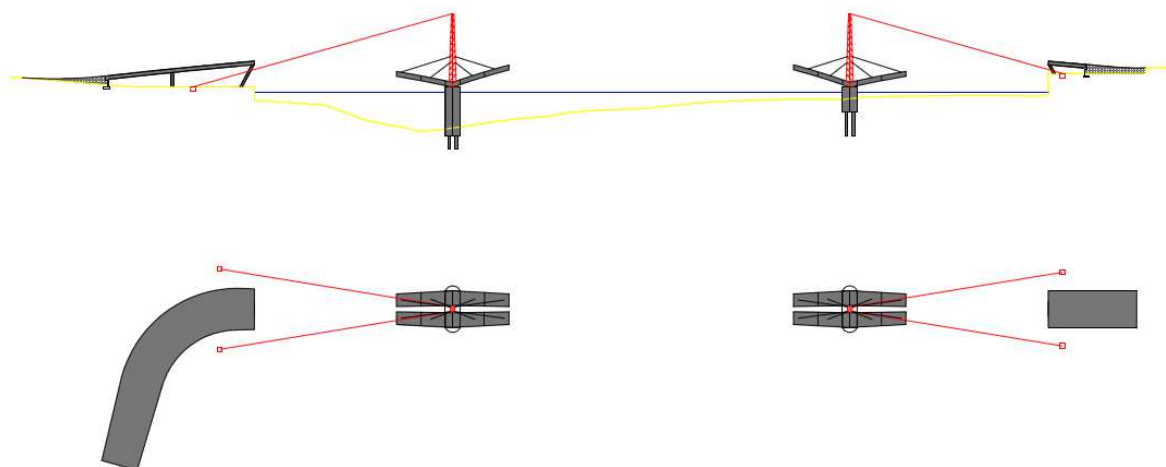


Figura 3.24 – Fim da fase X do processo construtivo

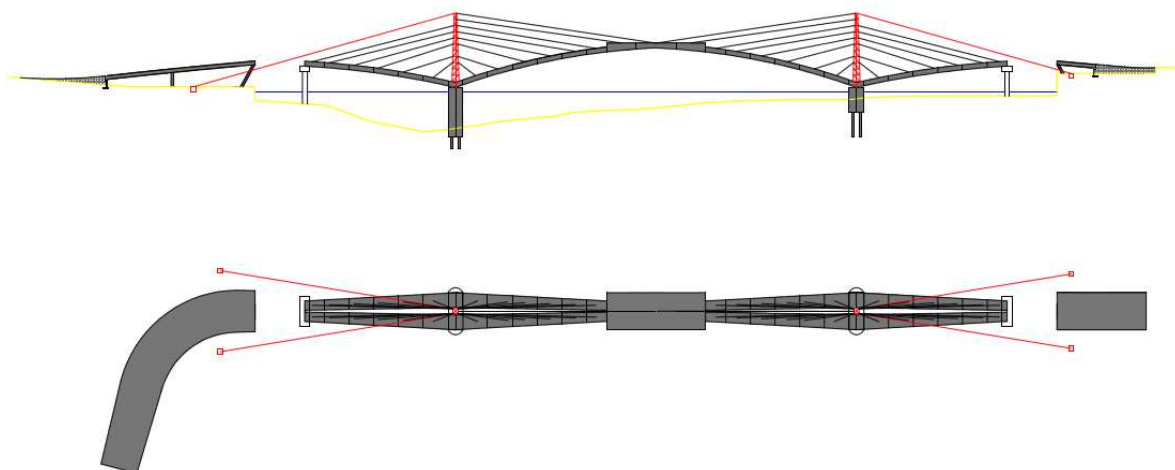


Figura 3.25 – Fim da fase XII do processo construtivo

- xii. Colocação de pórticos de suporte no fecho dos arcos laterais.
- xiii. Remoção das torres provisórias sobre a fundação dos arcos;
- xiv. Colocação das cofragens e posterior betonagem dos pilares sobre as costelas dos arcos;
- xv. Montagem dos cimbres auto lançáveis a meio vão e posterior avanço desde este ponto até às margens para a concretização do tabuleiro por tramos de 20m (vãos entre pilares e entre a junção do arco central com o tabuleiro e os primeiros pilares;

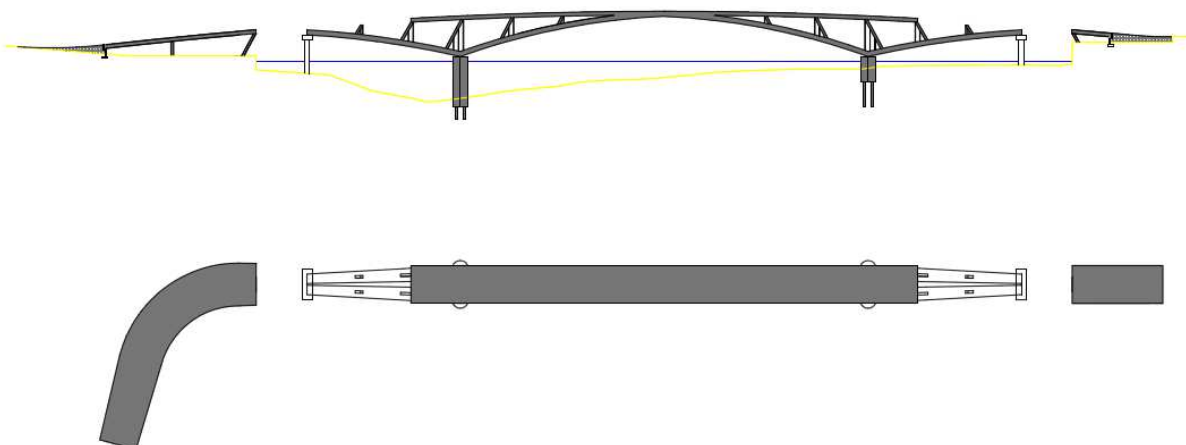


Figura 3.26 – Fim da XV fase do processo construtivo

- xvi. Betonagem do fecho do tabuleiro com os arcos laterais;
- xvii. Fecho da estrutura e remoção de todos os aparelhos e instrumentos inerentes à construção, incluindo os pórticos de betão;
- xviii. Realização de limpeza e acabamentos inerentes a uma obra com esta funcionalidade.

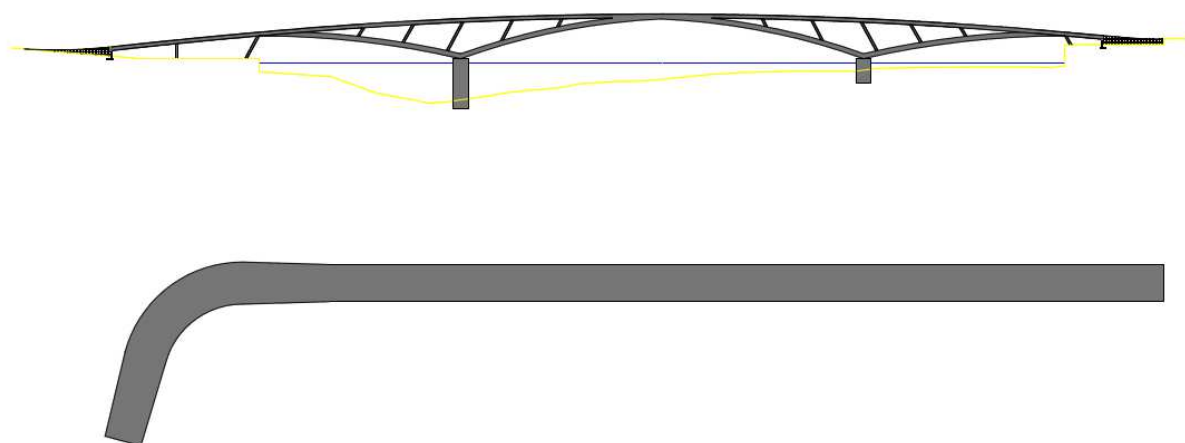


Figura 3.27 – Fim da XVIII fase do processo construtivo

Devido à grande importância da estética nesta obra, é necessário um controlo geométrico durante toda a fase de construção com elevado rigor.

A construção de uma ponte com fundações no leito do rio levanta vários problemas que necessitam de uma atenção especial na sua resolução. A execução das fundações dos arcos obriga a utilizar ensecadeiras de grande dimensão tanto em planta como em profundidade sendo por isso necessário estudar a sua construção detalhadamente.

Outro aspeto de relevo é a construção dos arcos por avanços sucessivos. Este procedimento implica a utilização de tirantes que funcionam como apoios provisórios e que devem ser dimensionados tendo em conta as várias fases de avanço. Em cada uma das fases de avanço é necessário proceder a ajustes nas suas tensões pois é através destes que se efetua o controlo e acerto da geometria do arco.

3.5. IMPACTO VISUAL

Em todos os projetos desta envergadura torna-se essencial o estudo e análise do impacto visual da obra de modo a averiguar se a mesma está bem inserida na paisagem envolvente.

Como já foi referido anteriormente, este é um dos fatores mais importantes tomados em consideração durante toda a fase de conceção do projeto em estudo. Devido à sua localização única torna-se preponderante que o mesmo respeite a história das obras de arte vizinhas e se assuma de forma singular na paisagem da foz do rio Douro.

Desta forma, a escolha da solução em arco surge naturalmente do exemplo adotado nas emblemáticas pontes vizinhas à que se encontra em estudo. Ao mesmo tempo é importante conferir-lhe uma atmosfera moderna e singular conseguida através das formas arredondadas e suaves do tabuleiro e do arco.

É assim, utilizado o software *Google Sketchup Pro 13* de forma a desenhar o modelo em estudo, Figura 3.28 e Figura 3.29, onde posteriormente lhe são aplicados filtros e renderizado em fotografias na sua zona de inserção.

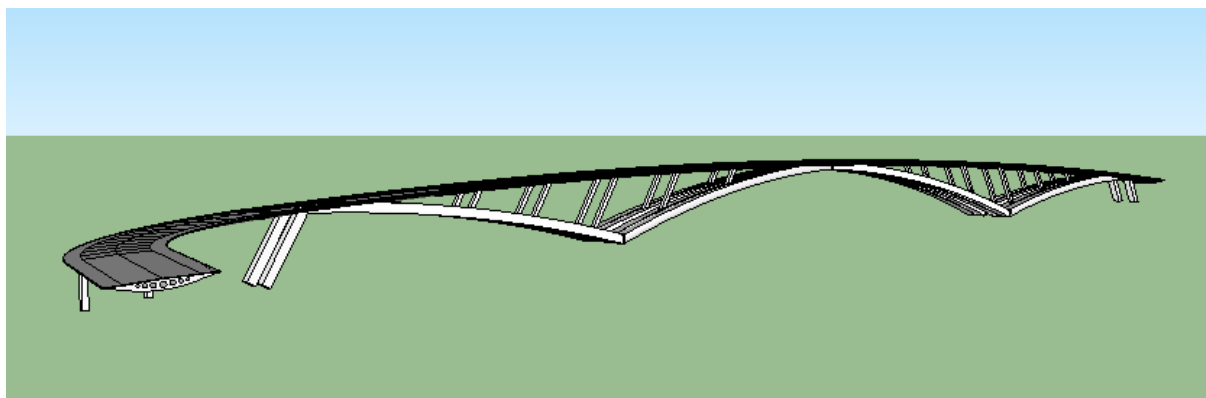


Figura 3.28 – Modelo realizado no *Google Sketchup Pro 13* para realização dos renders

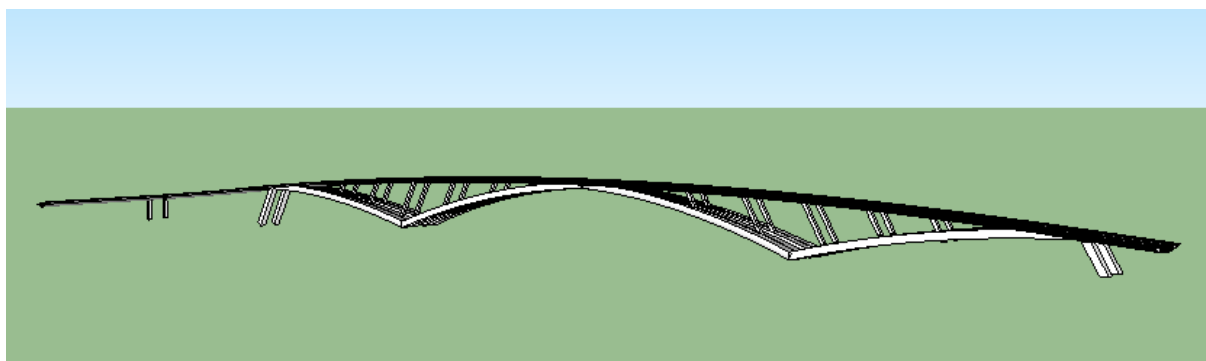


Figura 3.29 - Modelo realizado no *Google Sketchup Pro 13* para realização dos renders



Figura 3.30 – Fotomontagem do projeto em estudo visto do tabuleiro inferior da Ponte Luís I



Figura 3.31 – Fotomontagem do projeto em estudo visto da Serra do Pilar

Na opinião do autor o resultado é amplamente positivo uma vez que a ponte a construir apresenta um carácter único e singular assumindo um papel de destaque sem desvirtuar toda a paisagem histórica envolvente e enquadrando-se muito bem com as restantes pontes desta zona.

Num cenário otimista, este novo empreendimento exhibe ainda potencialidades de se tornar uma nova atração turística que dinamizaria ainda mais esta área única da região do Porto.

4

MATERIAIS

4.1. DESCRIÇÃO GERAL

A escolha dos materiais estruturais a utilizar numa obra de arte deste género constitui sempre uma etapa essencial de qualquer projeto.

Os fatores preponderantes nesta escolha prendem-se, essencialmente, com o objetivo de garantir a durabilidade e bom funcionamento da estrutura apesar das agressões externas a que esta vai estar sujeita.

Outra questão está relacionada com a estética e enquadramento paisagístico da mesma, que são também aspetos importantes a ter em conta nesta etapa do projeto principalmente nesta obra devido à localização excecional desta como já foi referido no Capítulo 3.

Tudo isto procurando sempre, sem descurar na viabilidade estrutural, controlar os custos destes materiais e por conseguinte de todo o projeto em estudo.

Desta forma e após uma rápida pesquisa foram selecionados os seguintes materiais para os principais elementos da obra de arte apresentados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Materiais selecionadas para os diferentes elementos estruturais

Material	Elemento Estrutural	Denominação
Betões	Fundações	C30/37
	Tabuleiro	C50/60
	Arco	C50/60
	Pilares	C50/60
Aços	Armaduras Passivas	S500 NR SD
	Armaduras Ativas	Y 1860 S7

4.2. BETÃO

4.2.1. BETÃO ESTRUTURAL

O betão tem um consumo anual médio de 1 m³ por pessoa, tornando-o no segundo bem mais consumido em todo o mundo, ficando só atrás da água [10]. São várias as razões para o seu sucesso, entre as quais se destacam a capacidade de resistir à ação da água sem deterioração significativa, a maleabilidade do material que lhe permite adquirir uma infinidade de formas e tamanhos e por fim o seu preço competitivo em comparação com outros materiais.

A origem deste material remonta a milhares de anos atrás, chegando mesmo até a ser utilizado numa escala significativa pelos romanos, tendo como expoentes máximos o Panteão de Roma com a sua cúpula de 50 m de diâmetro em betão de inertes leves e o Aqueduto da Pont du Gard em Nîmes, mas foi apenas desde meados do século XIX que o seu uso passou a ser generalizado principalmente na sua vertente de betão armado colmatando a fragilidade do betão às tensões de tração.

O betão estrutural é um material heterogéneo fabricado artificialmente, composto essencialmente por água, cimento, agregados e ocasionalmente por aditivos e adjuvantes. Ao contrário do que acontece nas estruturas metálicas, onde os seus elementos são produzidos sob condições cuidadosamente controladas e as suas propriedades são definidas em laboratórios estando as mesmas apresentadas nos documentos de certificação do produtor, nas estruturas de betão os elementos constituintes são geralmente betonados *in situ* pelo que a sua qualidade depende sobretudo da competência da mão-de-obra que produz e fiscaliza este material, bem como da sua composição.

Este material está caracterizado, na maioria das normas adotadas em projeto, de acordo com a sua classe de resistência à compressão tornando mais acessível, tanto em obra como em projeto, a obtenção do betão específico desejado de modo a satisfazer as necessidades técnicas pretendidas, Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Características de resistência e de deformação do betão [11]

Classes de resistência do betão															Expressão analítica /Comentários
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5% fractile
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95% fractile
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)]^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	$\varepsilon_{c1}^{(0/100)} = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu1}^{(0/100)} = 2,8 + 27[(98 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c2}^{(0/100)} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu2}^{(0/100)} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c3}^{(0/100)} = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu3}^{(0/100)} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

A letra C, sendo a inicial da expressão inglesa para betão, *concrete*, é seguida dos números que indicam a resistência característica à compressão de um provete cilíndrico e a de um cúbico respetivamente, em MPa.

Algumas características importantes do betão residem no facto de apresentar uma boa resistência à corrosão e ao fogo e que a sua resistência mecânica aumenta com o tempo. De salientar também que este material caracteriza-se por um bom funcionamento a cargas cíclicas, já que na maioria das normas em prática as tensões do betão estão limitadas a cerca de 50% da sua resistência última pelo que a resistência à fadiga não é normalmente um problema. No entanto, o mesmo é extremamente sensível a variações de temperatura, dilatando com o aumento destas e diminuindo na situação contrária, estando também caracterizado pela ocorrência dos fenómenos de retração e de fluência.

De acordo com a norma EN 1992-1-1 o betão apresenta:

- Resistência característica à compressão entre 20 e 100 MPa;
- Coeficiente de Poisson, ν , de 0.2 para betão não fendilhado e 0 para betão fendilhado;
- Coeficiente de dilatação térmica linear α de $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- Peso volúmico de 24 kN/m³ a 26 kN/m³ para betões normais.

O betão apresenta um comportamento, considerado no seu dimensionamento, de acordo com as relações tensão-extensão apresentadas na Figura 4.1.

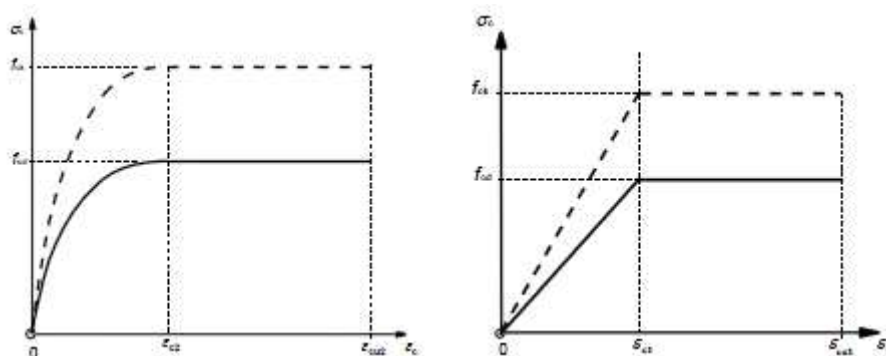


Figura 4.1 – Diagrama parábola-retângulo e diagrama bilinear de tensões-extensões [11]

Desta forma o betão utilizado no presente projeto em estudo é da classe C50/60 para tabuleiro, arcos e montantes e C30/37 para as fundações, Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Propriedades mecânicas do betão considerado no presente estudo

	C30/37	C50/60	
f_{cd}	20	33.3	MPa
f_{ck}	30	50	MPa
$f_{ctk0,05}$	2.0	2.9	MPa
f_{ctm}	2.9	4.1	MPa
$f_{ctk0,95}$	3.8	5.3	MPa
$E_{c,28}$	33	37	GPa

4.2.2. BETÃO BRANCO ARQUITETÓNICO

Como já foi referido, devido à sua importância e carácter único, é intenção tornar o projeto em estudo um objeto de relevo mas, ao mesmo tempo, elegante na paisagem onde se insere. Para tal recorre-se ao uso do betão branco aparente, também designado por betão branco arquitetónico, que se adequa a obras de elevada visibilidade e que se destacam pelo seu valor estético e técnico.

Este concilia as funções de estrutura, acabamento e produto final evitando assim o uso de elementos adicionais para o revestimento como pinturas ou outros elementos semelhantes, conferindo à estrutura uma maior e melhor visibilidade artística.

É um produto com elevada durabilidade já que se caracteriza por uma elevada compacidade e homogeneidade, que apresenta também a vantagem de minimizar os custos de conservação da estrutura que praticamente se resumem a lavagens a jato de água de pressão controlada.

O uso deste produto requer alguns cuidados a ter na sua aplicação, principalmente na escolha do tipo de cofragens utilizadas e nos óleos descofrantes de maneira a evitar a formação de manchas e bolhas de ar nas superfícies de betão. A cura deste deve também ser realizada por rega com água limpa e não ferrosa de modo a não comprometer a cor e aparência dos paramentos.

A cor do betão não influencia as características mecânicas deste, sendo as suas propriedades idênticas às do betão corrente. Conciliada com a plasticidade deste material, o mesmo possibilita a criação de uma elevada gama de aprazíveis texturas em alto ou baixo-relevo originando elementos únicos.

Já existem vários e notáveis exemplos de aplicação deste produto em Portugal como é o exemplo do Palácio da Justiça de Gouveia, a Igreja da Santíssima Trindade em Fátima e o edifício sede da Vodafone no Porto, Figura 4.2.



Figura 4.2 – Palácio da Justiça de Gouveia (canto superior esquerdo); Igreja da Santíssima Trindade em Fátima (canto superior direito); Edifício da Vodafone no Porto (em baixo) [40] [41] [42]

Importa realçar que, no entanto, a cor do betão representa um valor relativo, isto é, não se trata de uma característica absoluta nem constante já que é influenciada pelo tempo, densidade, luz, sombra e restantes cores da zona envolvente.

4.3. ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO

O aço caracteriza-se por ser uma liga metálica composta fundamentalmente por ferro e carbono, sendo que a percentagem deste varia entre 0.8 % e 2.1% além de certos elementos complementares (como manganês, enxofre, silício e fósforo) criando um elemento resistente às exigências da construção. O carbono atua como um agente de reforço, acautelando os deslocamentos internos relativos na estrutura cristalina do ferro. A quantidade deste agente no aço faz variar as suas propriedades, nomeadamente a tensão de cedência, a ductilidade e dureza.

Apesar do conhecimento e aplicação do aço remontar há mais de 4000 anos atrás³, devido aos custos elevados na sua produção, a proliferação deste material na construção civil ocorreu apenas no século XIX com a Revolução Industrial principiada no Reino Unido.

Importa salientar que quando comparado com o betão, os custos inerentes ao aço na construção civil são mais elevados do que este já que necessitam de uma mão-de-obra especializada na exploração da matéria-prima, produção e montagem. No entanto, apesar do seu elevado peso volumico ($\gamma = 77 \text{ kN/m}^3$), este material permite a construção de estruturas relativamente esbeltas e leves, requerendo menor quantidade deste material.

Destaca-se neste material a sua elevada resistência, com tensões de cedência para aço macio entre 235 MPa e 355 MPa e tensões de rotura à tração entre os 360 MPa e os 550 MPa. Este material apresenta também uma fraca resistência ao fogo e por fim uma grande homogeneidade e isotropia nas suas propriedades, uma vez que apresenta resistências semelhantes tanto a esforços de tração como de compressão e um elevado módulo de elasticidade na ordem dos 210 GPa.

Ao contrário do que acontece com muitos outros materiais, o aço adapta-se de forma bastante satisfatória à pré-fabricação. Toda a produção deste material acontece num ambiente controlado onde as suas propriedades são verificadas em laboratório, conferindo assim um maior grau de confiança às suas características mecânicas.

Um aspeto relevante a tomar em consideração em projeto de estruturas metálicas é a sua elevada propensão para a corrosão. Quando inseridas em ambientes húmidos, estas estruturas sofrem uma reação química que deteriora o material diminuindo a sua secção resistente até se aplicarem medidas reparadoras, nomeadamente proteção catódica, pintura ou passivação. Dada a proximidade do projeto em estudo com a costa, a proteção dos elementos metálicos desta assume uma importância acrescida.

4.3.1. ARMADURAS ORDINÁRIAS

Uma característica essencial das armaduras ordinárias utilizadas no betão armado é a sua ductilidade, uma vez que é importante que os seus elementos estruturais permitam a averiguação atempada e em segurança da sua resistência última. Esta característica é definida pela relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência, $(f_t, f_y)_k$ e pela extensão de carga máxima, ϵ_{uk} . Apresenta-se na Figura 4.3 as curvas de tensão-extensão do aço típico laminado a quente e endurecido a frio.

³ Aceita-se atualmente que o fabrico de ferro se iniciou por volta de 2000 a.C., na Anatólia, rapidamente se propagando pelo mundo na época que ficaria conhecida como Idade do Ferro, sendo utilizado principalmente na produção de utensílios domésticos e armas de combate.

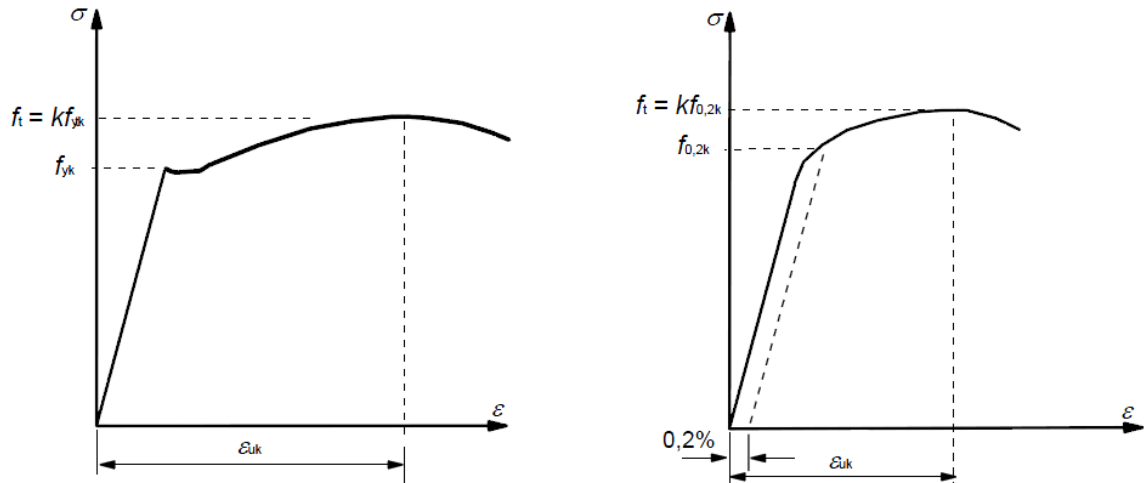


Figura 4.3 – Curvas tensão-extensão do aço laminado a quente (esq.) e endurecido a frio (dir) [11]

De acordo com a norma europeia EN 1992-1-1, a ductilidade do aço é considerada no dimensionamento de duas formas possíveis de acordo com as relações tensão-extensão apresentadas na Figura 4.4.

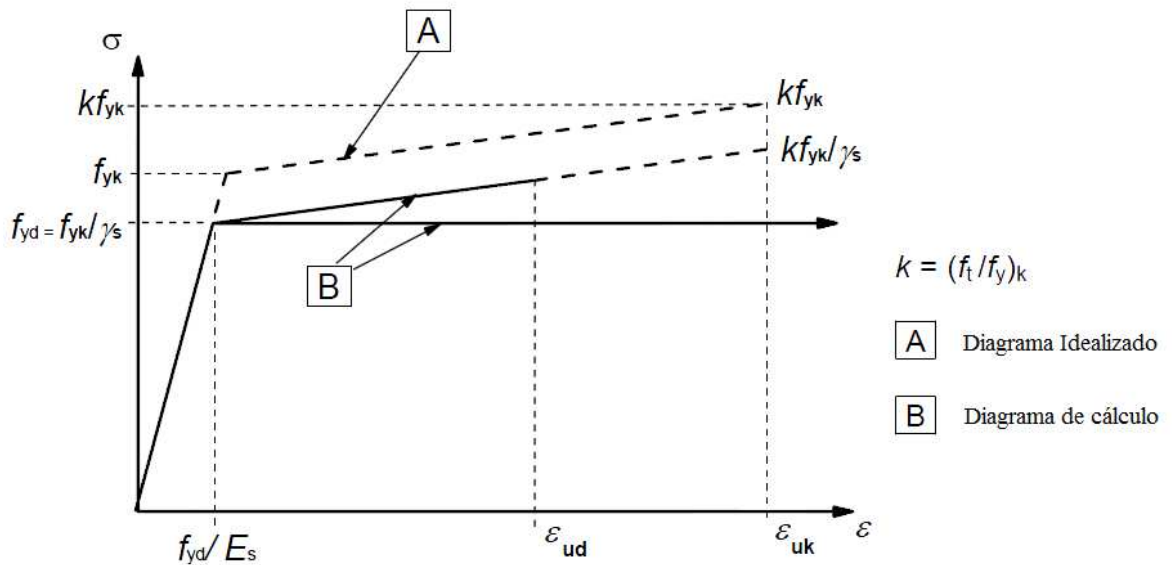


Figura 4.4 – Diagramas tensões-extensões, idealizado e de cálculo, do aço das armaduras para betão armado [11]

No presente estudo são consideradas armaduras constituídas por varões de aço da classe S500 NR, com as características definidas no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Propriedades mecânicas do aço consideradas no presente estudo

S500		
f_{yd}	435	MPa
f_{yk}	500	MPa
ε_{yd}	0.218	%
E_s	200	GPa

4.3.2. ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO

As primeiras tentativas de uso de armaduras ativas nas estruturas de betão armado surgiram na segunda metade do século XIX pelo americano P. H. Jackson e o alemão C. E. W. Doebling com o intuito de evitar a fendilhação no betão. No entanto, estas tentativas não obtiveram sucesso uma vez que a tensão de pré-esforço que era introduzida no aço era tão reduzida que rapidamente era anulada pelas perdas devidas à retracção e fluência do betão.

É ao francês E. Freyssinet que se atribui o desenvolvimento do moderno betão pré-esforçado, sendo o primeiro a utilizar o pré-esforço por aderência (ainda sem ancoragens nas extremidades) na década de 20 do século transato. No entanto, não foi possível generalizar a aplicação do betão pré-esforçado até ao desenvolvimento de processos fiáveis e económicos de tração e ancoragem das armaduras [12].

O aço pré-esforçado caracteriza-se por ser um aço laminado a quente com elevado teor em carbono (cerca de 0.8%) e elevada resistência sem patamar de cedência. Esta solução quando comparada com a armadura ordinária apesar de apresentar um custo superior, pode vir a ser mais económica, uma vez que apresenta uma resistência até três vezes superior [13]. De forma a evitar problemas inerentes a emendas e sobreposições da armadura em grandes vãos, as armaduras ativas são providenciadas em forma de fios e cabos.

O módulo de elasticidade desta armadura é sensivelmente idêntico ao dos restantes aços, isto é, $E_p = E_s = 200$ GPa, embora este valor possa ser diferente em algumas situações dependendo do fornecedor, entre 165 GPa e 210 GPa.

O limite de tensão de 0.1% ($f_{p0,1k}$) e a resistência à tração (f_{pk}) são definidas, de forma respetiva, como o valor característico da força correspondente à extensão limite de proporcionalidade a 0.1% e o valor característico da força máxima em tração simples, Figura 4.5.

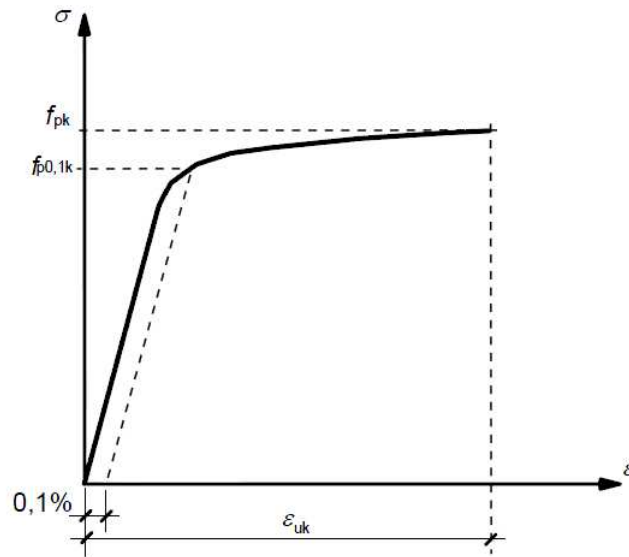


Figura 4.5 – Diagrama de tensões-extensões do aço típico de pré-esforço [11]

Segundo a norma NP EN 1992-1-1 a ductilidade em tração das armaduras de pré-esforço é adequada se for garantido que $\frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} \geq 1.1$.

No dimensionamento das secções são consideradas as duas hipóteses de relações tensão-extensão apresentadas na Figura 4.6.

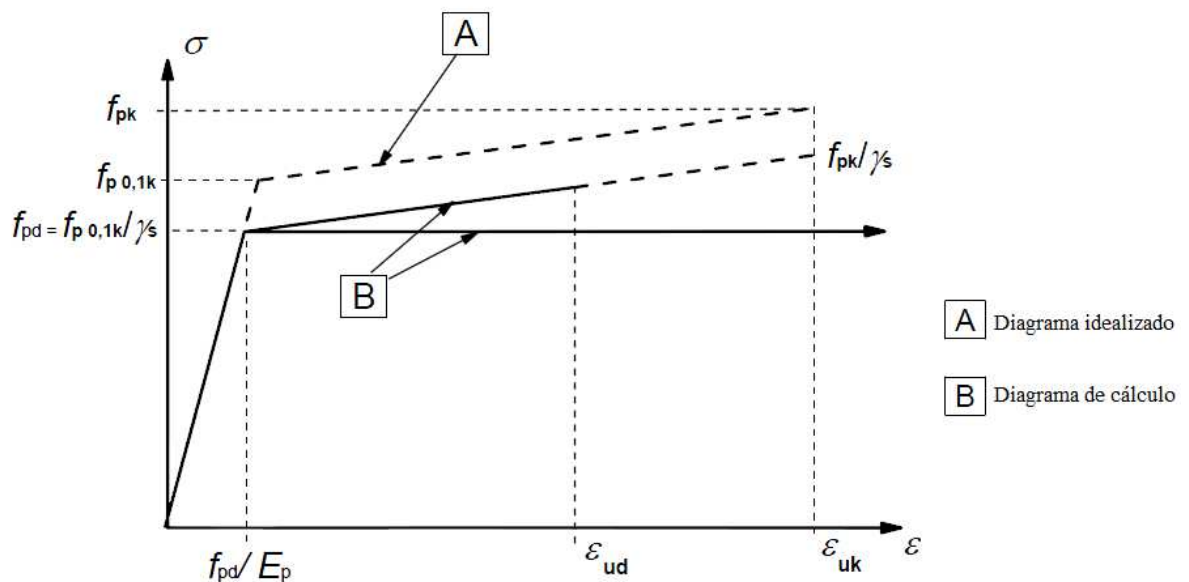


Figura 4.6 – Diagramas, idealizado e de cálculo, de tensões-extensões para aços de pré-esforço [11]

5

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

5.1. REGULAMENTAÇÃO

De modo a quantificar as ações e realizar a análise e cálculo estrutural deste projeto são consultadas e seguidas as diretivas presentes nas seguintes normas estruturais:

- EN 1990:2002, Bases para o projeto de estruturas;
- EN 1990:2003, Anexo A2, Aplicação em pontes;
- EN 1991-1-1:2002, Ações em estruturas: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- EN 1991-1-4:2005, Ações em estruturas: Ações gerais – Ações do vento;
- EN 1991-1-5:2009, Ações em estruturas: Ações gerais – Ações térmicas;
- EN 1991-2:2002, Ações em estruturas: Sobrecargas em pontes;
- EN 1992-1-1:2004, Projeto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios;
- EN 1992-2:2005, Projeto de estruturas de betão – Pontes em betão – Regras de dimensionamento e detalhe.
- EN 1998-1-1:2010, Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
- EN 1998-2:2010, Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 2 – Pontes

5.2. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO À SEGURANÇA

No dimensionamento de uma estrutura como a que se encontra em estudo o EN 1990 regula que a verificação de segurança contenha a satisfação tanto do Estado Limite Último como do Estado Limite de Utilização [14].

O primeiro tem como objetivo a verificação da capacidade resistente da estrutura e dos seus elementos evitando assim o seu colapso e assegurando a segurança dos seus utentes. Isto consegue-se majorando as ações que solicitam a estrutura e minorando as propriedades dos materiais que constituem a estrutura de acordo com coeficientes estabelecidos nos Eurocódigos.

Já o Estado Limite de Utilização visa o bom funcionamento da estrutura nas suas condições normais de serviço, o conforto das pessoas e a manutenção de uma boa aparência da construção. Para isto é necessário verificar os limites de tensões e deformação de acordo com as normas estipuladas no Eurocódigo 2 para as combinações características, frequentes e quase-permanentes.

Assim, apresentam-se de seguida os limites considerados para a verificação da estrutura:

Estados Limite Últimos:

- Combinações fundamentais contendo a combinação acidental e sísmica ($S_{Ed} \leq S_{Rd}$)

Estados Limite de Serviço:

- Fendilhação: de acordo com o artigo 7.3 do EN 1992 de modo a evitar a fendilhação em estruturas como esta, deve-se cumprir a condição de descompressão nos elementos de betão pré-esforçado, pelo que $\sigma_c \leq 0$. Nos restantes elementos limita-se a largura máxima de fendas, $w_{k,max}$, para 0.3 mm na combinação quase-permanente;
- Limitação de tensões:
 - o $\sigma_c \leq 0.6f_{ck}$ para a combinação característica;
 - o $\sigma_s \leq 0.8f_{yk}$ para a combinação característica;
 - o $\sigma_p \leq 0.75f_{pk}$ para a combinação característica
- Deformação: parcela frequente das sobrecargas rodoviárias ($\delta \leq L/1000$) e combinação quase-permanente ($\delta \leq L/600$)

5.3. MODELAÇÃO

De modo a efetuar uma análise global da estrutura recorre-se, neste estudo, à utilização de um modelo de barras tridimensional, através do qual é possível obter os esforços, deformações e deslocamentos a atuar no tabuleiro, arco e pilares devido às ações atuantes na estrutura bem como realizar um estudo dinâmico a partir de uma análise modal.

É considerada na modelação apenas a parte central da ponte em estudo, isto é, não são aqui dimensionados os viadutos de acesso à ponte por se considerar que no âmbito desta dissertação é uma tarefa secundário, devendo obviamente ser tratado posteriormente de forma rigorosa em desenvolvimentos futuros.

A referida análise global é realizada com o recurso ao programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013* e o dimensionamento das seções transversais através do software *FAGUS-4*. É importante referir que é também utilizado o *AutoCad Civil 3D 2011* de modo a validar as propriedades geométricas e mecânicas das seções usadas através do comando “*massprop*”.

5.3.1. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.3.1.1. Estrutura Geral

No modelo utilizado na análise global é considerado o eixo X na direção longitudinal do tabuleiro da ponte, o eixo Y na direção transversal e por fim o eixo Z na vertical. É usado, como já foi referido, um modelo de barras tridimensional que representa a estrutura através das suas dimensões e propriedades geométricas e mecânicas, isto é, cada barra do modelo tem a posição do centro geométrico da secção que lhe corresponde na estrutura real bem como a sua área, inércia e rigidez nas direções X , Y e Z , Figura 5.1.

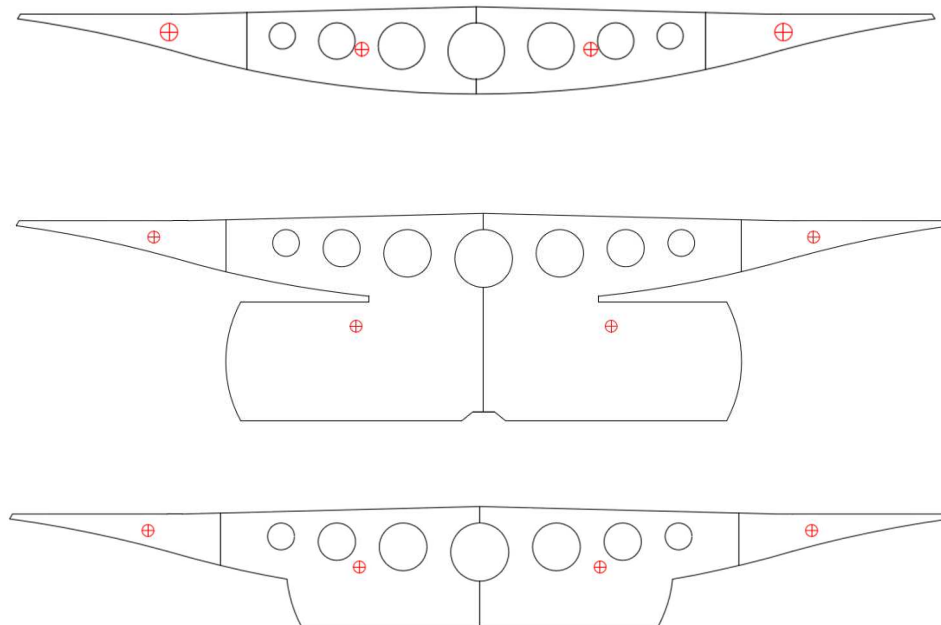


Figura 5.1 – Localização das longarinas nas secções transversais do tabuleiro: zona dos pilares; início da junção com o arco e meio vão.

O tabuleiro é composto por quatro conjuntos de barras longitudinais, denominadas no resto da presente dissertação por longarinas, com 5 metros de comprimento na sua projeção horizontal e por diversas barras transversais, designadas carlingas e consolas. Estas estão espaçadas longitudinalmente de 5 metros e localizadas também nos locais onde os montantes apoiam o tabuleiro.

Esta divisão da secção transversal em quatro partes distintas permite o uso das barras transversais designadas consolas de modo a ser aplicadas nas mesmas as cargas pedonais dos passeios uma vez que estas barras têm o mesmo comprimento da largura das vias pedonais.

Todas as coordenadas dos nós que constituem o modelo são retiradas com o auxílio dos desenhos realizados no software *AutoCad* para uma folha Excel e desta para a tabela dos nós do programa de cálculo utilizado. O mesmo procedimento é também efetuado para as barras.

As secções das longarinas são definidas, onde possível, através da opção de *section definition* do software *Robot*. Do *AutoCad* importa-se ficheiros dxf das secções correspondentes a cada barra constituinte da longarina que depois de gravadas na base de dados das secções são atribuídas a cada barra, Figura 5.2 e Figura 5.3.

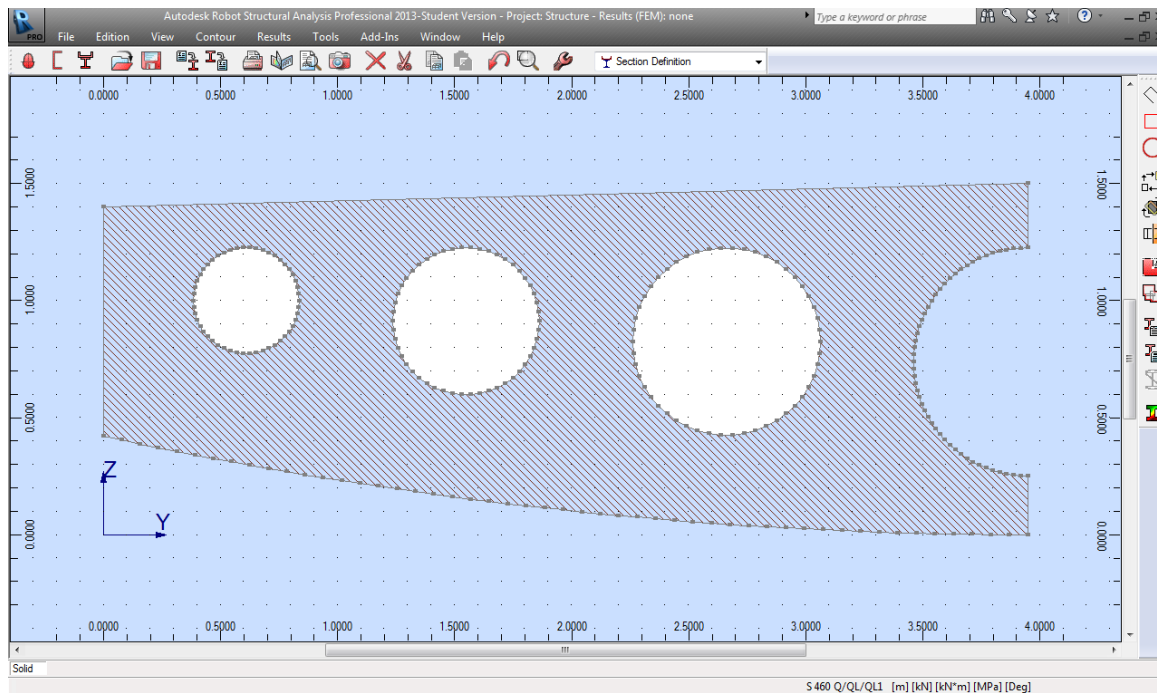


Figura 5.2 –Definição da secção no software Robot

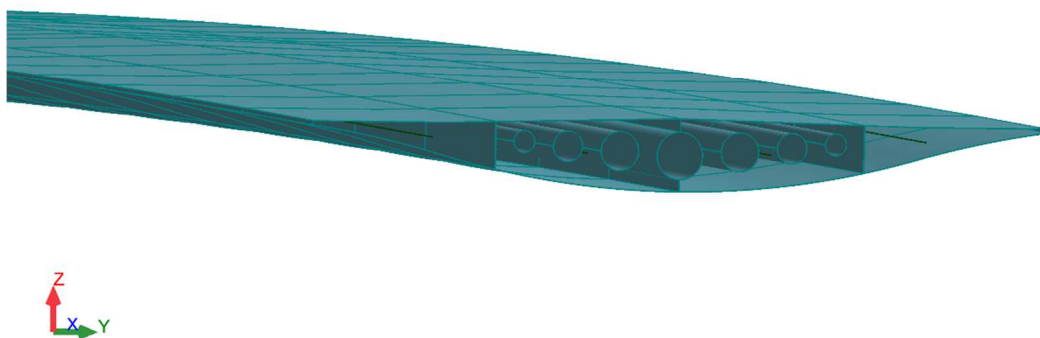


Figura 5.3 – Conjunto das secções atribuídas às barras das longarinas

Nos locais onde existe variação da secção, como por exemplo na junção do arco com o tabuleiro e na zona da margem de Gaia onde o tabuleiro sofre um alargamento de modo a poder acomodar a sobrelargura, é necessário recorrer a uma outra solução. Para estas secções são calculadas as propriedades geométricas das secções correspondentes aos nós extremos de cada barra e atribui-se a cada barra a média dessas mesmas propriedades.

Como já foi referido, as propriedades geométricas e mecânicas destas secções são obtidas através do *Robot* e validadas comparando com os resultados obtidos pelo comando “*massprop*” do *AutoCad*, Figura 5.4

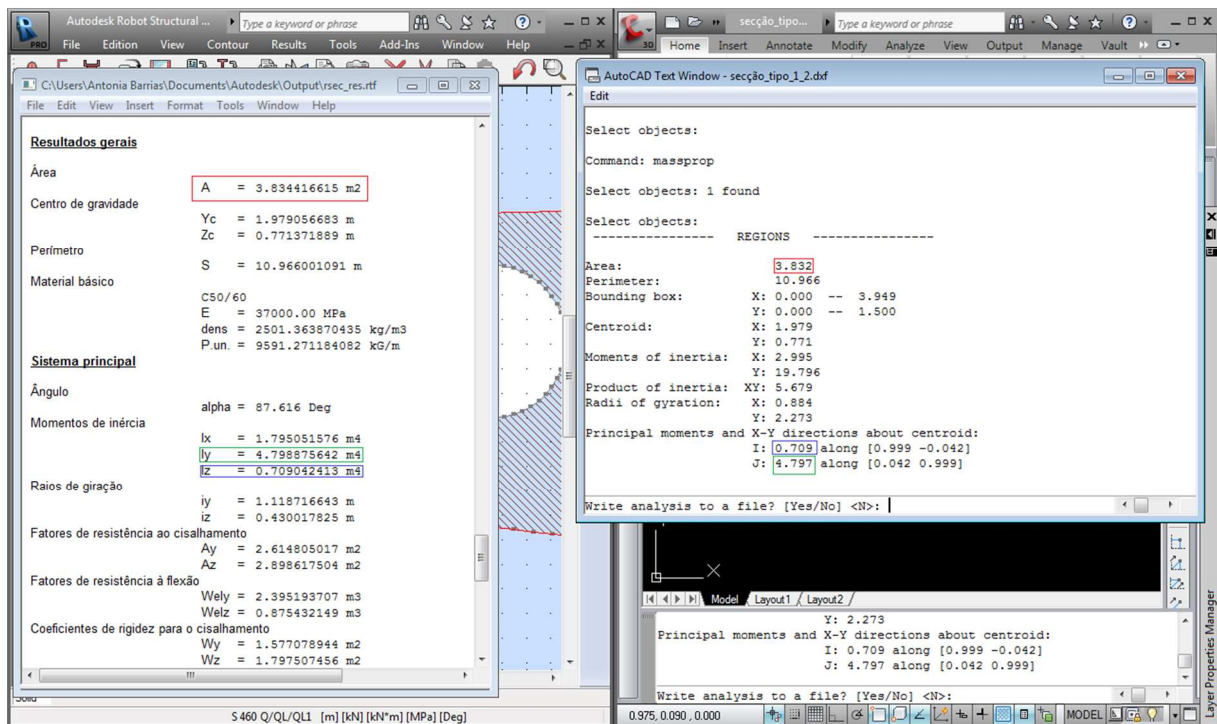


Figura 5.4 – Exemplo de validação das propriedades das secções do Robot com o software AutoCad

Devido à variação de secção na junção do tabuleiro com o arco, os centros de gravidade dessas secções e, conseqüentemente, as longarinas que caracterizam as mesmas, no modelo não são colineares pelo que é necessário recorrer ao uso de barras “infinitamente” rígidas de modo a ligar as barras longitudinais destas secções, Figura 5.5. Importa salientar que poder-se-ia recorrer ao uso da função *rigid links* mas opta-se por não se considerar esta opção por introduzir erros elevados nos resultados da análise dinâmica [13].

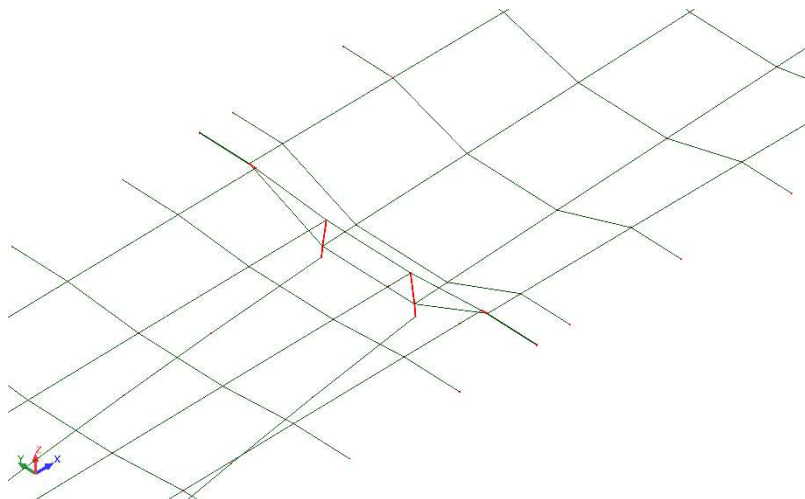


Figura 5.5 - Utilização de barras rígidas

São definidos dois tipos de materiais para as barras que constituem o tabuleiro, um deles com o peso volúmico do betão armado, que se considera igual a 25 kN/m³ (tipo 1) e outro com peso volúmico nulo (tipo 2). As barras longitudinais correspondem ao material tipo 1 e as barras transversais correspondem ao tipo 2.

No entanto, as carlingas e consolas são caracterizadas pelas suas propriedades mecânicas, com as áreas e inércias reais de modo a traduzirem apropriadamente o comportamento do modelo à torção, sendo que para isto é considerada uma secção média retangular correspondente a cada barra transversal, por simplificação.

Quadro 5.1 – Geometria de massas das barras longitudinais

Nome da seção	Lista das barras	A _x (m ²)	A _y (m ²)	A _z (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	ρ (kN/m ³)
Section2_Long2_255_257.5	122 123 203 204	6,509	5,520	5,437	4,738	9,152	2,596	25
Section2_Long2_250_255	121 124 202 205	7,836	6,538	6,531	6,478	11,315	4,681	25
Section2_Long2_245_250	120 125 201 206	9,606	7,895	7,989	8,799	14,198	7,462	25
Section2_Long2_240_245	119 126 200 207	11,375	9,252	9,447	11,119	17,081	10,242	25
Section2_Long2_238.5_240	118 127 199 208	12,525	10,134	10,394	12,628	18,955	12,050	25
Section1_Long2_120_123	87 168	3,858	2,640	2,918	1,806	4,894	0,712	25
Section1_Long2_115_120	86 167	3,921	2,705	2,968	1,835	5,148	0,718	25
Section1_Long2_110_115	85 166	4,000	2,788	3,032	1,871	5,466	0,727	25
Section1_Long2_105_110	84 165	4,079	2,870	3,095	1,908	5,784	0,736	25
Section1_Long2_100_105	83 164	4,158	2,952	3,159	1,944	6,101	0,744	25
Section1_Long2_95_100	82 163	4,237	3,035	3,222	1,981	6,419	0,753	25
Section1_Long1_120_123	6 249	1,903	1,849	1,541	0,209	1,869	0,071	25
Section1_Long1_115_120	5 248	1,896	1,842	1,530	0,204	1,922	0,070	25
Section1_Long1_110_115	4 247	1,888	1,833	1,516	0,198	1,988	0,068	25
Section1_Long1_105_110	3 246	1,879	1,824	1,502	0,192	2,054	0,065	25
Section1_Long1_100_105	2 245	1,870	1,814	1,488	0,185	2,121	0,063	25
Section1_Long1_95_100	1 244	1,862	1,805	1,475	0,179	2,187	0,061	25
SLBA 1x1x1	37to46	1,525	1,485	1,237	0,131	1,217	0,045	25
SLAB 1x1x1	88to117 128to162	3,834	2,615	2,899	1,795	4,799	0,709	25
SLAA 1x1x1	7to36 47to81	1,906	1,852	1,545	0,211	1,849	0,072	25
SBLA 1x1x1	280to289	1,525	1,485	1,237	0,131	1,217	0,045	25
SALB 1x1x1	169to198 209to243	3,834	2,615	2,899	1,795	4,799	0,709	25
SALA 1x1x1	250to279 290to324	1,906	1,852	1,545	0,211	1,849	0,072	25

De notar que devido à geometria da secção transversal as barras que constituem as longarinas não se encontram todas à mesma cota (modelo ondulado). Isto implica que as carlingas estão inclinadas em relação à horizontal devido a esta variação de cotas tendo algum significado na distribuição de esforços provocados pelas sobrecargas que serão aplicadas nestas barras. Por oposição poder-se-ia optar por planificar o tabuleiro alterando as cotas das barras longitudinais e, conseqüentemente, das barras transversais de modo a fixá-las ao mesmo nível (modelo planificado). Porém, de acordo com *Drumond e Teixeira* um modelo de grelha planificado apresenta uma rigidez muito mais baixa que um modelo ondulado e que a situação real, levando a momentos e deformações excessivas [15] pelo que se opta pelo modelo onde as longarinas percorrem os centros de gravidade das secções transversais do tabuleiro.

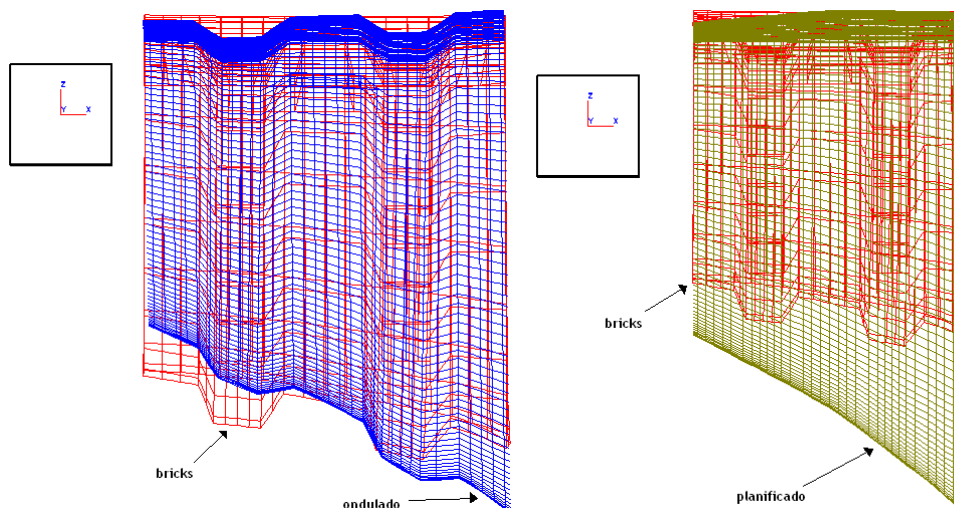


Figura 5.6 – Comparação da deformada de um modelo ondulado e planificado com o mais realista modelo de bricks, (retirado de [15])

Quadro 5.2 - Geometria de massas das barras transversais do tabuleiro

Nome da seção	Lista das barras	A_x (m ²)	A_y (m ²)	A_z (m ²)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)	ρ (kN/m ³)
Carlinga_2_3(5)	611to626By3	13,490	11,242	11,242	21,689	8,183	28,104	0
Carlinga_2_3(3,25)	608 629	8,769	7,307	7,307	14,098	5,319	18,268	0
Carlinga_2_3(0,75)	605 632	2,024	1,686	1,686	3,253	1,227	4,216	0
Carlinga_2_2-2_4(5)	610to625By3 612to627By3	8,093	6,744	6,744	5,638	1,767	16,859	0
Carlinga_2_2-2_4(3,25)	607 609 628 630	5,260	4,383	4,383	3,665	1,148	10,959	0
Carlinga_2_2-2_4(0,75)	604 606 631 633	1,214	1,012	1,012	0,846	0,265	2,529	0
Carlinga_2_1-2_5(5)	362to367 442to447	1,570	1,308	1,308	0,052	0,013	3,271	0
Carlinga_2_1-2_5(3,25)	361 368 441 448	1,021	0,850	0,850	0,034	0,008	2,126	0

Carlinga_2_1- 2_5(0,75)	360 369 440 449	0,236	0,196	0,196	0,008	0,002	0,491	0
Carlinga_1_3(5)	493to511By3 525to593By17	6,735	5,613	5,613	3,393	1,018	14,031	0
Carlinga_1_3(4,25)	599 638	5,725	4,771	4,771	2,884	0,866	11,927	0
Carlinga_1_3(3,75)	514to582By17 522to590By17	5,051	4,209	4,209	2,545	0,764	10,523	0
Carlinga_1_3(2,5)	487to489 518to586By17	3,368	2,806	2,806	1,696	0,509	7,016	0
Carlinga_1_3(1,75)	602 635	2,357	1,964	1,964	1,187	0,356	4,911	0
Carlinga_1_2-1_4(5)	492to510By3 494to512By3	4,903	4,085	4,085	1,385	0,393	10,214	0
Carlinga_1_2- 1_4(2,5)	485to587By34 486to588By34 490	2,451	2,043	2,043	0,692	0,196	5,107	0
Carlinga_1_2- 1_4(3,75)	513to581By17 515to583By17	3,677	3,064	3,064	1,039	0,295	7,660	0
Carlinga_1_2- 1_4(4,25)	598 600 637 639	4,167	3,473	3,473	1,177	0,334	8,682	0
Carlinga_1_2- 1_4(1,75)	601 603 634 636	1,716	1,430	1,430	0,485	0,137	3,575	0
Carlinga_1_1- 1_5(1,75)	359 370 439 450	0,615	0,513	0,513	0,025	0,006	1,282	0
Carlinga_1_1- 1_5(4,25)	358 371 438 451	1,494	1,245	1,245	0,061	0,015	3,112	0
Carlinga_1_1- 1_5(3,75)	333to353By5 335to355By5	1,318	1,098	1,098	0,054	0,014	2,746	0
Carlinga_1_1- 1_5(2,5)	325 334to354By5 375to395By5	0,879	0,732	0,732	0,036	0,009	1,831	0
Carlinga_1_1-1_5(5)	326to332 336to356By5	1,758	1,465	1,465	0,072	0,018	3,661	0

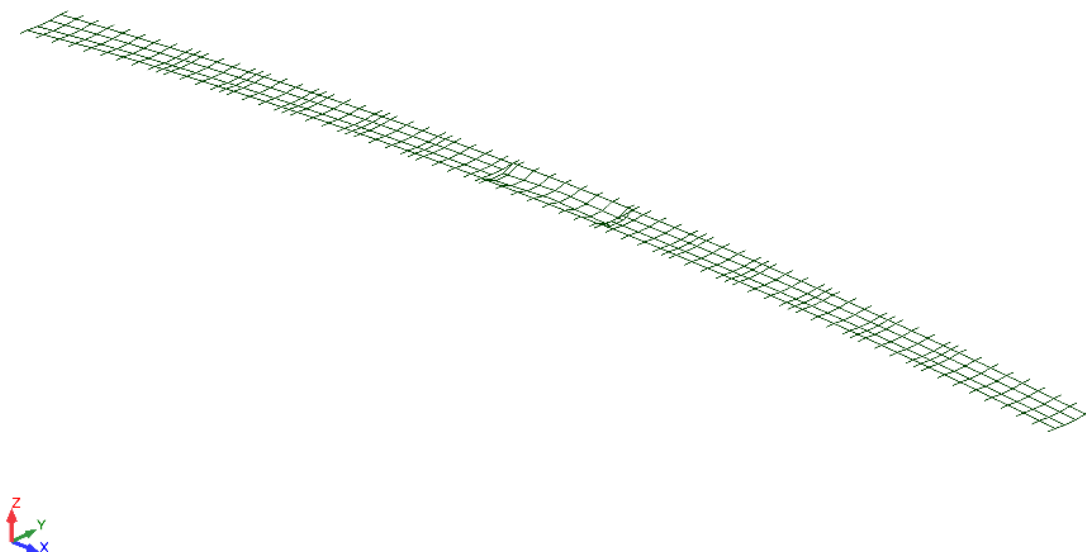
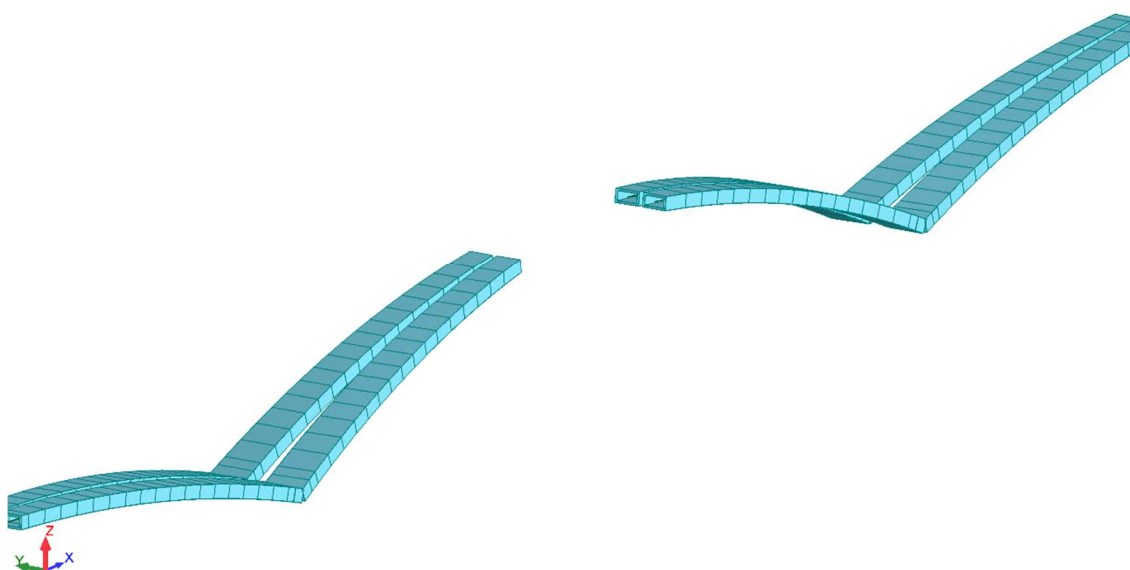


Figura 5.7 – Modelo geral do tabuleiro

As costelas que compõem o arco são decompostas através de segmentos retos de igual comprimento entre bases de pilares de modo a não ser necessário criar novos nós e por conseguinte novas barras aquando da definição dos montantes no modelo. De forma a uniformizar o mais possível as barras estas apresentam comprimentos entre os 3.5 e 3.9 metros excetuando na base destes elementos uma vez que existe um maciçamento da secção nesta zona com dois metros de comprimento para cada um dos lados.

Devido à variação linear da secção do arco desde a sua base até às margens e até meio vão e também à sua simples geometria é possível utilizar a opção *tapered*, Figura 5.8, disponível no programa de cálculo automático *Robot* que permite atribuir para todo o comprimento do arco aligeirado uma secção definindo a sua secção inicial e final.

Figura 5.8 – Uso da função *Tapered* para definição das secções do arco

Para as secções do fecho dos arcos laterais com o tabuleiro, uma vez que as barras traduzem o eixo da estrutura real existem barras à qual já não corresponde secção real do arco mas apenas do tabuleiro, assim a estas atribui-se manualmente as características mecânicas do conjunto do fecho do arco com o tabuleiro atribuindo-lhe um material de peso nulo, Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Geometria de massas das secções do arco

Nome da secção	Lista das barras	A _x (m ²)	A _y (m ²)	A _z (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	ρ (kN/m ³)
Arco_Rig_Base	840 841 876 877	11,926	9,938	9,938	12,541	3,975	35,338	25
Arco_Barra_820_897_904_981	820 897 904 981	7,081	5,928	6,055	6,533	2,279	8,782	25
Arco_Barra_819_898_903_982	819 898 903 982	5,373	4,499	4,595	4,957	1,729	6,664	25
Arco_Barra_818_899_902_983	818 899 902 983	3,192	2,673	2,730	2,945	1,028	3,959	0
Arco_Barra_817_900_901_984	817 900 901 984	1,051	0,899	0,880	0,970	0,338	1,304	0
Arco_Alig_Laterais	989to992	3,671	3,059	3,059	6,265	2,204	9,359	25
Arco_Alig_Central	985to988	3,739	3,116	3,116	6,464	2,254	9,960	25

Os montantes são caracterizados por elementos únicos de uma barra, com inércias e áreas equivalentes à secção real, que ligam o tabuleiro ao arco, Quadro 5.4. No entanto, na ligação ao tabuleiro é necessário recorrer, também, ao uso de barras rígidas que unem os nós superiores dos pilares às barras que constituem o tabuleiro.

Quadro 5.4 – Geometria de massas dos montantes e barras rígidas

Nome da secção	Lista das barras	A _x (m ²)	A _y (m ²)	A _z (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	ρ (kN/m ³)
Pilares_Margem	773to776	4,000	3,333	3,333	2,249	1,333	1,333	25
Pilares	753to772	0,750	0,625	0,625	0,132	0,078	0,078	25
Barras_Rígidas	777to816	100,000	100,000	100,000	100,000	100,000	100,000	0

5.3.1.2. Aparelhos de Apoio

Nesta fase do projeto são considerados os seguintes tipos de apoio para o modelo da estrutura:

- apoios duplos – restringem o deslocamento na direção vertical z e transversal y;
- encastramentos – restringem o deslocamento nas três direções de translação e de rotação.

É importante já nesta fase do projeto ter em atenção a consideração dos efeitos impostos no modelo devido aos aparelhos de apoio da obra de arte já que desprezá-los implica menores esforços axiais do que os que estariam efetivamente a ser mobilizados na estrutura real. Este é um processo iterativo pelo que nesta etapa apenas se realiza um pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio.

Opta-se por colocar estes elementos nas extremidades do tabuleiro e na base do arco, apesar de nesta última situação isso implicar custos elevados de manutenção devido à sua proximidade com a água e aos elevados esforços a serem aplicados nessa zona. No entanto, os deslocamentos longitudinais devidos apenas à temperatura seriam demasiado significativos para os permitir, sendo que iriam criar momentos elevados na fundação devido à esbelteza e profundidade desta.

Desta forma, executa-se uma verificação dos deslocamentos esperados dos apoios quando estes são simples e aplica-se um neoprene de um aparelho de apoio do tipo “*pot-bearing*” que permita esses deslocamentos com segurança. Assim obtém-se um deslocamento máximo de 42.66 mm na direção x na base do arco e de 31.58 mm para os encontros do tabuleiro. Deste modo considera-se no modelo de cálculo uma rigidez de 810 kN/m nos apoios do arco e de 1020 kN/m no tabuleiro equivalente à aplicação de um aparelho de apoio como por exemplo o E480x250 GED-06 e D350x280 GDB-06 respetivamente, da empresa Granor [16].

Salienta-se, que apesar de existir também rigidez rotacional nos aparelhos de apoio, opta-se no cálculo por não considera-lo.

Apresentam-se, da Figura 5.9 a Figura 5.12, várias vistas do modelo global utilizado para a análise longitudinal e dinâmica do projeto em estudo.

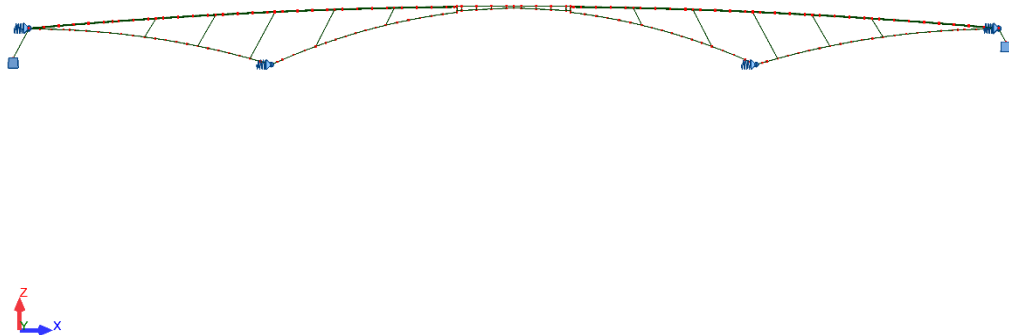


Figura 5.9 – Alçado do modelo, plano (XOZ)

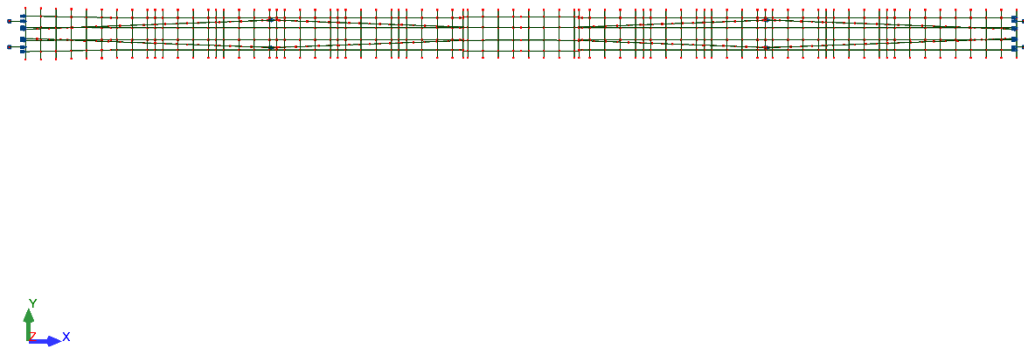


Figura 5.10 – Planta do modelo, plano (XOY)

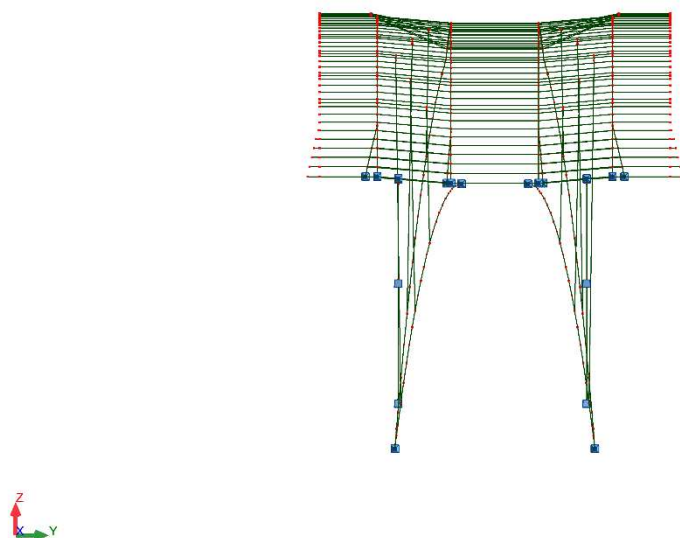


Figura 5.11 –Perfil do modelo, plano (YOZ)

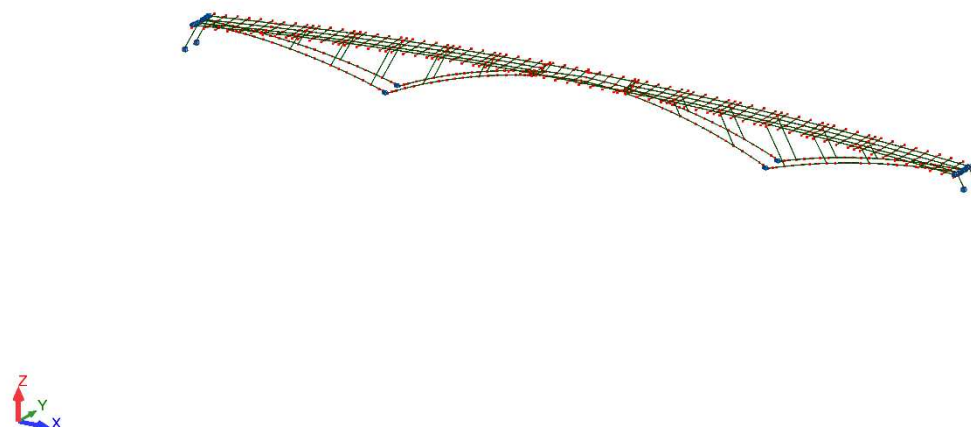


Figura 5.12 – Vista tridimensional do modelo geral

5.4. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

5.4.1. PERMANENTES

5.4.1.1. Peso próprio dos elementos estruturais

A partir das secções transversais:

Elementos em Betão Armado: $\gamma = 25\text{kN/m}^3$

5.4.1.2. Restantes Cargas Permanentes

Consultando a norma NP EN 1991-1, obtém-se

Pavimento betuminoso (esp = 10cm com 24kN/m³): 2.4 kN/m²

Guardas de segurança: 2x0.5 kN/m

Guarda-corpos metálico: 2x0.5 kN/m

Passeio em pedra de granito (enchimento): 4 kN/m²

5.4.1.3. Efeitos diferidos

Deformações devidas à fluência e retração provocam forças que são diretamente proporcionais à rigidez dos elementos e assim extremamente sensíveis a alguma variação neste [7]. Tanto a retração como a fluência provocam extensões que se relacionam com os coeficientes de dilatação térmica, α , são em termos práticos comparadas com reduções lentas e uniformes de temperatura.

A consideração destes efeitos torna-se ainda mais importante no estudo e desenvolvimento de estruturas em betão pré-esforçado.

Retração

De modo a calcular a extensão final de retração ε_{cs} do betão é necessário consultar o regulamento EN 1992-1-1. A extensão total é dividida em duas componentes distintas, a extensão de retração de secagem e a extensão de retração autógena. A primeira é devida à migração da água através do betão endurecido, já a segunda desenvolve-se nos primeiros dias após a betonagem uma vez que é função do endurecimento do betão. Assim o valor da extensão total de retração é:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (5.1)$$

em que,

ε_{cs} – extensão total de retração;

ε_{cd} – extensão de retração por secagem;

ε_{ca} – extensão de retração autógena.

Importa salientar que o cálculo da retração vai ser realizado para uma idade t de 20000 dias após o início da construção, admitindo um betão composto por cimentos de endurecimento corrente.

O valor da extensão de retração por secagem é calculado através da seguinte expressão

$$\varepsilon_{cd} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (5.2)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (5.3)$$

onde,

f_{cm} – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (MPa) (neste caso igual a 58);

f_{cm0} – 10 MPa;

α_{ds1} – coeficiente que depende do tipo de cimento (neste caso igual a 3);

α_{ds2} – coeficiente que depende, também, do tipo de cimento (igual a 0.13);

RH – humidade relativa ambiente (75%);

RH_0 – 100%

Daqui retira-se que $\varepsilon_{cd} = 1.971 \times 10^{-4}$. O valor de ε_{ca} é dado pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (5.4)$$

em que

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (5.5)$$

e

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (5.6)$$

Assim retira-se que $\varepsilon_{ca}(t) = 1.225 \times 10^{-4}$. É então possível afirmar que o valor da extensão final por retração é

$$\varepsilon_{cs} = 1.971 \times 10^{-4} + 1.225 \times 10^{-4} = 3.196 \times 10^{-4} \quad (5.7)$$

Assim, em termos de cálculo esta ação equivale, simplificada, a uma variação uniforme de temperatura de cerca de -32°C através da expressão $\varepsilon = \alpha\Delta T$, uma vez que o coeficiente de dilatação térmica α , é igual a $1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. No entanto, de acordo com o artigo 31.1 do REBAP, no cálculo dos esforços devidos às variações uniformes de temperatura pode considerar-se que o módulo de elasticidade, $E_c = \frac{E_{c,28}}{2}$ [17].

Fluência

Para a quantificação da fluência são consultadas e utilizadas as expressões básicas da norma EN 1992-2 para uma idade de 20000 dias após o início de exploração, considerando a não utilização de aditivos no betão, uma humidade relativa de 75%, uma temperatura ambiente de 20°C e a entrada em carga aos 3 dias. Aqui a fluência é dividida no seu valor básico e no seu valor devido à secagem. Assim, o coeficiente de fluência básico, $\varphi_b(t, t_o)$, tem a seguinte expressão

$$\varphi_b(t, t_0) = \frac{\varphi_{b0}(\sqrt{t - t_0})}{\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}} \quad (5.8)$$

onde

$$\varphi_{b0} = 1.4 \text{ [18]}$$

$$\beta_{bc} = 0.4 \exp\left(\frac{3.1(f_{cm}(t_0))}{f_{ck}}\right) \quad (5.9)$$

Assim das expressões anteriores retira-se que o valor do coeficiente de fluência básico é de 1.39.

O valor do coeficiente de fluência devido à secagem é avaliado tendo como referência a retração por secagem durante o mesmo período. Assim, esta, tem a seguinte expressão simplificada

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} \varepsilon_{cd}(t) \quad (5.10)$$

onde,

$$\varphi_{d0} = 3200 \text{ [18]}$$

É possível então obter $\varphi_d(t, t_0) = 0.63$ e por conseguinte, $\varphi(\infty, t_0) = 1.39 + 0.63 = 2.02$

A avaliação da fluência enquanto uma ação diferida é realizada através da seguinte expressão simplificada

$$S_\infty = S_0 + (S_c - S_0) \frac{\varphi(\infty, t_0)}{1 + \chi \varphi(\infty, t_0)} \quad (5.11)$$

em que,

S_0 – esforços no final de uma determinada fase do processo construtivo;

S_c – esforços que se obteriam caso a estrutura fosse construída sobre cimbra;

t_0 – idade do betão no instante de aplicação da carga;

χ – coeficiente de envelhecimento, admitido igual a 0.8;

$\varphi(\infty, t_0)$ – coeficiente de fluência a tempo infinito.

Dada a inconstância temporal das várias fases construtivas e do valor do coeficiente de fluência, consideram-se valores extremos do fator

$$k = \frac{\varphi(\infty, t_0)}{1 + \chi \varphi(\infty, t_0)} \Leftrightarrow k_{inf} = 0.75 \text{ e } k_{sup} = 0.85 \quad (5.12)$$

Uma vez que a análise estrutural de todas as etapas do processo construtivo seria uma tarefa muito demorada e exaustiva que não se justifica no âmbito da presente dissertação é admitido que a estrutura é construída sobre um cimbre.

5.4.1.4. Pré-Esforço

O pré-esforço, apesar de ser uma ação variável no tempo, deve ser considerada como uma ação permanente uma vez que este tende para um valor limite num prazo relativamente curto à escala da vida da estrutura.

A utilização das armaduras ativas tem como objetivo a eliminação dos esforços de tração no betão, isto é, a satisfação da condição de descompressão ($\sigma_c \leq 0$) para a combinação de serviço quase-permanente.

Esta ação deve ser introduzida no modelo de cálculo através da aplicação de cargas equivalentes que reproduzem os mesmos esforços nas barras que a ação desta armadura, Figura 5.13.



Figura 5.13 –Ações exercidas sobre o betão devido ao pré-esforço [19]

Nas zonas de ancoragem existe a equivalência de ações que se pode observar na Figura 5.14.

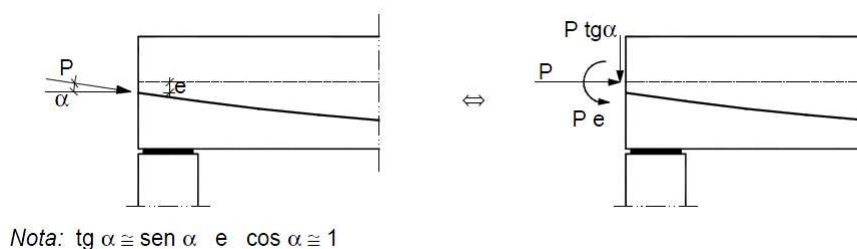
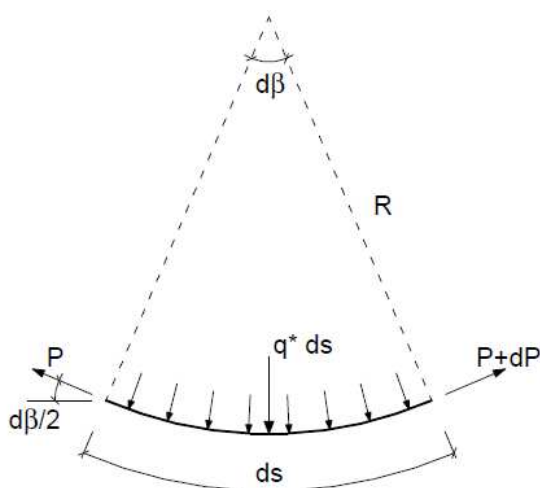


Figura 5.14 –Cargas equivalentes nas zonas de ancoragem [19]

Admitindo um determinado troço infinitesimal de cabo de pré-esforço e as ações exercidas sobre este devido ao peso próprio e restantes cargas permanentes são as visualizadas na Figura 5.15 e Figura 5.16.



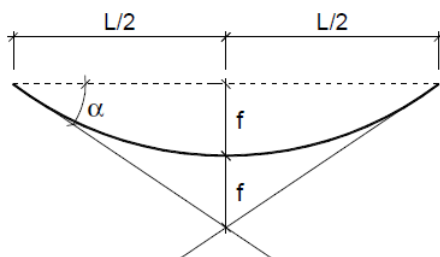
$$ds = R d\beta \Rightarrow \frac{d\beta}{ds} = \frac{1}{R}$$

$$P \frac{d\beta}{2} + (P + dP) \frac{d\beta}{2} = q^* ds$$

$$P d\beta = q^* ds \Rightarrow q^* = P \frac{d\beta}{ds} \text{ ou } q^* = \frac{P}{R}$$

Figura 5.15 – Dedução da carga equivalente [19]

Para o cabo com o traçado parabólico,



$$\tan \alpha = \frac{d\beta}{2} = \frac{2f}{L/2} = \frac{4f}{L} \Rightarrow d\beta = \frac{8f}{L}$$

$$ds \cong L$$



$$\frac{d\beta}{ds} = \frac{8f}{L^2} \Rightarrow q^* = \frac{8fP}{L^2}$$

Figura 5.16 – Dedução da carga equivalente [19]

Assim é aplicada uma carga de igual valor e sentido contrário pelo pré-esforço na estrutura. Com a definição de um traçado de pré-esforço ao longo do tabuleiro torna-se assim possível definir o valor destas ações.

No entanto, no âmbito desta dissertação, devido à complexidade do cabo parabólico necessário para o tabuleiro não é praticável a correta modelação do mesmo, já que são gerados momentos hiperestáticos elevados levando à necessidade de um processo iterativo demorado. Assim, de forma simplificativa, é dimensionado o pré-esforço útil para as secções consideradas no dimensionamento geral dos elementos estruturais.

Para além disto, o dimensionamento do pré-esforço para uma estrutura deste género depende largamente do processo construtivo adotado para o mesmo, pelo que o dimensionamento que se realizará mais à frente é um exercício meramente académico e de importância para o projeto em estudo.

Assim, o processo de dimensionamento do pré-esforço nesta estrutura, necessitaria de um estudo mais pormenorizado. No entanto, como já foi referido, no âmbito da presente dissertação e devido ao tempo disponível torna-se impraticável o correto estudo de todo o faseamento construtivo, uma vez que tal alongaria este trabalho.

5.4.1.5. Assentamento dos Apoios

Devido às características do processo construtivo, a maior parte dos assentamentos ocorrem nesta fase em condições isostáticas. Desta forma é considerado conservativo assumir um assentamento de 1 cm no arranque do arco.

5.4.2. VARIÁVEIS

5.4.2.1. Sobrecargas Rodoviárias

Para a definição da ação das sobrecargas rodoviárias é necessário recorrer à norma EN 1991-2 onde são caracterizados 4 modelos de cargas diferentes (*“load models”*): LM1, LM2, LM3 e LM4.

LM1 – Cargas concentradas e uniformemente distribuídas, que cobrem a maioria dos efeitos do tráfego rodoviário, ligeiro e pesado. É um modelo usado tanto para as verificações gerais como locais.

LM2 – Carga de eixo único aplicada em específicas áreas de contacto dos pneus que cobre os efeitos dinâmicos do tráfego normal em curtos membros estruturais.

LM3 – Um conjunto de pares de cargas por eixo que representam veículos especiais (por exemplo, transporte industrial) que podem transitar em vias que permitam cargas muito elevadas. Tem como propósito verificações gerais e locais.

LM4 – Carga de multidão, usada apenas para verificações gerais. (Carga particularmente relevante para pontes localizadas em ou próximas de aglomerados urbanos, caso os seus efeitos não tenham sido cobertos pelo LM1)

Para a aplicação dos vários modelos de carga, o conceito básico é a divisão da faixa de rodagem em vias fictícias, Quadro 5.5. Esta faixa de rodagem é medida entre os limites de circulação dos veículos automóveis ou entre lancis que deverão ter uma altura mínima recomendada de 100 mm.

Quadro 5.5 - Vias Fictícias (adaptado de Tabela 4.1 EN 1991-2 [20])

Largura da via w	Número de vias fictícias	Largura da via fictícia w_l	Largura da área restante
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTA Por exemplo, para uma largura de tabuleiro de 11m. $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, e a largura da área restante é $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.			

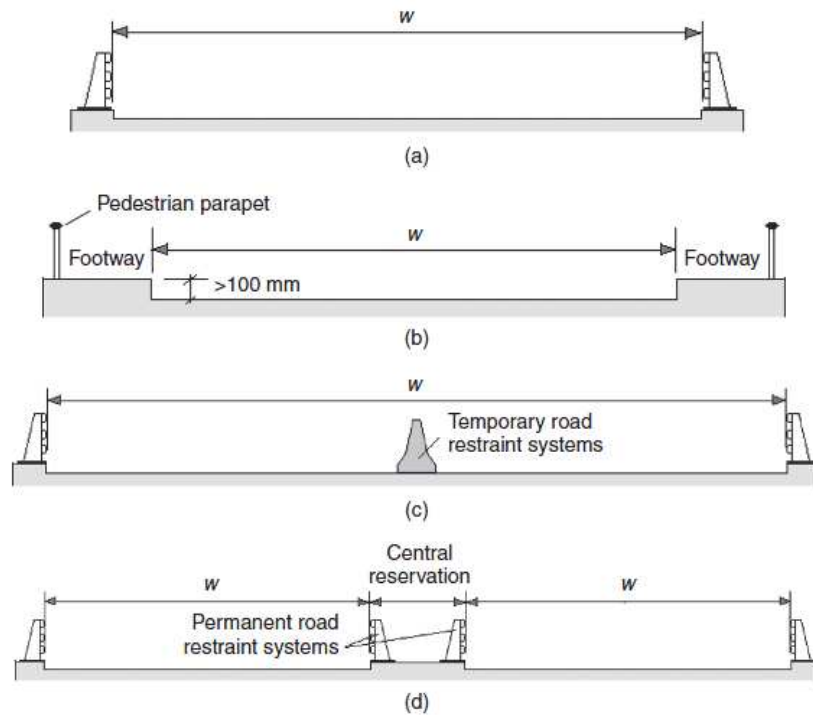


Figura 5.17 – Determinação de w , adaptado de Designer's Guide to Eurocode 1 [21]

Como neste projeto $w = 10.5\text{m}$, isto implica que $nl=3$, largura da via fictícia = 3m e largura da área restante de $10.5 - 3 \times 3 = 1.5\text{m}$.

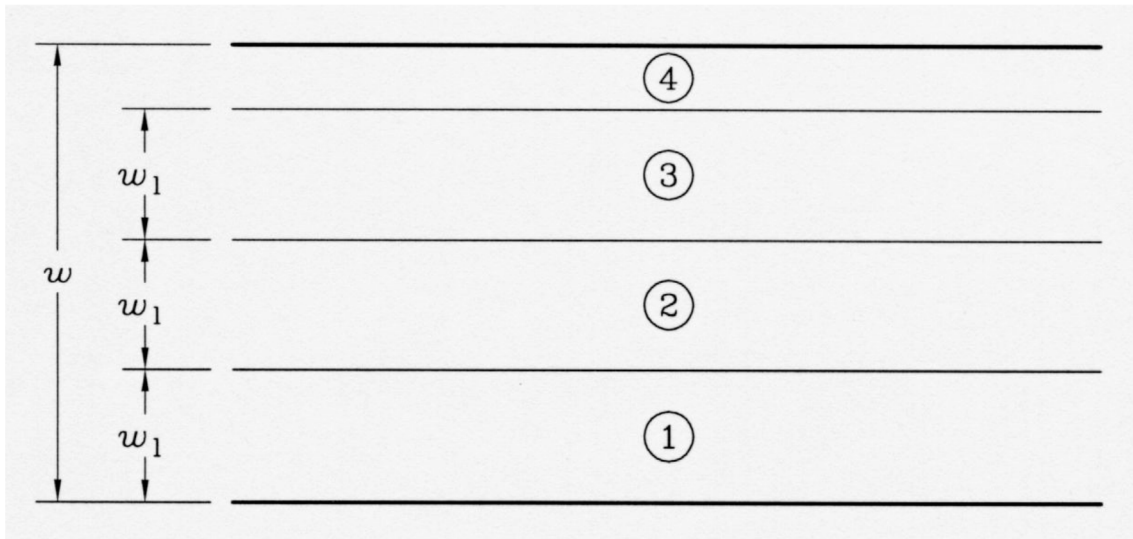


Figura 5.18 – Exemplo de numeração das vias nos casos mais gerais [20]

LM1 consiste em:

- (a) cargas concentradas de duplo eixo (*tandem system*: TS) com cada eixo tendo o seguinte peso

$$\alpha_Q Q_k$$

onde α_Q é um factor de ajustamento.

- Não mais do que um sistema paralelo (*tandem system*) deve ser considerado por via fictícia;
- Apenas sistemas paralelos completos devem ser considerados;
- Para a avaliação dos efeitos gerais, deve-se assumir que cada sistema paralelo (*tandem system*) percorre centralmente as vias fictícias ao longo dos seus eixos;
- Cada eixo do sistema paralelo deve ser considerado com duas rodas idênticas, sendo que assim a carga por roda é igual a $0.5\alpha_Q Q_k$;
- Cada superfície de contacto de cada roda é assumida como um quadrado de 0.40m de lado.

(b) Cargas uniformemente distribuídas (UDL system) com o seguinte peso por metro quadrado em cada via fictícia

$$\alpha_q Q_k$$

onde α_q é fator de ajustamento.

Os valores de α_Q e α_q são fornecidos no Anexo Nacional na classe de tráfego. Em todo o caso para pontes sem sinais de trânsito que restrinjam certos pesos de veículos, os seguintes valores mínimos são recomendados

$$\alpha_Q \geq 0.8 \text{ e } i \geq 2, \alpha_q \geq 1$$

Valores característicos de Q_{ik} e q_{ik} para LM1, com amplificação dinâmica incluída, são apresentados no Quadro 5.6.

Quadro 5.6 – Cargas para LM1, adaptado do EN 1991-2

Localização	Tandem system TS	UDL system
	Cargas por eixo Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Via Número 1	300	9
Via Número 2	200	2.5
Via Número 3	100	2.5
Outras Vias	0	2.5
Área restante (q_{rk})	0	2.5

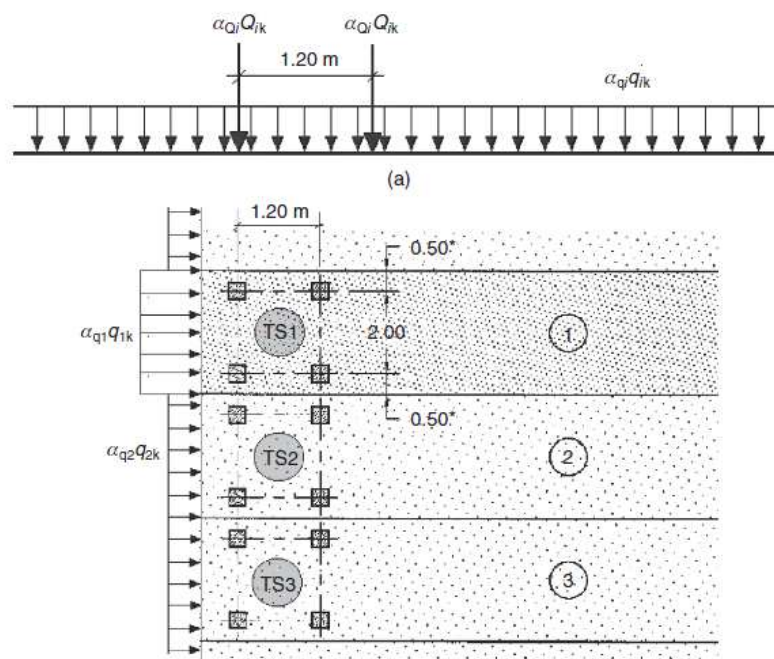


Figura 5.19 – Aplicação do modelo de carga 1 [21]

A obra de arte em análise está assente numa área onde existe alguma probabilidade de trânsito de veículos pesados. Assim, de um modo conservativo as cargas por eixo e uniformemente distribuídas serão afetadas por coeficientes correspondente à classe 1 presentes no Quadro 5.7.

Quadro 5.7 – Classes de uso da ponte e respetivos coeficientes [21]

Classes	α_{Q1}	$\alpha_{Qi} \ i \geq 2$	α_{q1}	$\alpha_{qi} \ i \geq 2$	α_{qr}
1ª classe	1	1	1	1	1
2ª classe	0.9	0.8	0.7	1	1

Assim os valores das cargas do eixo para a via 1, 2 e 3 são respetivamente $1 \times 300 = 300$ kN, $1 \times 200 = 200$ kN e $1 \times 100 = 100$ kN. As cargas uniformemente distribuídas têm o valor de $1 \times 9 = 9$ kN/m² para a pista 1, e $1 \times 2,5$ kN/m² para as restantes pistas.

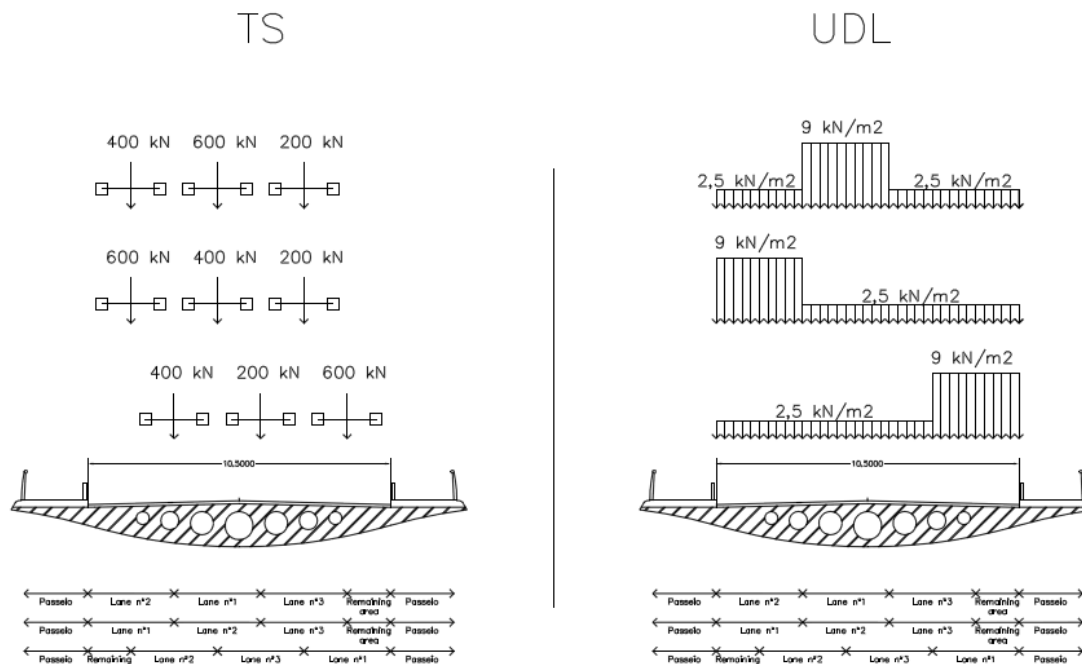


Figura 5.20 – Disposição das cargas de LM1 para diferentes situações

A disposição das sobrecargas rodoviárias é efetuada, como já foi referido, de forma a traduzir a pior situação possível para a estrutura. Após testes efetuados para os diversos casos possíveis de organização destas sobrecargas averigua-se que o caso mais gravoso a nível longitudinal da sobrecarga uniformemente distribuída corresponde à situação em que apenas metade do tabuleiro é carregado, enquanto no plano transversal o pior cenário verifica-se quando a via fictícia número 1 se encontra mais perto do passeio seguida pela via fictícia número 2, isto é, a segunda situação de carregamento verificada na Figura 5.20.

As cargas concentradas devem ser consideradas apenas uma vez por cada via fictícia [22], sendo que transversalmente a pior situação corresponde à pior situação da UDL e longitudinalmente tem como localização mais gravosa a seção a meio vão entre o encontro lateral do tabuleiro e o primeiro alinhamento de pilares.

Sobrecargas em Passeios

O Eurocódigo 1-2 determina a verificação das ações nos passeios através da caracterização de diferentes modelos de carga exclusivos. O primeiro modelo é definido por uma carga uniformemente distribuída q_{fk} com valores característicos entre 2.5 kN/m^2 e 5.0 kN/m^2 dependendo do vão de carregamento e do tipo de ponte.

O segundo modelo define uma carga concentrada Q_{fwb} que deve ter um valor igual a 10 kN e atuar numa superfície quadrada de $0,10\text{m}$ de lado.

O terceiro modelo caracteriza-se por cargas representando veículos de serviço Q_{serv} que a título excecional possam circular nestas vias, como por exemplo um veículo de emergência médica.

No entanto, este último modelo é exclusivo de pontes unicamente pedonais pelo que não será tratado neste caso.

É também aceitável considerar desprezável o segundo modelo dadas as dimensões da ponte, uma vez que o efeito das cargas deste modelo são insignificantes face ao da carga uniformemente distribuída.

Assim, de acordo com o Eurocódigo 1-2 a verificação à sobrecarga nos passeios é realizada exclusivamente com o modelo de carga uniformemente distribuída que dita que neste caso seja aplicada uma carga de $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ uma vez que se trata de uma ponte rodoviária urbana onde existe forte possibilidade da presença de uma multidão densa e contínua.

Forças Horizontais (de frenagem e aceleração)

É necessário, também, definir uma força longitudinal e horizontal que caracterize as forças provocadas pela aceleração e travagem dos veículos no tabuleiro da ponte. Esta ação tem um limite máximo de 900 kN que corresponde à força de frenagem máxima aplicada por veículos militares e é calculada como uma fração do valor máximo das cargas verticais devidas ao *Lane Model 1* aplicadas à via fictícia número 1 de acordo com a seguinte expressão

$$Q_{1k} = 0.6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0.10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \quad (5.13)$$

$$180\alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{1k} \leq 900(kN) \quad (5.14)$$

onde,

L é o comprimento do tabuleiro em estudo (igual a 325m);

$2Q_{1k}$ é o peso de dois eixos do modelo de carga 1 aplicados na via nº 1;

q_{1k} é a densidade da carga uniformemente distribuída na via fictícia nº 1;

w_1 é a largura da via fictícia nº1 (neste caso igual a 3m);

α_{Q1} é o fator de ajustamento, dependente da classe de carga, considerando-se, neste caso, igual a 1.

Assim, desta forma a equação (5.13) toma a forma

$$Q_{1k} = 0.6 \times 600 + 0.10 \times 9 \times 3 \times 325 = 1237.5 \text{ kN}$$

Como este valor é superior ao limite de 900 kN, é este último que vai ser considerado no cálculo da estrutura.

As forças de aceleração devem ser consideradas com a mesma magnitude que as de travagem mas com sentido contrário, ou seja, de um modo prático $Q_{1k} = \pm 900 \text{ kN}$.

Uma vez que o troço em consideração para o dimensionamento e cálculo da estrutura é em alinhamento reto não existem forças horizontais centrífugas.

5.4.2.2. Grupos de ações de tráfego em pontes rodoviárias

A simultaneidade do modelo de carga 1 (LM1) com as sobrecargas pedonais e ações horizontais deve ser tomada em conta considerando os grupos de cargas apresentados no Quadro 5.8.

Quadro 5.8 – Definição de grupos de ações de tráfego rodoviárias [20]

		Faixas Rodoviárias					Passeios
Tipo de Ação		Ações Verticais			Ações Horizontais		Apenas Ações Verticais
Sistema de Ação	LM1 (TS e UDL)	LM2	LM3	LM4	Frenagem e Aceleração	Centrífugas	Uniformemente Distribuídas
Grupo de Cargas	Gr1a	Valor Caract.					Valor de Combi.
	Gr1b		Valor Caract.				
	Gr2	Valores Freq.			Valor Caract.	Valor Caract.	
	Gr3						Valor Caract.
	Gr4			Valor Caract.			Valor Caract.
	Gr5	Ver Anexo A	Valor Caract.				
		Ação dominante					

Neste estudo é considerado a atuação do Gr1a e Gr2. Estes grupos, definidos na norma EN 1991-2, devem ser tomados em consideração nas combinações como uma única ação variável. É importante salientar que a ação do vento e da temperatura não devem ser consideradas em simultâneo com nenhum grupo de ações de tráfego rodoviário e que a ação do vento só necessita de ser combinada com o grupo Gr1a [21].

O valor de combinação para a ação vertical nos passeios depende de país para país, por falta de informação neste campo adota-se o valor recomendado de 3 kN/m² [21].

5.4.2.3. Variação de Temperatura

O Eurocódigo 1 Parte 1-5 (EN 1991-1-5) define que as ações térmicas devem ser tomadas em consideração em pontes através de uma variação uniforme de temperatura em toda a estrutura e de uma variação diferencial de temperatura entre o arco e o tabuleiro. O Eurocódigo estipula também uma classificação dos diferentes tipos de tabuleiros para a análise da variação de temperatura em pontes, sendo que a obra em estudo se insere na categoria de tabuleiro Tipo 3 uma vez que se trata de um tabuleiro de betão.

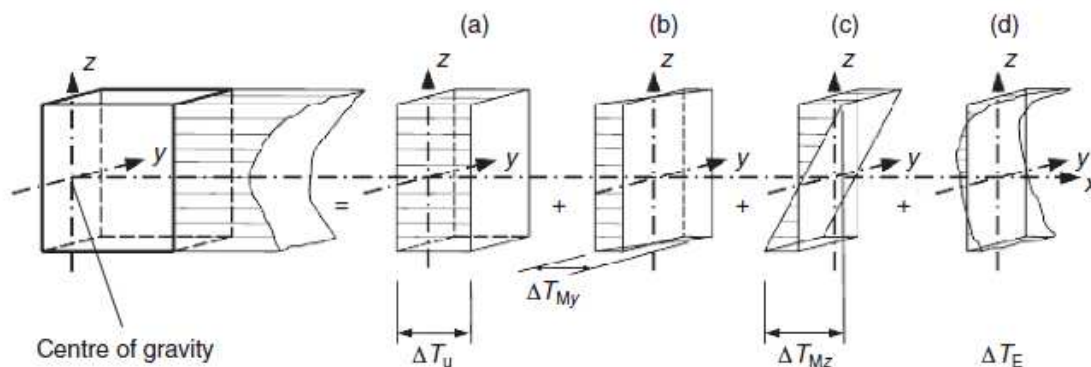


Figura 5.21 - Diagramas das componentes de um perfil de temperatura. a) parcela uniforme b) parcela diferencial em y c) parcela diferencial em z e d) parcela auto-equilibrada [23]

Variação Uniforme de Temperatura

Esta componente está dependente das temperaturas mínima e máxima à sombra que uma ponte pode atingir e que devido à sua alternância provoca uma variação de comprimento dos seus elementos. Assim é necessário o seu conhecimento prévio de modo a calcular os esforços devidos a esta ação.

Através de dados do Instituto de Meteorologia referentes aos anos compreendidos entre 1971 e 2000 é possível observar que a temperatura máxima e mínima na cidade do Porto é respetivamente de 38.7°C e de -3°C . No entanto, é boa prática optar pelos valores presentes no Anexo Nacional que divide o território português em zonas dependendo da sua $T_{\min}$ e $T_{\max}$. Uma vez que o concelho do Porto se encontra na zona B em ambas as temperaturas, corresponde-lhe os seguintes valores: $T_{\max} = 40^{\circ}\text{C}$ e $T_{\min} = 0^{\circ}\text{C}$.

É importante, agora, obter as componentes das variações uniformes de temperatura mínima e máxima, $T_{e,\min}$ e $T_{e,\max}$. Para isso utilizam-se os dados da Figura 5.22.

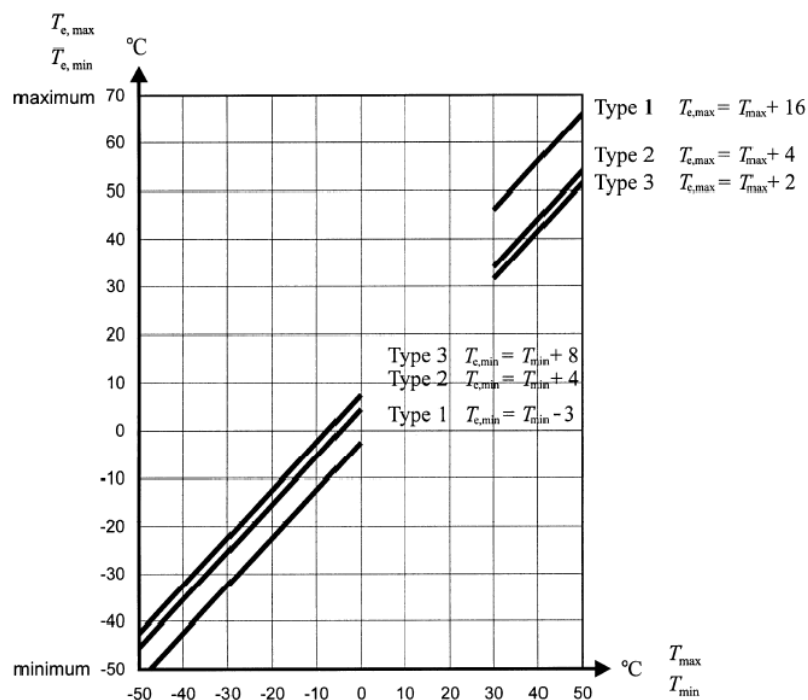


Figura 5.22 – Componentes das variações uniformes de temperatura [23]

No entanto, é referido no anexo nacional NA-6.1.3.1 (4) do EN 1991-1-5 que para estruturas de betão (tipo 3) e para as condições climáticas de Portugal os valores de $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$, podem ser considerados iguais, respetivamente, a T_{max} e a T_{min} .

Assim resulta para os valores das componentes das variações uniformes de temperatura do arco e do tabuleiro

$$T_{e,max}(tipo\ 3) = T_{max} = 40\ ^\circ C \quad (5.15)$$

$$T_{e,min}(tipo\ 3) = T_{min} = 0^\circ C \quad (5.16)$$

Para o cálculo da contração, correspondente à componente da variação uniforme de temperatura mínima da ponte, e para o cálculo da dilatação, correspondente à componente da variação uniforme de temperatura máxima da ponte, considera-se o valor característico da amplitude de contração máxima ($\Delta T_{N,com}$) e de dilatação máxima ($\Delta T_{N,exp}$)

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = 0 - 15 = -15\ ^\circ C \quad (5.17)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 40 - 15 = 25\ ^\circ C \quad (5.18)$$

Assume-se T_0 igual a $15\ ^\circ C$ uma vez que não é possível prever a temperatura inicial T_0 de um elemento estrutural e este valor aproxima-se da temperatura média anual no concelho do Porto pelo que existe maior probabilidade de ser esta a real temperatura inicial da obra e ao mesmo tempo a temperatura média durante a construção da obra.

De salientar, que como é explicado na ação da retração também aqui se impõe a consideração de $E_c = \frac{E_{c,28}}{2}$ para o cálculo dos esforços devidos às variações uniformes de temperatura [17].

Variação Diferencial de Temperatura

Ao longo de um determinado intervalo de tempo o aquecimento e arrefecimento da superfície superior do tabuleiro de uma ponte provocam valores máximos, ora positivos (superfície superior mais quente) ora negativos (superfície inferior mais quente) de uma variação diferencial de temperatura.

No anexo nacional NA-6.1.4.1(1) é referido que o cálculo das variações térmicas diferenciais, na direção vertical, deverá ser realizado de acordo com a *Abordagem 1*. Assim, é necessária a definição dos valores das variações diferenciais positivas ($\Delta T_{M,heat}$, correspondente ao cenário de superfície superior mais quente) e negativas ($\Delta T_{M,cool}$, correspondente ao cenário de superfície superior mais fria). Os valores recomendados para os tabuleiros de betão (tipo 3) são os seguintes

$$\Delta T_{M,heat} = 15\ ^\circ C \quad (5.19)$$

$$\Delta T_{M,cool} = 5\ ^\circ C \quad (5.20)$$

No entanto, estes valores são adequados para tabuleiros com revestimentos betuminosos de 50 mm. Dado que neste caso o revestimento tem uma espessura de 100 mm, os valores de $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$ devem ser multiplicados pelo coeficiente k_{sur} do Quadro 5.9.

Quadro 5.9 - Valores recomendados de k_{sur} para diferentes espessuras do revestimento da superfície [23]

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						

Assim, obtém-se os seguintes valores para o tabuleiro

$$\Delta T_{M,heat} k_{sur} = 15 \times 0.7 = 10.5 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (5.21)$$

$$\Delta T_{M,cool} k_{sur} = 5 \times 1.0 = 5.0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (5.22)$$

Para o arco, uma vez que este não tem revestimentos, os valores são os seguintes

$$\Delta T_{M,heat} k_{sur} = 15 \times 0.8 = 12 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (5.23)$$

$$\Delta T_{M,cool} k_{sur} = 5 \times 1.0 = 5.0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad (5.24)$$

5.4.2.4. Vento

A resposta da estrutura à ação do vento está diretamente relacionada com a sua forma, dimensões e propriedades.

A quantificação da ação do vento apresenta dificuldades acrescidas uma vez que a norma portuguesa EN 1991-1-4 aplica-se apenas a pontes de tabuleiro único, de altura constante e de comprimento até 200m o que está fora do âmbito do projeto em estudo. Nesta situação seria necessário realizar ensaios adicionais em túnel de vento sobre uma maquete aeroelástica de maneira a quantificar com rigor os efeitos da ação do vento.

Contudo, por simplificação opta-se por estudar esta ação apenas estaticamente através das metodologias aproximadas presentes no Eurocódigo 1.

O Eurocódigo estipula como velocidade do vento

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (5.25)$$

onde

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

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

c_{dir} coeficiente de direção;

c_{season} coeficiente de sazão.

O valor de $v_{b,0}$ é dado no anexo nacional NA-4.2(1)P, Nota 2, onde é referido que este para as localidades situadas na Zona B (arquipélagos dos Açores e da Madeira e regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600m) corresponde a 30 m/s. O valor recomendado pelo EC1 do coeficiente de direção (c_{dir}) e de sazão (c_{season}) é, em ambos os casos, 1.0.

Assim

$$v_b = 1.0 \times 1.0 \times 30 = 30 \text{ m/s}$$

Posteriormente é necessário calcular a velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$. Este parâmetro depende da orografia, da rugosidade do terreno e do valor de referência da velocidade do vento calculada acima, v_b . A sua expressão é a seguinte

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b \quad (5.26)$$

O coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ toma em consideração a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção em função da altura acima do nível do solo e da rugosidade do terreno a barlavento do local da construção. O seu cálculo é baseado num perfil de velocidades logarítmico através das seguintes expressões

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (5.27)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \text{ para } z \leq z_{\min} \quad (5.28)$$

em que

z_0 é o comprimento de rugosidade;

k_r é o coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 ,

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (5.29)$$

Admite-se z como a altura máxima alcançada pela ponte incluindo a guarda, isto é, de 21.1 m. Os valores de z_0 e de $z_{\min}$ são obtidos através do quadro presente na norma EN 1991-1-4 em NA-4.3.2(1) que se apresenta no Quadro 5.10.

Quadro 5.10 – Categorias e parâmetros do terreno [24]

Categoria de terreno	z_0 [m]	$z_{\min}$ [m]
I Zona costeira exposta aos ventos do 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: aldeias, 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 15m	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.		

Opta-se por admitir a categoria I dada a proximidade do local da obra com a zona costeira e uma vez que esta assunção está pelo lado da segurança. Assim, dado que z se encontra entre os valores de $z_{\min}$ e $z_{\max}$ (considera-se igual a 200 m):

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

e

$$c_r(z) = 0.162 \times \ln \left(\frac{21.1}{0.005} \right) = 1.350$$

O coeficiente de orografia $c_o(z)$ é igual a 1.0 já que o local de construção não se situa numa zona próxima a falésias e colinas que façam aumentar a velocidade do vento. Desta forma,

$$v_m(z) = 1.350 \times 1.0 \times 30 = 40.5 \text{ m/s}$$

Posteriormente calcula-se a pressão dinâmica de pico que depende da velocidade média e das variações de curta duração da velocidade do vento. Este parâmetro tem a seguinte expressão

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \quad (5.30)$$

em que

$I_v(z)$ Intensidade de turbulência

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = \frac{1.0}{1.0 \times \ln \left(\frac{21.1}{0.005} \right)} = 0.120 \quad (5.31)$$

O valor da massa volúmica do ar, ρ , admite-se igual a 1.25 kg/m³ [24]. Assim,

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0.120] \times 0.5 \times 1.25 \times 40.5^2 = 1886.288 \text{ Pa}$$

A força horizontal do vento na direção transversal, isto é, na direção paralela à largura do tabuleiro (que no Eurocódigo é a direção x mas no presente estudo é a direção y , no entanto, de modo a estar de acordo com as expressões da norma, a notação não será modificada) é dada por

$$F_{Wk,x} = c_s c_d c_f q_p(z) A_{ref,x} \quad (5.32)$$

Para o cálculo da área de referência, $A_{ref,x}$ e do coeficiente de força, $c_f = c_{fx,0}$ é necessário definir apropriadamente o valor da altura equivalente do tabuleiro, d_{tot} , que está dependente da altura das guardas escolhidas para a obra de arte e da presença ou não de tráfego rodoviário no tabuleiro. Como esta ponte tem em vista o uso rodoviário, o Eurocódigo recomenda a redução desta ação multiplicando a força horizontal do vento por um fator de combinação $\psi_0 = 0.6$ uma vez que o vento é uma ação variável que acompanha a ação das cargas rodoviárias quando aplicadas ao tabuleiro da ponte. Para estudar o caso mais desfavorável é necessário calcular a força de ação do vento para os dois casos do tráfego rodoviário.

Deste modo vai ser estudado primeiro a situação em que o tabuleiro não possui veículos. Esta altura depende assim das guardas, Quadro 5.11.

Quadro 5.11 – Altura de d_{tot} a considerar para $A_{ref,x}$ [24]

Barreiras de segurança	Num lado	Nos dois lados
Guarda-corpo vazado ou guarda de segurança vazada	$d + 0.3 \text{ m}$	$d + 0.6 \text{ m}$
Guarda-corpo não vazado ou guarda de segurança não vazada	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Guarda-corpo vazado e guarda de segurança vazada	$d + 0.6 \text{ m}$	$d + 1.2 \text{ m}$

Para este caso opta-se por um guarda corpo vazado nos dois lados do tabuleiro o que leva a que a altura equivalente do tabuleiro assuma o valor de $d_{tot} = 2.25 \text{ m}$ e a largura do tabuleiro seja, excetuando na zona de variação até atingir a sobrelargura, 15.8 m. Como neste caso não foi definido um procedimento de cálculo de resposta dinâmica o Eurocódigo recomenda o uso de $c_s c_d = 1.0$. O valor de c_f é retirado da Figura 5.23.

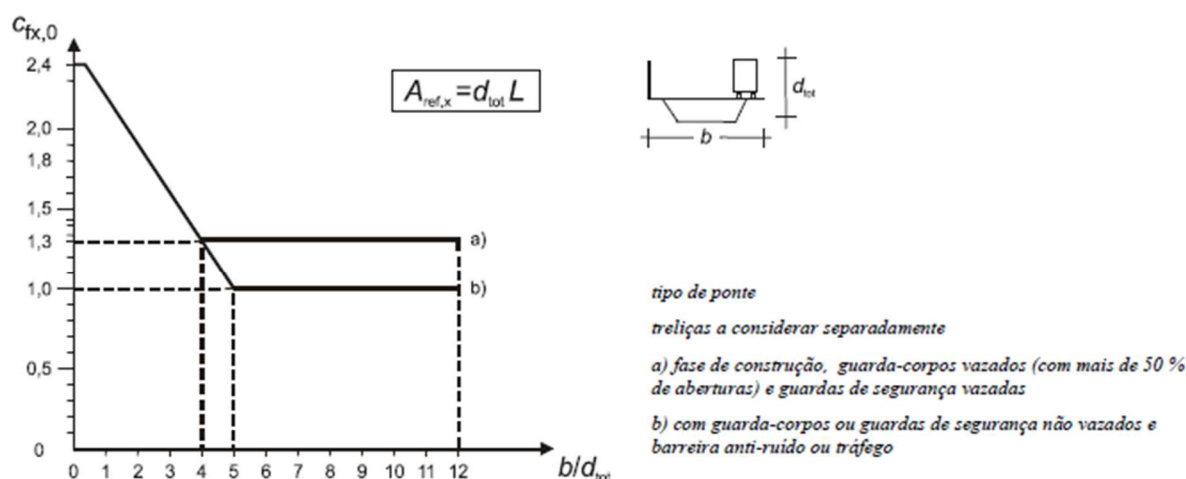


Figura 5.23 – Coeficiente de força $c_{fx,0}$ para tabuleiros de ponte [24]

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{15.8}{2.25} = 7.02 \quad (5.33)$$

Assim, retira-se que $c_{fx,0} = 1.3$. Contudo, como este projeto apresenta faces expostas ao vento inclinadas em relação à vertical, o Eurocódigo permite a redução máxima em 30% deste valor, alterando-o assim para 0.91. Deste modo,

$$F_{Wk,x} = 1.0 \times 0.91 \times 1.886 \times 2.25 = 3.862 \text{ kN/m}$$

Para o caso de se considerar a existência de tráfego rodoviário no tabuleiro, considera-se a atuação do vento dois metros acima da plataforma e assim d_{tot} apresenta o valor de 3.5m. Assim,

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{15.8}{3.5} = 4.514$$

e no mesmo seguimento de cálculo do outro caso, como $c_{fx,0} = 1.3$ com a redução passa a tomar também o valor de $c_{fx,0} = 0.91$. Assim conclui-se que

$$F_{Wk,x} = 1.0 \times 0.91 \times 1.886 \times 3.5 = 6.007 \text{ kN/m}$$

No entanto, como foi referido anteriormente no caso da presença de veículos no tabuleiro, este valor sofre uma redução passando a ter o valor de $0.6 \times 6.007 = 3.604 \text{ kN/m}$

A meio vão, na zona de junção arco-tabuleiro a altura da plataforma é maior, pelo que a ação do vento também o é. Considerando de forma conservativa a altura inicial deste troço para o cálculo de $c_{fx,0}$ de 3.65m a que corresponde $d_{tot} = 4.25\text{m}$ no caso sem circulação de automóveis e de $d_{tot} = 5.5\text{m}$ com presença de tráfego rodoviário e assim, tendo em consideração as reduções e o mesmo procedimento de cálculo para o resto do tabuleiro tem-se as seguintes forças do vento, $F_{Wk,x} = 7.775\text{kN/m}$ e $F_{Wk,x} = 6.037\text{kN/m}$, respetivamente para as duas situações de tráfego já referidas.

Assim é possível concluir que a situação mais gravosa corresponde aquela em que não é considerada a existência de tráfego no tabuleiro, pelo que só será considerada a primeira situação no dimensionamento da estrutura.

A ação do vento na direção x , isto é, na direção longitudinal do tabuleiro, é calculada segundo o regulamento EN 1991-1-4, sendo 25% do valor das forças produzidas na direção y [24]. Assim para as duas situações referidas anteriormente a ação do vento assume os valores de 0.966 kN/m e de 0.901 kN/m para a zona do tabuleiro sobre os montantes e de 1.944 kN/m e de 1.509 kN/m para as mesmas situações mas a meio vão.

Em relação à direção vertical, a ação do vento só deve ser tomada em consideração caso assumamos valores na mesma ordem de grandeza das cargas permanentes.

O procedimento de cálculo nesta direção é em tudo igual ao da direção y , mudando apenas a A_{ref} que passa a ser o produto da largura do tabuleiro com o comprimento total e também o coeficiente de força ($c_{f,z}$) que o Eurocódigo 1 recomenda que tenha o valor de ± 0.9 , isto é, tanto para forças verticais no sentido ascendente como no sentido descendente na ausência de ensaios em túnel de vento [24].

Assim,

$$F_{Wk,z} = c_{f,z} q_p(z) A_{ref,z} = \pm 0,9 \times 1,886 \times 15,8 = \pm 26,819 \text{ kN/m} \quad (5.34)$$

No cálculo da ação do vento nos arcos e nos pilares usa-se os procedimentos recomendados pela NP EN 1991-1-4 para elementos estruturais de secções retangulares.

Deste modo, o valor do coeficiente de força c_f , assumindo que o vento incide de forma perpendicular à face, tem a seguinte expressão

$$c_f = c_{f,0} \Psi_r \Psi_\lambda \quad (5.35)$$

em que

$c_{f,0}$ - coeficiente de força para elementos de secção retangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades;

Ψ_r - coeficiente de redução para seções quadradas com cantos arredondados;

Ψ_λ - coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento.

O valor de $c_{f,0}$ é obtido através da Figura 5.24.

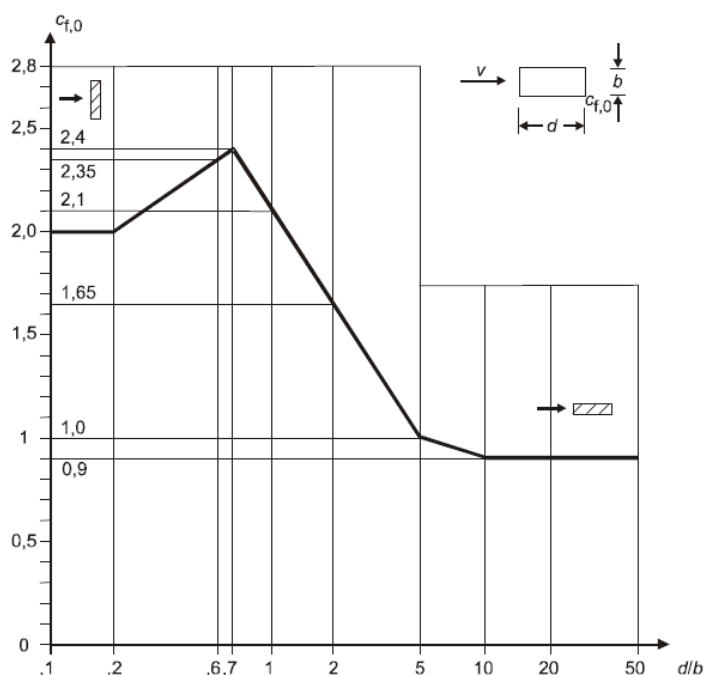


Figura 5.24 - Coeficiente de força para elementos de secção retangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades [24]

Uma vez que a largura das costelas dos arcos varia entre 6 e 3 metros e apesar de se unirem a meio vão perfazendo uma largura total de 6 metros, de modo conservativo, assume-se para d 6 metros dado que é a largura mínima do conjunto das duas costelas que compõem o arco e para b a espessura de 2 metros, que gera a razão d/b mais desfavorável. Assim, obtém-se o valor de $c_{f,0} = 1.433$.

Em relação ao coeficiente Ψ_r , apesar de a secção apresentar as faces laterais arredondadas possui também arestas vivas nos cantos pelo que de modo conservativo assume-se este coeficiente de valor igual a 1. Para o coeficiente Ψ_λ , a norma recomenda o valor de 1.0 para os elementos sem livre escoamento em torno das extremidades, como é o caso da presente obra em estudo. Deste modo o coeficiente de força c_f tem o valor de 1.433.

Através de uma expressão análoga à utilizada para o cálculo da ação do vento na direção y para o tabuleiro, com o mesmo valor da pressão dinâmica de pico $q_p(z)$ obtém-se o valor de 5.405 kN/m para a ação do vento no arco.

No caso dos pilares o cálculo da ação é em tudo idêntica à do arco. Assim uma vez que os mesmos têm as dimensões de 1mx1m, a relação $d/b = 1$ e por conseguinte $c_{f,0} = 2.1$. Do mesmo modo que nos arcos os coeficientes de redução, de modo conservativo são admitidos iguais à unidade e assim o valor da ação do vento nos pilares adquire o valor de 3.961 kN/m.

5.4.3. AÇÕES ACIDENTAIS

Ao longo de toda a história do Porto é frequente a ocorrência de no caudal do rio Douro, o que em conjunto com a forma da obra em estudo torna prudente a consideração do efeito da corrente do rio nos elementos estruturais da ponte, neste caso as costelas dos arcos, durante este fenómeno hidrológico.

Esta ação deve ser tratada como acidental, uma vez que só devem ser considerada na situação acima mencionada. Em condições permanentes apenas as fundações da estrutura estão em contacto com o escoamento natural do rio.

Para isto é necessário calcular uma força equivalente desta ação, a partir da seguinte expressão

$$F_D = \frac{1}{2} \times \rho \times U^2 \times D' \times C_D \quad (5.36)$$

onde,

ρ – é a massa volúmica da água, considerada igual a 1100 kg/m³;

U – é a velocidade média do escoamento;

D' - a largura média medida na horizontal da estrutura sujeita à ação da corrente;

C_D – coeficiente de arrastamento.

Além desta força na direção do escoamento, este último provoca também uma força no mesmo plano mas ortogonal à primeira. A expressão de cálculo desta força, denominada, força de sustentação é a seguinte

$$F_L = \frac{1}{2} \times \rho \times U^2 \times D' \times C_L \quad (5.37)$$

A velocidade média de escoamento é dada pela expressão seguinte:

$$U = \frac{Q}{S} \quad (5.38)$$

De acordo com dados recolhidos, a maior cheia registada no rio Douro no concelho do Porto ocorreu em Dezembro de 1909, com um caudal médio na ordem dos 19500 m³/s e em que o nível das águas atingiu a cota de 11.3 metros, isto é, ficou a apenas meio metro do tabuleiro inferior da ponte Luís I.

Deste modo é possível concluir que a secção deste maior caudal, na zona em questão, é de 5600 m² com uma profundidade média de 17.23 metros.

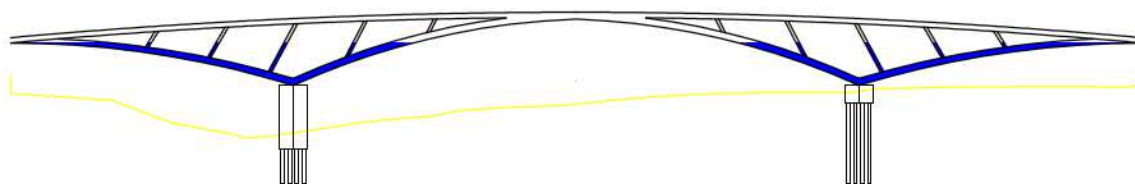


Figura 5.25 – Zonas da estrutura afetadas pela ação acidental de cheia

Com estes dados é então possível calcular a velocidade média de escoamento através da seguinte expressão

$$U = \frac{19500}{5600} = 3.482 \text{ m/s}$$

Para as costelas do arco e pilares, que são os únicos elementos em contacto com a água em situação de cheia, admite-se que apresentam uma superfície sensivelmente rugosa pelo que se consideram os coeficientes de arrastamento $C_D = 1.20$ e $C_L = 0.15$.

Assim, através das fórmulas (5.36) e (5.37) obtêm-se os seguintes valores para a ação acidental de cheia do rio Douro na obra em estudo

$$F_D = \frac{1}{2} \times 1.1 \times 3.482^2 \times 2 \times 1.2 = 16 \text{ kN/m}$$

$$F_L = \frac{1}{2} \times 1.1 \times 3.482^2 \times 2 \times 0.15 = 2 \text{ kN/m}$$

5.4.4. SISMO

Apesar da região onde a obra em estudo se vai inserir não ser considerada uma zona de atividade sísmica com grande e relevante expressão é de toda boa prática considerar esta ação no dimensionamento e projeto de uma obra de engenharia civil como esta.

Os principais objetivos com esta consideração são a proteção das vidas humanas, a limitação dos danos e manter a estrutura operacionalmente viável dado poder considerar-se esta via como importante na manutenção de comunicações e apoio à proteção civil após a ocorrência de um sismo.

De modo a quantificar de forma correta a ação sísmica para a presente obra de arte é necessário consultar o regulamento EN 1998-2 [25]. Aqui é exposto, em 3.2.1, que as consequências da ação do sismo devem ser tomadas em conta com a ajuda da caracterização de espectros de resposta definidos na secção 3 da norma EN 1998-1 [26]. Para tal é necessário esclarecer qual a classificação do terreno onde se situa a obra. No entanto, é necessário ter em conta que o terreno a ter em consideração é o de fundação, logo, apesar de neste caso o terreno mais superficial se tratar de um estrato aluvionar, a verdade é que a fundação vai descarregar através de estacas no maciço rochoso que se encontra por baixo. Assim e com a ajuda da alínea 3.1.2 e do quadro 3.1 é possível, então classificar o mesmo como sendo do tipo A.

O espectro de cálculo para a análise elástica permite o conhecimento da capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida pelo comportamento dúctil dos seus elementos e aparelhos de apoio, através de uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido, introduzindo um coeficiente de comportamento q , sendo assim possível evitar uma análise estrutural não elástica explícita.

O coeficiente de comportamento q corresponde a uma razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria submetida se a sua resposta fosse integralmente elástica e as forças sísmicas para uma situação onde é considerado um amortecimento viscoso de 5%.

As expressões que caracterizam de forma geral o espectro de cálculo, $S_d(T)$, para as componentes horizontais da ação sísmica, são as seguintes

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.39)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (5.40)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.41)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s}: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.42)$$

em que

a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície obtido através do produto do coeficiente de importância, γ_1 , e o valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A, a_{gR} ;

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

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

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

T – período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;

$S_d(T)$ – espectro de cálculo;

q – coeficiente de comportamento;

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

A importância de uma obra de engenharia civil é definida através de 4 classes de I a IV de acordo com o que está estipulado na alínea 4.2.5 e Quadro 4.3 do Eurocódigo 8-1. Assim é possível admitir que a obra em estudo se insere na classe de importância III a que corresponde um coeficiente, γ_1 , de 1.45 para uma ação sísmica Tipo 1 e de 1.25 para uma ação sísmica Tipo 2 que traduz a ocorrência de um sismo próximo e afastado respetivamente. Dado o desconhecimento em relação à ductilidade estrutural, opta-se por admitir uma ductilidade limitada e conservativa que corresponde a $q = 1.5$.

No anexo nacional é possível retirar os valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta dos dois tipos de ação sísmica que se apresenta no Quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta

	S	T_B	T_C	T_D	γ_1	a_{gR}	a_g
Ação tipo 1	1	0.1	0.6	2.0	1.45	0.35	0.508
Ação tipo 2	1	0.1	0.25	2.0	1.25	0.8	1

Assim, através dos valores do Quadro 5.12 e das expressões gerais acima descritas é possível obter os espectros de resposta de cálculo horizontais da Figura 5.26.

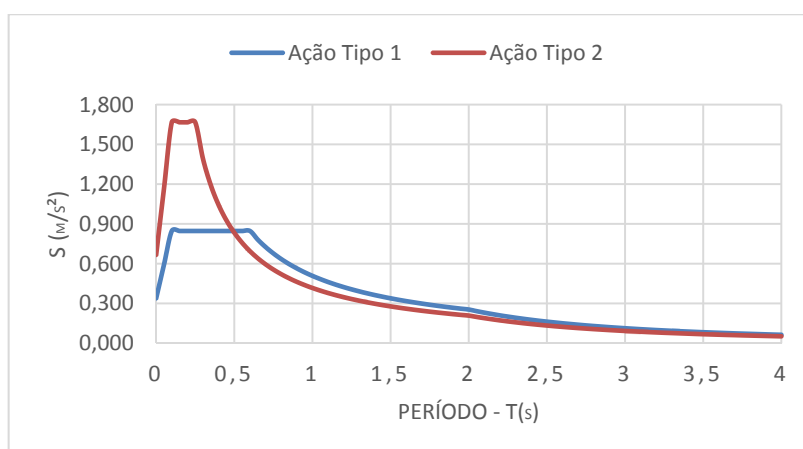


Figura 5.26 – Espectros de resposta de cálculo horizontais

5.5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

O processo de definição das combinações de ações a serem tomadas no dimensionamento de uma ponte rodoviária está explicado no Anexo A2 da norma EN 1990. As combinações de serviço, ELS – Estado Limite de Serviço, devem garantir o bom funcionamento da estrutura durante o seu tempo de vida útil, isto é, evitar problemas devido a deformações, fendilhação e degradação visual da obra. Já as combinações que visam assegurar a integridade e não colapso desta, são as que correspondem ao ELU – Estado Limite Último.

No Quadro 5.13 apresentam-se os valores dos coeficientes de simultaneidade a adotar nas diferentes combinações.

Quadro 5.13 – Coeficientes de simultaneidade

	Ações										
	PPP	RCP	PRE	ASS	EDF	SCR (TS)	SCR (UDL)	PASS	HOR	VNT	TMP
Ψ_0	-	-	-	-	-	0.75	0.40	0.40	0.00	0.60	0.60
Ψ_1	-	-	-	-	-	0.75	0.40	0.40	0.00	0.20	0.60
Ψ_2	-	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
γ Favorável	1.00	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
γ Desfavorável	1.35	1.35	1.20	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50

onde

PPP – Peso próprio

RCP – Restantes cargas permanentes

PRE – Pré-esforço

ASS – Assentamentos dos apoios

EDF – Efeitos Diferidos

SCR (TS) – Sobrecarga Rodoviária (Tandem System)

SCR (UDL) – Sobrecarga Rodoviária (Uniformly Distributed Load)

PASS – Sobrecarga devido à circulação pedestre nos passeios

HOR – Sobrecarga devido às forças de frenagem dos veículos

VNT – Vento

TMP – Temperatura

5.5.1. COMBINAÇÕES DE ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

É com os valores retirados das combinações de estados limite de serviço que se efetuam as verificações de deformação e fendilhação da estrutura, por exemplo. Estas visam o bom comportamento da estrutura às ações normais de funcionamento, durante o seu tempo de vida útil.

5.5.1.1. Combinação Característica

Esta combinação é geralmente utilizada para os estados limite irreversíveis [14] e é considerada para além da ação das cargas permanentes e de uma ação variável base com o seu valor característico, as restantes ações variáveis reduzidas através da multiplicação pelo fator Ψ_0 .

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.43)$$

As combinações consideradas no projeto em estudo apresentam-se no Quadro 5.14.

Quadro 5.14 – Combinações características consideradas e respetivos fatores de majoração

Combinação		Ação Base	PPP+RCP	ASS	Gr1a	Gr2	VNT	TEMP
Característica	1	Gr1a c/ VUT (+)	1.00	0.00/1.00	1.00	-	-	0.60
	2	Gr1a c/ VUT (-)	1.00	0.00/1.00	1.00	-	-	0.60
	3	Gr1a c/ VDT (+)	1.00	0.00/1.00	1.00	-	-	0.60
	4	Gr1a c/ VDT (-)	1.00	0.00/1.00	1.00	-	-	0.60
	5	Gr2 c/ VUT (+)	1.00	0.00/1.00	-	1.00	-	0.60
	6	Gr2 c/ VUT (-)	1.00	0.00/1.00	-	1.00	-	0.60
	7	Gr2 c/ VDT (+)	1.00	0.00/1.00	-	1.00	-	0.60
	8	Gr2 c/ VDT (-)	1.00	0.00/1.00	-	1.00	-	0.60
	9	VNT c/ VUT (+)	1.00	0.00/1.00	-	-	1.00	0.60
	10	VNT c/ VUT (-)	1.00	0.00/1.00	-	-	1.00	0.60
	11	VNT c/ VDT (+)	1.00	0.00/1.00	-	-	1.00	0.60
	12	VNT c/ VDT (-)	1.00	0.00/1.00	-	-	1.00	0.60

5.5.1.2. Combinação Frequente

A combinação frequente é geralmente utilizada para os estados limites reversíveis [14]. É muito semelhante à combinação anterior, no entanto, nesta, todas as ações variáveis são reduzidas: a ação variável base pelo fator Ψ_1 e as restantes ações variáveis pelo fator Ψ_2 .

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_1 Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.44)$$

Quadro 5.15 – Combinações frequentes consideradas e respetivos fatores de majoração

Combinação	Ação Base	PPP+RCP	ASS	Gr1a			VNT	TEMP
				SCR (TS)	SCR (UDL)	PASS		
Frequente	1 Gr1a c/ VUT (+)	1.00	1.00	0.75	0.4	0.6	-	0.50
	2 Gr1a c/ VUT (-)	1.00	1.00	0.75	0.4	0.6	-	0.50
	3 Gr1a c/ VDT (+)	1.00	1.00	0.75	0.4	0.6	-	0.50
	4 Gr1a c/ VDT (-)	1.00	1.00	0.75	0.4	0.6	-	0.50
	5 VNT c/ VUT (+)	1.00	1.00	-	-	-	0.2	0.50
	6 VNT c/ VUT (-)	1.00	1.00	-	-	-	0.2	0.50
	7 VNT c/ VDT (+)	1.00	1.00	-	-	-	0.2	0.50
	8 VNT c/ VDT (-)	1.00	1.00	-	-	-	0.2	0.50

5.5.1.3. Combinação Quase-Permanente

Como o seu nome indica, esta combinação admite um carregamento presente na estrutura durante a maior parte do seu tempo de vida útil. Esta combinação é geralmente utilizada para os efeitos a longo prazo e para a aparência da estrutura. Assim, às cargas permanentes e de pré-esforço são adicionadas as sobrecargas reduzidas pelo fator Ψ_2 .

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.45)$$

Quadro 5.16 – Combinações quase-permanentes consideradas e respetivos fatores de majoração

Combinação	Ação Base	PPP+RCP	ASS	TEMP
Quase-Permanentes	1 V. Uniforme Temp (+)	1.00	1.00	0.50
	2 V. Uniforme Temp (-)	1.00	1.00	0.50
	3 V. Diferencial Temp (+)	1.00	1.00	0.50
	4 V. Diferencial Temp (-)	1.00	1.00	0.50

5.5.2. COMBINAÇÕES DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

As combinações do estado limite último subdividem-se em vários conjuntos:

- Combinações de equilíbrio estático (EQU);
- Combinações de projeto e dimensionamento de membros estruturais (STR)
- Combinações para situações de projeto acidentais
- Combinações para situações de projeto sísmicas

5.5.2.1. Combinações EQU

Estas combinações implicam uma perda do equilíbrio estático do conjunto onde as resistências dos materiais de construção ou do terreno não são condicionantes, sendo consideráveis pequenas variações na distribuição espacial e valor das ações. A sua expressão é a seguinte:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.46)$$

Os coeficientes parciais a utilizar nestas combinações variam consoante a ação pela qual é multiplicada. Para as ações permanentes, este, $\gamma_{G,j}$, toma o valor de 1.05 e de 0.95 caso se trate de uma ação desfavorável ou favorável, respetivamente. Quanto às ações variáveis, $\gamma_{Q,i}$, caso seja uma sobrecarga devida à utilização da estrutura (ações de tráfego e pedestres) o coeficiente parcial assume o valor de $\gamma_{Q,1} = 1.35$, todas as outras ações variáveis são multiplicadas por coeficientes parciais que assumem o valor de 1.50. Em ambas as situações quando a ação é favorável, esta não deve ser tomada em consideração (EN 1990: 2002/A1, Tabela A2.4(A)) [27].

5.5.2.2. Combinações STR

Estas combinações têm como objetivo o estudo e verificação da estrutura de modo a evitar a rotura ou deformação excessiva desta ou dos elementos estruturais, sendo por isso as combinações mais relevantes para o dimensionamento estrutural. A equação que as define é semelhante à das combinações EQU, no entanto os coeficientes parciais são diferentes.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.47)$$

Para estas combinações $\gamma_{G,j}$ tem o valor de 1.35 para situações desfavoráveis e é igual à unidade para quando a ação é favorável. Em relação às ações variáveis, $\gamma_{Q,i}$ tem valor igual a 1.35 para sobrecargas devidas ao tráfego rodoviário ou pedestre e de 1.50 para todas as outras. Como nas combinações EQU, quando as ações variáveis são favoráveis, estas não são consideradas no cálculo (EN 1990: 2002/A1, Tabela A2.4 (B)) [27].

Quadro 5.17 – Combinações consideradas e respetivos fatores de majoração para o estado limite último (STR)

Combinação		Ação Base	PPP+RCP	ASS	Gr1a	Gr2	VNT	TEMP
Estado Limite Último (STR)	1	Gr1a c/ VUT (+)	1.00/1.35	0.00/1.35	1.35	-	-	0.90
	2	Gr1a c/ VUT (-)	1.00/1.35	0.00/1.35	1.35	-	-	0.90
	3	Gr1a c/ VDT (+)	1.00/1.35	0.00/1.35	1.35	-	-	0.90
	4	Gr1a c/ VDT (-)	1.00/1.35	0.00/1.35	1.35	-	-	0.90
	5	Gr2 c/ VUT (+)	1.00/1.35	0.00/1.35	-	1.35	-	0.90
	6	Gr2 c/ VUT (-)	1.00/1.35	0.00/1.35	-	1.35	-	0.90
	7	Gr2 c/ VDT (+)	1.00/1.35	0.00/1.35	-	1.35	-	0.90
	8	Gr2 c/ VDT (-)	1.00/1.35	0.00/1.35	-	1.35	-	0.90
	9	VNT c/ VUT (+)	1.00/1.35	0.00/1.35	-	-	1.5	0.90
	10	VNT c/ VUT (-)	1.00/1.35	0.00/1.35	-	-	1.5	0.90
	11	VNT c/ VDT (+)	1.00/1.35	0.00/1.35	-	-	1.5	0.90
	12	VNT c/ VDT (-)	1.00/1.35	0.00/1.35	-	-	1.5	0.90

5.5.3. COMBINAÇÕES PARA SITUAÇÕES DE PROJETO ACIDENTAIS

Esta combinação tem como objetivo o estudo e verificação da segurança da estrutura na hipótese de ocorrer uma ação accidental na estrutura como por exemplo, incêndio, impacto de um veículo ou, como é considerado neste estudo, uma elevação do caudal do rio Douro. A sua expressão é a seguinte

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \left(P + A_d (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} \right) + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.48)$$

A escolha entre $\Psi_{1,1}$ ou $\Psi_{2,1}$ depende da situação de projeto accidental considerado. Isto corresponde a considerar a principal ação variável com o seu valor frequente ($\Psi_{1,1}$) ou quase-permanente ($\Psi_{2,1}$). No entanto, dadas as características do estudo e assumindo que em situação de cheia não existe tráfego na ponte e as ações do vento e da temperatura são negligenciáveis, esta expressão passa apenas a considerar as ações permanentes e a ação accidental em causa.

Quadro 5.18 – Combinação accidental considerada e respetivos fatores de majoração

Combinação		Ação Base	PPP+RCP	ASS	CHEIA
Acidental	1	Cheia	1.00	1.00	1.00

É importante referir que a ação accidental de cheia se verificou não ser condicionante no dimensionamento dos elementos estruturais, dado que os esforços resultantes desta combinação são muito inferiores aos do estado limite último (STR).

5.5.4. COMBINAÇÕES PARA SITUAÇÕES DE PROJETO SÍSMICAS

Nestas combinações, importa salientar que apenas as ações variáveis são multiplicadas por um coeficiente de simultaneidade, Ψ , sendo que nenhuma das ações sofre uma alteração de valor devido a fatores de majoração, γ . A combinação apresenta a seguinte expressão

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " A_{Ed} " + " \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.49)$$

5.6. DEFINIÇÃO DAS SECÇÕES CRÍTICAS UTILIZADAS NO DIMENSIONAMENTO GERAL

De modo a se proceder ao dimensionamento dos vários elementos estruturais é necessário perceber quais as secções mais solicitadas. Assim, após a verificação dos diagramas obtidos para os vários elementos estruturais (ver secção 5.7.1, 5.7.2 e 5.7.3), escolhem-se as referidas secções. As mesmas apresentam-se na Figura 5.27 e Figura 5.28.

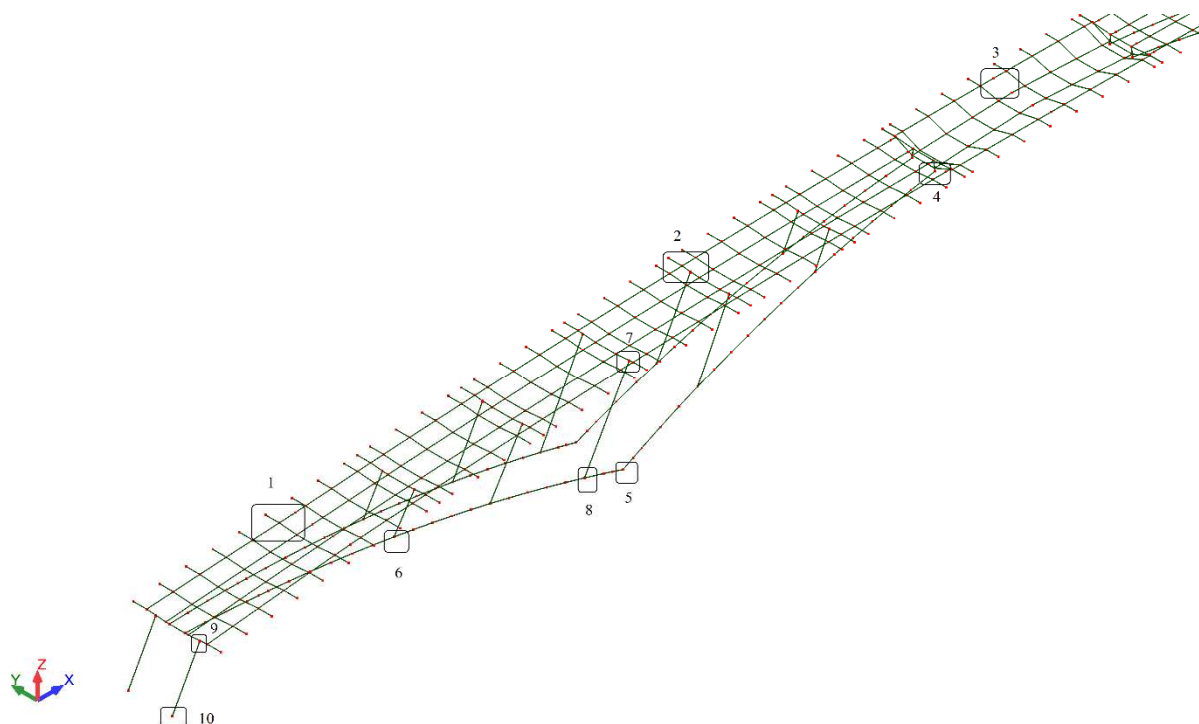


Figura 5.27 – Vista tridimensional das secções utilizadas na análise quantitativa da estrutura

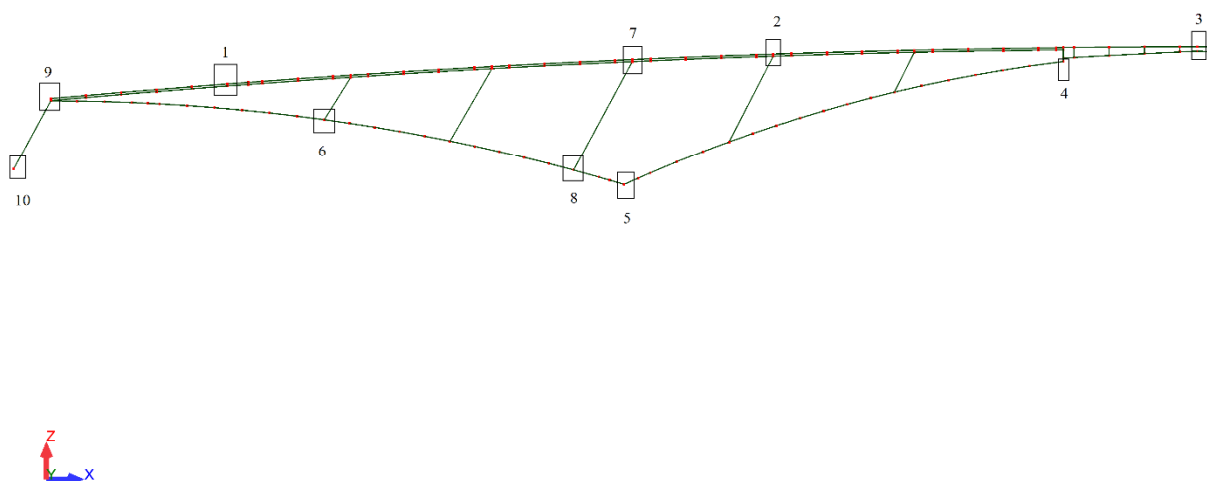


Figura 5.28 – Vista de alçado das secções consideradas na análise quantitativa da estrutura

Assim as secções escolhidas são:

- Secção 1 – Longarina 1 e 2 do tabuleiro a meio vão do maior tramo;
- Secção 2 – Longarina 1 e 2 do tabuleiro no topo da quarta fileira de montantes;
- Secção 3 – Longarina 1 e 2 do tabuleiro a meio vão da obra em estudo;
- Secção 4 – Arco imediatamente antes da junção arco-tabuleiro;
- Secção 5 – Base comum do arco central e lateral;
- Secção 6 – Zona central do arco lateral;
- Secção 7 e 8 – Topo e base do maior montante sobre o arco;
- Secção 9 e 10 – Topo e base do montante extremo da margem de Gaia.

Importa salientar que um dos objetivos no início deste trabalho consistia no estudo das secções de junção do arco ao tabuleiro. No entanto, através dos diagramas conclui-se que estas secções não são críticas no âmbito da análise que se realiza mais à frente. Todavia, refere-se a importância de um estudo mais detalhado desta ligação, talvez recorrendo ao uso de um modelo mais sofisticado, como por exemplo um modelo de *bricks*, de maneira tornar-se mais claro o percurso das forças nesta zona.

5.7. DIMENSIONAMENTO GERAL DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para o estudo deste projeto, através da consulta do anexo nacional do regulamento EN 1992-1-1, é necessária a definição da classificação estrutural e ambiental da estrutura de acordo com o tempo de vida útil esperado e condições de exposição a que esta está sujeita. Deste modo, retira-se que a classe de exposição é a XS1, que caracteriza estruturas sujeitas à ação do sal (cloretos) que é transportado pelo ar mas que não se encontra em contacto direto com a água do mar.

Dada a importância e magnitude da obra a classe estrutural escolhida é a S6 dado que se espera um tempo de vida útil de projeto de 100 anos. Isto leva a que o recobrimento nominal da estrutura seja superior ou igual a 55 mm de modo a se proteger as armaduras das agressões atmosféricas.

O dimensionamento implica a satisfação do Estado Limite Último e do Estado Limite de Utilização dos diversos elementos estruturais. Estas verificações devem ser efetuadas de acordo com os tópicos já apontados na secção 5.2.

Em relação ao Estado Limite Último é necessário realizar uma verificação da resistência à flexão, esforço transversal e torção das diferentes secções.

A verificação da resistência à flexão é efetuada, maioritariamente, recorrendo ao software de cálculo automático *Fagus-4*. Através deste é possível dimensionar e efetuar a análise de uma secção transversal com qualquer forma poligonal provida de armaduras ativas e passivas. O software permite, também, a verificação da resistência da secção quando submetida a flexão composta ou desviada, partindo da hipótese de Bernoulli de a secção permanecer plana quando sujeita a solicitações.

Já a resistência ao esforço transversal e à torção é efetuada de acordo com a norma europeia EN 1992-1. A mesma estipula para averiguação da necessidade de armadura de esforço transversal a seguinte expressão

$$V_{Rd,c} = \left[0.12k(100\rho_1f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1\sigma_{cp} \right] b_w d \quad (5.50)$$

Mesmo que se verifique que não é necessário o uso desta armadura, o Eurocódigo em 9.2.2, estipula uma armadura mínima para estes esforços de

$$\frac{A_{sw}}{s} = b_w \frac{0.08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.51)$$

Nos elementos em que, de facto, é necessária a utilização da armadura de esforço transversal, a mesma é calculada através da seguinte equação

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{ed}}{zf_{yd}\cot\theta} \quad (5.52)$$

onde A_{sw} é a área da secção transversal da armadura, s é o espaçamento entre estribos, V_{ed} é o esforço transversal atuante, z é o braço entre o centro de gravidade da armadura de tração e o centro de gravidade das forças internas da secção à compressão, f_{yd} é a tensão de cedência de cálculo das armaduras e θ é o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga, onde

$$1 \leq \cot\theta \leq 2.5 \quad (5.53)$$

A armadura transversal de torção que é necessário adicionar à de esforço transversal é obtida por

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{ed}}{2A_k f_{yd} \cot \theta} \quad (5.54)$$

onde T_{ed} é o momento torsor atuante de cálculo e A_k é a área de cálculo à torção, obtida através da espessura eficaz das faces laterais da secção.

A armadura longitudinal de resistência ao momento torsor é obtida por

$$A_{sl} = \frac{T_{ed} u_k \cot \theta}{2A_k f_{yd}} \quad (5.55)$$

onde u_k é o perímetro de A_k .

A resistência máxima de um elemento sujeito à atuação conjunta de esforços de torção e transversal é limitada pela resistência das escoras de betão. Desta forma, de modo a garantir a resistência, a seguinte expressão deve ser satisfeita

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0 \quad (5.56)$$

A armadura mínima e máxima longitudinal a ser aplicada num dado elemento estrutural é definido de acordo com o Eurocódigo 2 [11].

Assim, a armadura mínima de flexão para o tabuleiro pré-esforçado é determinada de acordo com o ponto (6.1) da EN 1992-2

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}} \quad (5.57)$$

onde M_{rep} é o valor do momento de fendilhação da secção sem pré-esforço e z_s é o braço obtido em estado limite último.

Para o arco, a norma estipula uma armadura longitudinal mínima de tração de

$$A_{s,min} = \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0.0013 b_t d \right) \quad (5.58)$$

onde b_t é a largura média da zona tracionada.

A área da armadura máxima, $A_{s,max}$, para esta tipologia de elementos estruturais e para os pilares é

$$A_{s,max} = 0.04A_c \quad (5.59)$$

A área de armadura mínima longitudinal para os pilares é obtida por

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{0.10N_{ed}}{f_{yd}}; 0.002A_c\right) \quad (5.60)$$

onde N_{ed} é o esforço axial atuante.

As disposições construtivas adotadas para as armaduras transversais dos montantes estão de acordo com o estipulado na secção 9.5.3 da norma EN 1992-1:2008 [11].

5.7.1. TABULEIRO

Apresenta-se na Figura 5.29, Figura 5.30 e Figura 5.31 os diagramas de esforços obtidos para o estado limite último (STR) na totalidade do tabuleiro.

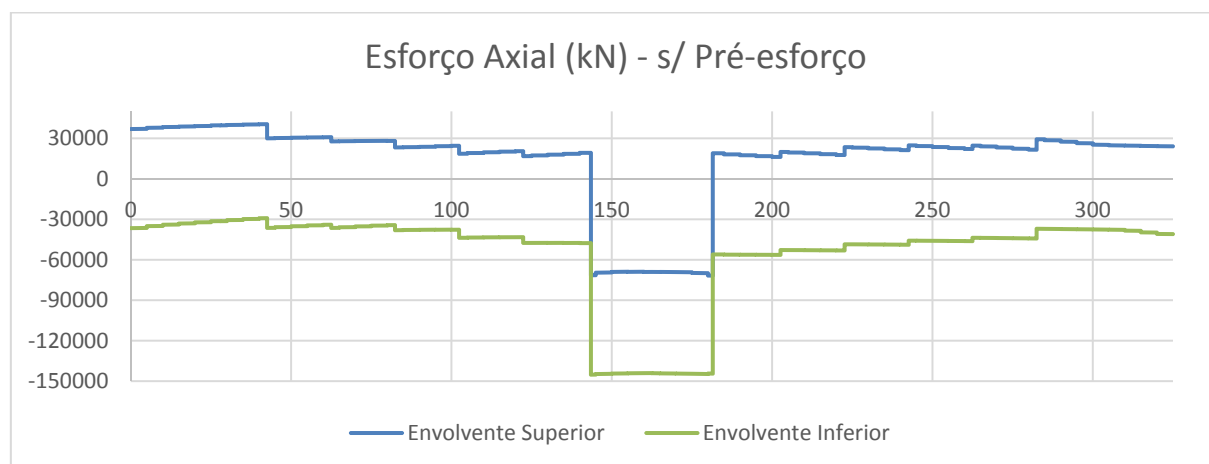


Figura 5.29 – Envoltório de esforços axiais na totalidade do tabuleiro para as combinações STR

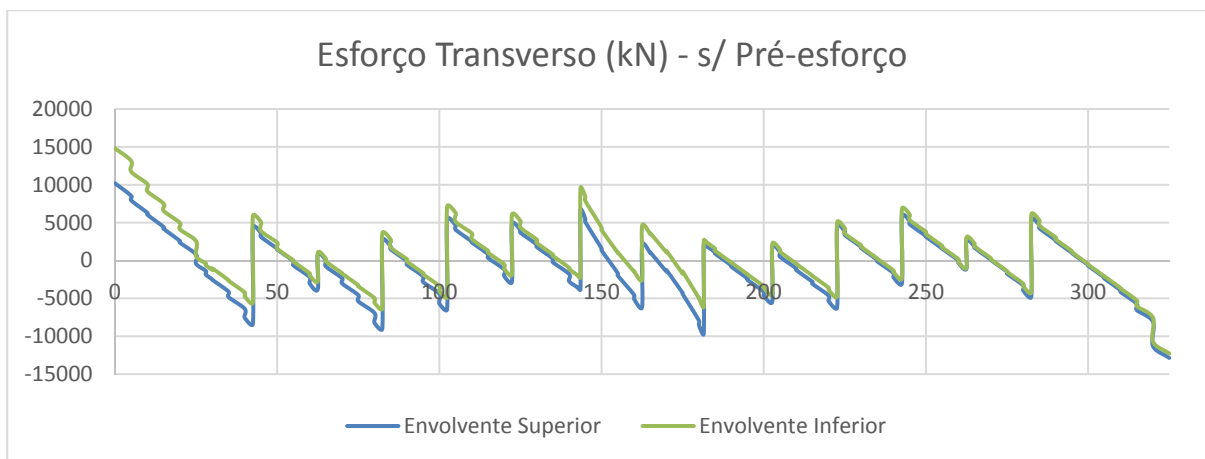


Figura 5.30 – Envoltório do esforço transverso na totalidade do tabuleiro para as combinações STR

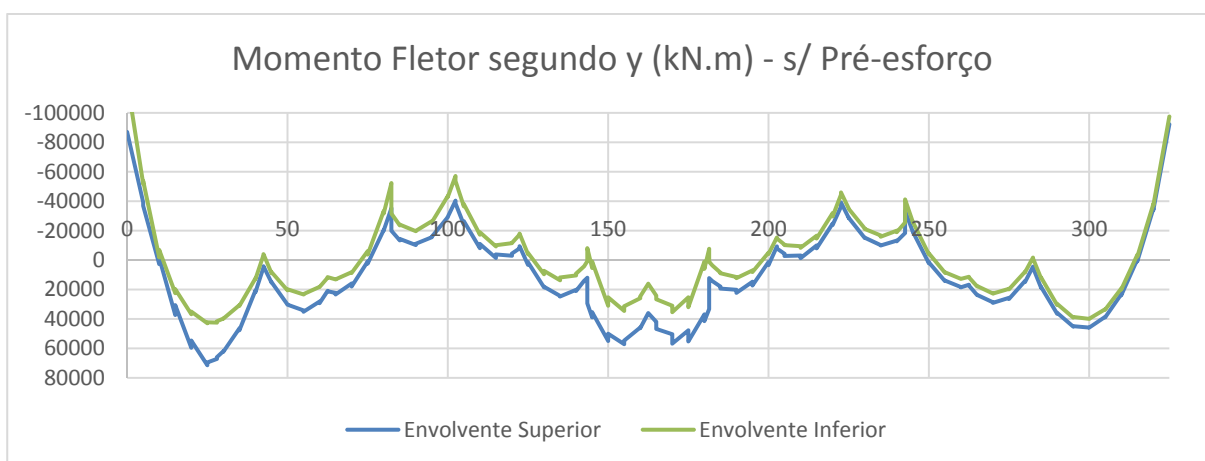


Figura 5.31 – Envoltório dos momentos fletores na totalidade do tabuleiro para as combinações STR

Importa salientar que a assimetria dos diagramas, apresentando valores mais elevados no lado esquerdo, resulta da localização da sobrecarga rodoviária nessa mesma zona, que como foi referido anteriormente corresponde à pior localização de carga.

Procede-se, de seguida, ao cálculo das secções condicionantes ao dimensionamento do tabuleiro da obra em estudo.

Secção 1 – Longarina 1 e 2 do tabuleiro a meio vão do maior tramo

Esta secção caracteriza-se por apresentar os maiores momentos positivos do tabuleiro. Para esta análise e dimensionamento opta-se por unir as duas secções correspondentes à longarina 1 e 2 que transversalmente constituem metade do tabuleiro de modo a facilitar o dimensionamento das armaduras ativas.

Numa primeira fase dimensiona-se a armadura ativa de forma cumprir o estado limite de descompressão na combinação frequente. Os esforços atuantes mais condicionantes nesta secção apresentam-se no Quadro 5.19 que corresponde à combinação onde a ação variável base é a atuação conjunta do Gr1a da sobrecarga rodoviária juntamente com a variação uniforme negativa da temperatura.

Quadro 5.19 – Esforços na secção 1 para a combinação frequente

Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
FREQ2	15482.21	-1297	778.33	86.74	27670.68	2429.15

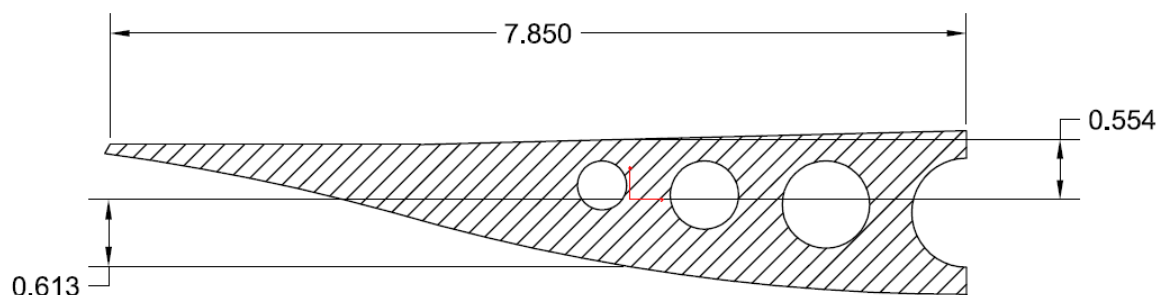


Figura 5.32 – Dimensões principais da secção 1

Quadro 5.20 – Propriedades mecânicas da secção 1

Ax (m ²)	Iy (m ⁴)	Iz (m ⁴)
5.7181	0.7874	20.628

Assim, numa primeira fase, admite-se uma excentricidade do traçado das armaduras ativas de $e = 0.3$ m em relação ao centro de gravidade da secção. Importa salientar que o traçado do cabo não passa necessariamente no eixo vertical do centro de gravidade desta secção. No entanto, por facilidade dimensiona-se a armadura ativa resultante necessária neste eixo de modo a cumprir os objetivos já referidos anteriormente.

Impor uma tensão nula na fibra mais afastada seria excessivo pelo que se opta por impor esta tensão numa fibra afastada de $z_{inf} = 0.6$ m do centro de gravidade. Salienta-se também que se despreza, neste caso, a atuação dos momentos flettores segundo z dado que os mesmos são reduzidos quando comparados com os momentos segundo y e também porque a inércia da secção nesta direção é muito elevada.

$$\sigma^{inf} = \frac{M_y}{I_y} z_{inf} + \frac{N_x}{A_x} - \frac{P_{\infty} e}{I_y} z_{inf} - \frac{P_{\infty}}{A_x} \quad (5.61)$$

$$\sigma^{sup} = -\frac{M_y}{I_y} z_{sup} + \frac{N_x}{A_x} + \frac{P_{\infty} e}{I_y} z_{sup} - \frac{P_{\infty}}{A_x} \quad (5.62)$$

$$A_p = \frac{P_{\infty}}{0.75 f_{pd}} \quad (5.63)$$

Assim, igualando a expressão (5.61) a zero retira-se um valor de pré-esforço útil de 58967.13 kN, ao qual corresponde, de acordo com (5.63), uma armadura de 541.41 cm². A tensão na fibra superior para um $z_{sup} = 0.554$ m calculada através de (5.62) é de $\sigma^{sup} = -14.575$ MPa e a tensão na fibra inferior mais afastada é de $\sigma^{inf} = 3.422$ MPa pelo que se verifica o cumprimento do estado limite de fendilhação, Figura 5.33.

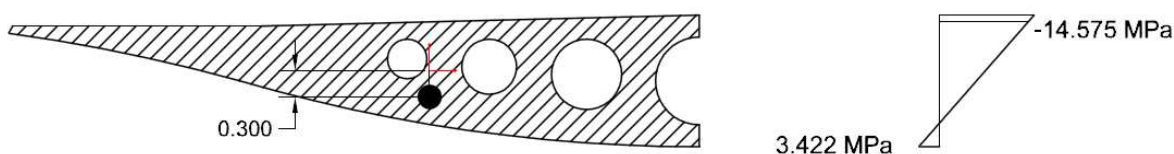


Figura 5.33 – Tensões da secção 1 na combinação frequente

Fazendo a mesma verificação para os valores de esforços da combinação característica, através da expressão (5.61) e (5.62), obtém-se uma tensão na fibra superior de $\sigma^{sup} = -16.803$ MPa, pelo que se verifica o limite de compressão máxima do betão.

Quadro 5.21 – Esforços condicionantes para a combinação característica

Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
CAR2	17441.98	-1428	1004.3	330.38	31349.36	2647.41

Assim, é possível dimensionar a armadura ordinária a ser aplicada na secção de forma a cumprir o estado limite último.

Quadro 5.22 – Esforços condicionantes para a combinação em estado limite último (STR)

Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
STR2	19597.73	-1676.67	1247.19	522.21	35044.66	3034.79

Através de (5.57) obtém-se uma armadura mínima de 83.29 cm² para momentos fletores positivos. Com o auxílio do programa de cálculo automático *Fagus-4* verifica-se que não é necessária a utilização de armadura adicional a esta.

Em relação ao esforço transversal, de acordo com (5.50), conclui-se que a secção apresenta resistência suficiente para resistir a estes esforços, no entanto, aplica-se a partir de (5.51), uma armadura mínima de 56.57 cm²/m.

Para o esforço de torção, de acordo com (5.54) é necessário adicionar $0.72 \text{ cm}^2/\text{m}$ à armadura de esforço transversal, enquanto que à armadura longitudinal é necessário adicionar, a toda a secção, 68.78 cm^2 utilizando a expressão (5.55).

Desta forma, a armadura longitudinal no banzo inferior é disposta em dois planos $\phi 20//0.15 \text{ m}$ e no superior em dois planos $\phi 16//0.20 \text{ m}$. A armadura transversal é caracterizada por $\phi 12//0.15 \text{ m}$ (10 ramos).

Salienta-se que os desenhos das armaduras de todas as secções analisadas encontram-se em anexo.

Secção 2 - Longarina 1 e 2 do tabuleiro no topo da quarta fileira de montantes

Esta secção, por sua vez, caracteriza-se por apresentar os maiores momentos negativos do tabuleiro. A análise desta secção é em tudo idêntica à adotada para a secção anterior, pelo que desta forma se procede ao dimensionamento da armadura ativa de modo a ser satisfeito o estado limite de descompressão para a combinação frequente.

Tal como na secção anterior, a combinação condicionante é a correspondente à atuação da ação variável base gr1a da sobrecarga rodoviária com variação uniforme de temperatura.

Quadro 5.23 – Esforços condicionantes da secção 2 para a combinação frequente

Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
FREQ2	9372.268	598.48	-2560	-969.43	-24024.43	-10715.32

Da mesma forma que foi efetuado para a secção 1 admite-se $e = 0.25 \text{ m}$, mas agora acima do centro de gravidade de modo a resistir aos momentos fletores negativos segundo y. Assim através da expressão (5.62) obtém-se um valor de $P_{\infty} = 52860.11 \text{ kN}$ ao qual corresponde uma área de armadura ativa de $A_p = 485.34 \text{ cm}^2$. A tensão na fibra inferior é para esta equação de $\sigma^{inf} = -19.548 \text{ MPa}$, pelo que é satisfeito o estado limite de fendilhação.

Quadro 5.24 – Esforços condicionantes da secção 2 para a combinação característica

Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
CAR2	10558.63	653.99	-2878	-1057.8	-26403.47	-11718.17

Efetuada a mesma análise para os valores dos esforços na combinação característica, obtém-se $\sigma^{sup} = 1.881 \text{ MPa}$ e $\sigma^{inf} = -21.969 \text{ MPa}$ estando assim verificado o cumprimento do estado limite de compressão máxima do betão para a combinação característica.

Quadro 5.25 – Esforços condicionantes da secção 2 para a combinação em estado limite último (STR)

Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
STR2	11863.63	668.95	-3211.38	-1067.29	-28415.88	-12378.81

De modo a dimensionar a armadura ordinária para o estado limite último, recorre-se novamente ao software *Fagus-4*. Deste modo é obtida uma armadura ordinária necessária de 825.49 cm^2 . Nas restantes faces aplica-se a armadura mínima obtida por (5.57) de 131.76 cm^2 .

Para o esforço transversal, mais uma vez de acordo com (5.50), conclui-se que a secção apresenta resistência suficiente para estes esforços, aplicando-se assim uma armadura mínima de esforço transversal idêntica à utilizada na secção 1 de $56.57 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Em relação ao esforço de torção (M_x), através de (5.54) e (5.55) calcula-se uma armadura transversal de $1.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ e longitudinal de 144.9 cm^2 , respetivamente.

Assim, a armadura longitudinal desta secção no seu banzo superior é caracterizada por três planos $\phi 25//0.125 \text{ m}$ enquanto que no banzo inferior aplica-se dois planos $\phi 20//0.15 \text{ m}$. A armadura transversal é a mesma aplicada na secção 1, isto é, $\phi 12//0.15 \text{ m}$ (10 ramos).

Secção 3 – Longarina 1 e 2 do tabuleiro a meio vão da obra em estudo

Esta secção apresenta esforços axiais de compressão elevados associados a momentos fletores segundo y positivos, sendo que é a secção no troço da junção arco-tabuleiro com menor área. Na análise desta secção, a combinação mais condicionante é a que apresenta o maior momento fletor segundo y e um esforço axial reduzido já que desta forma as tensões positivas do betão vão ser superiores.

Quadro 5.26 – Esforços condicionantes ao dimensionamento da secção 6

Combinação	$F_x \text{ (kN)}$	$F_y \text{ (kN)}$	$F_z \text{ (kN)}$	$M_x \text{ (kN.m)}$	$M_y \text{ (kN.m)}$	$M_z \text{ (kN.m)}$
STR3	-54051	-230.7	-2317	-662.24	18005.55	620.68

Já que este troço do tabuleiro, em todas as combinações consideradas se encontra submetido a esforços axiais de compressão não é necessário recorrer à utilização de armaduras ativas. Assim, para os valores de esforços em estado limite último e através do programa de cálculo automático *Fagus-4* dimensiona-se a armadura ordinária a aplicar nesta secção.

Através de (5.58) dimensiona-se uma armadura mínima a aplicar de 155.13 cm^2 na fibra inferior num desenvolvimento de 3 m, enquanto que na fibra superior resulta uma armadura mínima de 216.18 cm^2 com o desenvolvimento de 7.8 m. Do cálculo realizado no software conclui-se que não é necessária a aplicação de armadura adicional à mínima de modo a cumprir a verificação de estado limite último.

Em relação ao esforço transversal dimensiona-se a armadura mínima através de (5.51) de $56.57 \text{ cm}^2/\text{m}$ não sendo necessária a utilização de armadura adicional, já que de acordo com (5.50) a secção apresenta resistência suficiente a este esforço.

Para o esforço de torção é obtida, a partir de (5.54) e (5.55), uma armadura transversal de $1.41 \text{ cm}^2/\text{m}$ e longitudinal de 130.1 cm^2 respetivamente.

Desta forma, a armadura longitudinal aplicada é caracterizada por duas fiadas $\phi 20//0.15$ no banzo inferior e superior sendo que nas restantes faces são utilizados dois planos de $\phi 16//0.20$. Para as armaduras verticais é aplicada a mesma solução das secções anteriores, isto é, $\phi 12//0.15$ (10 ramos).

Importa salientar que em todas as secções estudadas do tabuleiro, considera-se prudente, por comparação com projetos semelhantes, a utilização de uma armadura em torno dos aligeiramentos circulares de $\phi 12//0.10$ com cintas envolventes de $\phi 8$ com 0.20 m de passo.

No Quadro 5.27 apresentam-se os valores dos esforços para as combinações característica e quase-permanente de forma a ser possível a verificação dos estados limite de serviço.

Quadro 5.27 – Esforços condicionantes para a combinação característica e quase-permanente

Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
CAR3	-44851.39	-230.36	-1712.30	-481.67	12910.24	469.78
QPM3	-40031.48	-171.80	-1579.30	-107.21	11727.77	450.77

Assim para a combinação característica e com o auxílio do programa de cálculo automático utilizado para o dimensionamento das armaduras, *Fagus-4*, obtém-se uma tensão uma compressão máxima do betão de $\sigma_c = -13.1$ MPa pelo que está verificada a condição de limitação desta tensão.

Para a combinação quase-permanente, de forma análoga, obtém-se uma tensão do betão de $\sigma_c = -11.8$ MPa e uma tensão positiva de tração do betão inferior à sua capacidade resistência média, $f_{ctm} = 4.1$ MPa pelo que está verificado o estado limite de fendilhação.

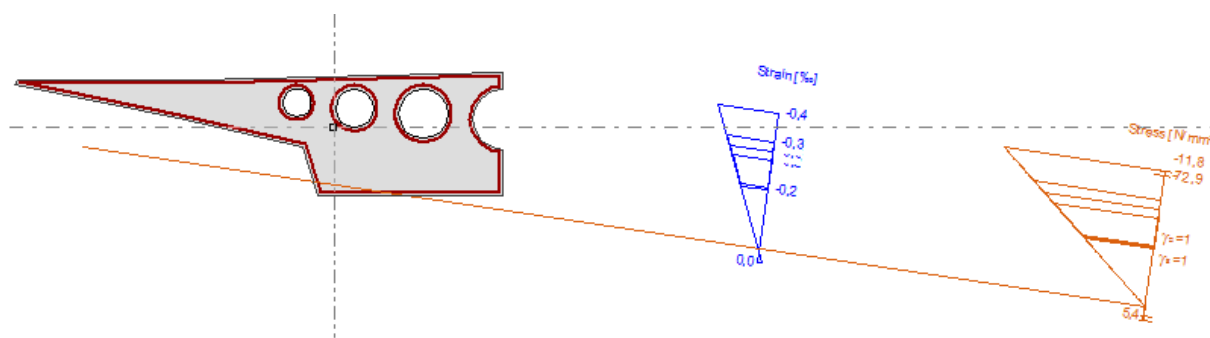


Figura 5.34 – Tensões na secção 3 para a combinação quase-permanente

5.7.2. ARCO

Os arcos, como seria de esperar, estão sujeitos a flexão composta desviada sendo que desta forma a posição do eixo neutro varia com a relação dos esforços atuantes, N_x , M_y e M_z . Como tal, a localização das fibras mais comprimidas e tracionadas são diferentes ao longo do seu desenvolvimento.

Como já foi referido, dado que se pretende efetuar um dimensionamento geral, importa analisar as secções mais condicionantes deste elemento, que correspondem às secções críticas 4, 5 e 6 já especificadas na secção 5.6.

Apresenta-se em seguida, na Figura 5.35, Figura 5.36 e Figura 5.37, os diagramas da envolvente de esforços deste elemento estrutural para as combinações em estado limite último STR.

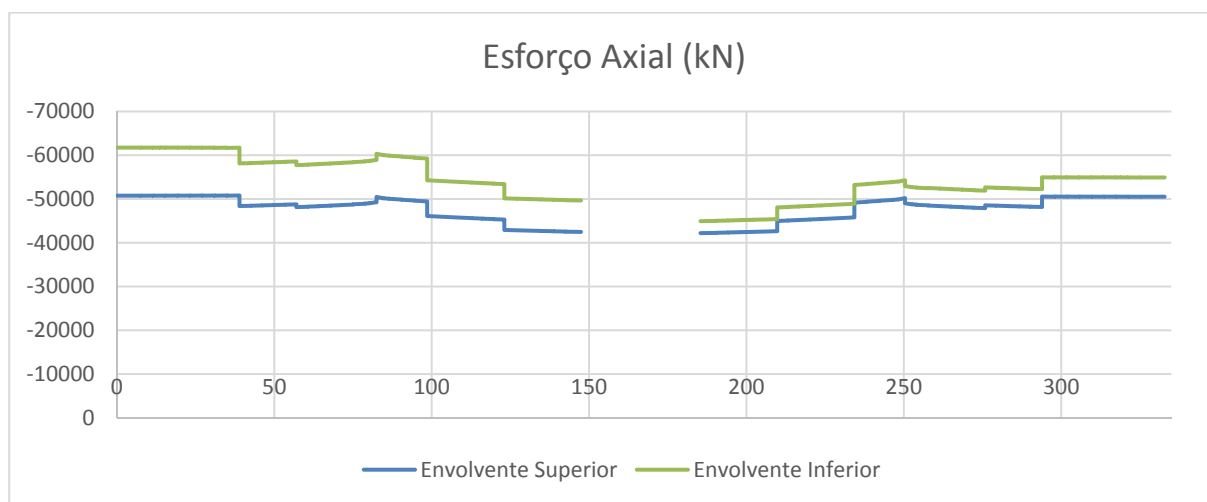


Figura 5.35 – Envolvente de esforços axiais em cada costela do arco para as combinações em estado limite último STR

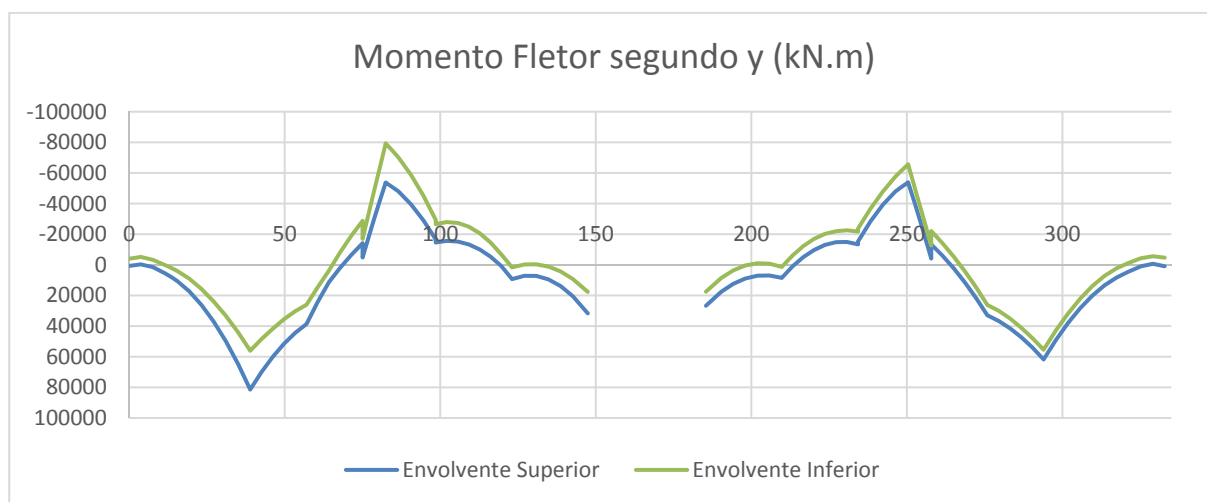


Figura 5.36 – Envolvente do momento fletor segundo y para as combinações em estado limite último STR

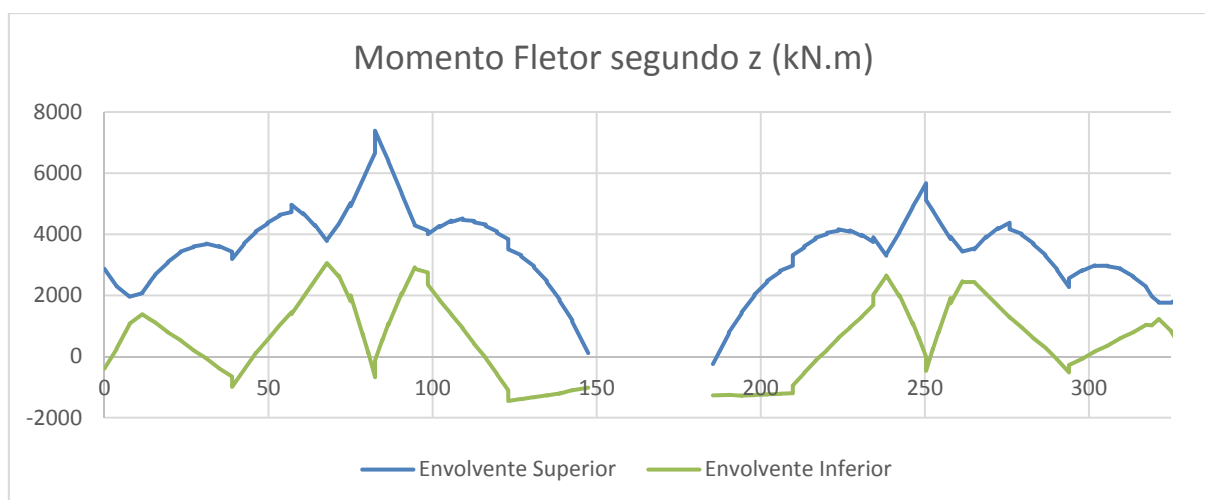


Figura 5.37 – Envoltura do momento fletor segundo z para as combinações em estado limite último

Assim procede-se à análise de cada uma destas secções.

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

Através dos diagramas apresentados na Figura 5.35, Figura 5.36 e Figura 5.37 retiram-se os esforços a que esta secção está submetida, apresentados no Quadro 5.28 para as combinações mais preponderantes ao seu dimensionamento. Verifica-se que esta secção apresenta valores positivos de flexão segundo y, momentos fletores em z reduzidos e os menores esforços axiais em todo o arco.

Quadro 5.28 – Síntese dos valores dos esforços para as combinações críticas na secção 4

Esforço	Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
Axial e Momento em z Máximo	STR 2	-49665.19	17.53	-2220.51	-318.22	30614.57	-1017.01
Momento em y máximo	STR 3	-49409.77	18.10	-2120.10	-281.47	31659.73	-879.22

Com o auxílio do software *Fagus-4* é possível dimensionar a armadura necessária para resistir aos esforços mencionados para o estado limite último. Através de (5.58) é obtida uma armadura longitudinal mínima de 151.42 cm² aplicada através de duas fiadas de 25 varões ϕ 20 espaçados de 0.125 m. Utiliza-se esta armadura base no banzo inferior e superior, enquanto que nas faces laterais introduz-se uma armadura base obtida pela equação (5.60) de 46 cm² materializada através de duas fiadas em cada face de ϕ 12 espaçados de 0.18m. Verifica-se que esta armadura é suficiente para o estado limite último apresentando um momento resistente de 35571.15 kN.m.

Em relação ao dimensionamento da armadura de esforço transversal, através da expressão (5.50), verifica-se que não é necessário o uso de armadura adicional já que $V_{Rd,c} = 34779$ kN. No entanto, de acordo com o Eurocódigo 2, é necessária uma armadura mínima, obtida através da equação (5.51), de 6.79 cm²/m.

A armadura longitudinal necessária para resistir ao esforço de torção é, a partir de (5.55), de 18.9 cm^2 enquanto que a armadura transversal para o mesmo esforço é obtido através de (5.54), obtendo-se um valor de $0.33 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Deste modo, a armadura final é de 50 varões $\phi 20$ distribuídos por duas fiadas na face superior e inferior, 20 varões $\phi 12$ espalhados em duas fiadas nas duas faces laterais e estribos verticais $\phi 8$ espaçados de 0.25 m com 4 ramos.

Para a verificação dos estados limite de utilização são necessários os valores dos esforços nesta secção para as combinações característica e quase-permanente. Estes são apresentados no Quadro 5.29.

Quadro 5.29 – Síntese dos valores de esforços para a combinação característica e quase-permanente

Esforço	Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
Axial máximo	CAR 2	-37586.20	6.20	-1836.85	-217.32	29471.13	-1061.96
Momento em y máximo	CAR 3	-37415.92	6.58	-1769.92	-192.82	30167.90	-970.11
Axial máximo	QPER 2	-33954.81	-1.91	-1547.09	-569.03	25909.64	-673.23
Momento em y máximo	QPER 3	-33812.92	-1.59	-1491.31	-548.61	26490.29	-596.68

Assim, através do programa de cálculo automático *Fagus-4* é possível averiguar a limitação de tensões do aço e do betão. Para a combinação característica $\sigma_c = 29.3 \text{ MPa}$, verificando assim o limite máximo de $\sigma_c \leq 0.6 \times f_{ck} = 30 \text{ MPa}$. O aço à tração apresenta uma tensão máxima de 77.3 MPa sendo que está à compressão cumprindo também assim a tensão limite de $0.8 f_{yk}$.

Na combinação quase-permanente o betão apresenta uma tensão máxima de compressão de 25.1 MPa e a armadura de tração uma tensão máxima de 45 MPa , estando, no entanto, fendilhada já que o betão apresenta uma tensão máxima de tração de 9.41 MPa . Para a verificação da fendilhação, a norma impõe uma largura máxima de fendas de $w_k = 0.3 \text{ mm}$ para este tipo de elementos. De acordo, com o Quadro 7.2N e 7.3N do Eurocódigo 2 esta limitação é verificada já que para esta tensão da armadura são cumpridos os diâmetros máximos dos varões e respetivos espaçamentos.

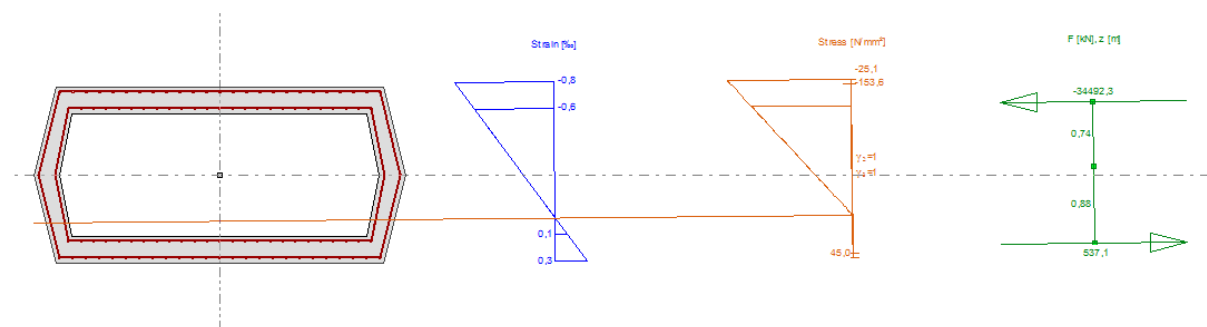


Figura 5.38 – Tensões na secção 4 para a combinação quase-permanente

Secção 5 – Base comum do arco central e lateral

A partir dos diagramas ilustrados na Figura 5.35, Figura 5.36 e Figura 5.37 obtêm-se os valores necessários ao dimensionamento desta secção. Devido à semelhança de valores para as diferentes combinações, apresenta-se apenas a que apresenta o momento fletor segundo y e esforço transverso em z máximo, já que é esta a combinação mais condicionante.

Quadro 5.30 – Esforços condicionantes ao dimensionamento da secção 5

Esforço	Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
M_y e F_z máximos	STR 2	-58940.03	229.16	8646.02	104.50	-79304.81	6662.39

Através da (5.57) é calculada uma armadura mínima de 243.05 cm^2 , aplicando a mesma na fibra inferior da secção em estudo, enquanto que nas faces laterais é obtida uma armadura base de 67.85 cm^2 . Com o auxílio do programa de cálculo automático *Fagus-4* dimensiona-se a armadura a colocar na fibra superior de modo a resistir aos esforços de flexão negativa a que a secção está submetida. Deste modo, obtém-se uma armadura longitudinal de 378.68 cm^2 .

Para a armadura de esforço transverso a partir de (5.50), verifica-se que não é necessário o dimensionamento do mesmo dado que $V_{rd,c} = 164441 \text{ kN}$. Através de (5.51) calcula-se, no entanto, uma armadura mínima transversal de $67.88 \text{ cm}^2/\text{m}$.

A armadura longitudinal necessária para resistir ao esforço de torção é, a partir de (5.55), de 13.35 cm^2 enquanto que a armadura transversal para o mesmo esforço é obtido através de (5.54), obtendo-se um valor de $0.21 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Assim, dispõe-se uma armadura final de resistência ao estado limite último de 2 fiadas de 40 varões $\phi 25$ espaçados de 0.15 m para a fibra superior da secção, 2 fiadas de 27 varões $\phi 25$ espaçados de 0.225 m para a fibra inferior. Para cada uma das faces laterais aplicam-se 12 varões $\phi 20$ espaçados de 0.15 m. Por fim, são utilizados 16 ramos de estribos $\phi 10$ espaçados de 0.15 m para resistir ao esforço transverso e torção.

Para a verificação dos estados limites de serviço é necessário, mais uma vez, o conhecimento dos esforços para a combinação característica e quase-permanente. Os mesmos apresentam-se no Quadro 5.31.

Quadro 5.31 – Síntese dos valores dos esforços para a combinação característica e quase-permanente

Esforço	Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
M_y e F_z máximos	CAR 2	-53829.18	226.67	8311.07	213.06	-78895.18	6485.53
M_y e F_z máximos	QPER 2	-40678.43	149.74	6331.64	247.82	-59332.88	4366.48

Para a combinação característica verifica-se que sem alteração da armadura já referida não é cumprido o estado limite de serviço de compressão máxima do betão, já que o mesmo é de 39.9 MPa. Assim de forma a cumprir este limite aumenta-se a armadura presente na fibra superior de maneira a conter 4 fiadas com 60 varões $\phi 25$ espaçados de 0.10 m. Cumpre-se assim, a limitação da tensão do aço para esta combinação, sendo a mesma de $\sigma_s = 260$ MPa. É importante salientar que ao longo deste processo verifica-se sempre o cumprimento de armadura máxima de uma secção.

Em relação à combinação quase-permanente, o betão apresenta uma compressão máxima de $\sigma_c = 23$ MPa e a armadura de tração uma tensão máxima de $\sigma_s = 193$ MPa, estando assim a secção fendilhada. De forma a cumprir o estado limite de fendilhação sem cálculo direto, recorre-se mais uma vez ao Quadro 7.2N e 7.3N do Eurocódigo 2, onde se comprova que para a tensão atuante no aço nesta combinação, os diâmetros máximos dos varões, 25 mm e o seu espaçamento máximo de 250 mm são suficientes para o controlo da fendilhação.

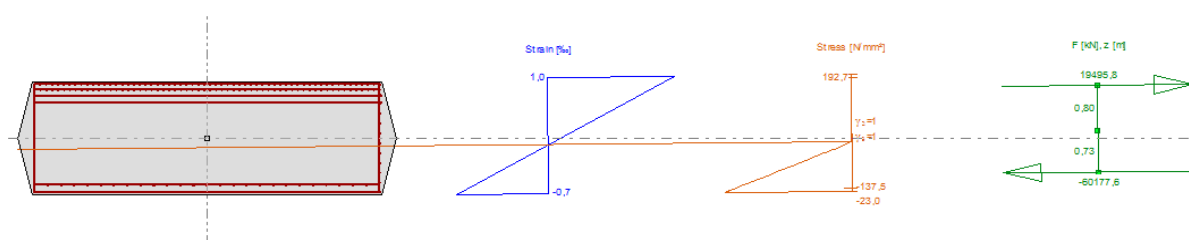


Figura 5.39 – Tensões da secção 5 para a combinação quase-permanente

Nesta zona do arco é também prudente averiguar a resistência da secção ao esforço transversal na transição entre a zona maciça e a zona aligeirada deste elemento estrutural. O esforço transversal máximo atuante nesta secção é de 2391 kN. A partir da expressão (5.50) calcula-se no entanto que a capacidade resistente é de 3481.9 kN, pelo que está verificada a segurança nesta transição.

Secção 6 – Zona central do arco lateral

Esta secção, localizada a meio dos arcos laterais, apresenta os maiores momentos fletores positivos segundo y pelo que é condicionante o seu dimensionamento. Os valores dos esforços para a combinação em estado limite último mais desfavorável estão sintetizados no Quadro 5.32.

Quadro 5.32 – Esforços condicionantes ao dimensionamento da secção 8

Esforço	Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
M_y e F_z máximos	STR 3	-61049.48	-69.26	-4079.30	-328.11	81395.28	-547.85

A partir da expressão (5.57) é obtida uma armadura mínima de 181.84 cm² a ser aplicada no banzo superior e inferior da secção e através de (5.59) obtém-se uma armadura mínima base de 35.08 cm² para cada face lateral.

Com o auxílio do software *Fagus-4* dimensionam-se estas armaduras para os valores de esforços em estado limite último do Quadro 5.32. Assim é obtida uma armadura total para o banzo superior de 810.51 cm² e para o banzo inferior de 427.24 cm². A utilização de mais armadura no banzo comprimido resulta do facto de ser precisamente este esforço de compressão, o condicionante no dimensionamento da armadura nesta secção.

Na averiguação da necessidade de armadura de esforço transversal a partir de (5.50), verifica-se que a esta não é necessária já que $V_{rd,c} = 36986$ kN. Através de (5.51) calcula-se, assim, uma armadura mínima transversal de 6.79 cm²/m.

Em relação ao esforço de torção é dimensionada uma armadura longitudinal de 17.74 cm² através de (5.55) e uma armadura transversal para o mesmo esforço de 0.26 cm²/m, utilizando a expressão (5.56).

Deste modo, dispõe-se uma armadura final de resistência ao estado limite último de três fiadas sendo cada uma delas caracterizada por 56 varões $\phi 25$ espaçados de 0.08 m para a fibra superior da secção, duas fiadas de 45 varões $\phi 25$ espaçados de 0.10 m para a fibra inferior. Para cada uma das faces laterais aplicam-se duas fiadas de 10 varões $\phi 16$ espaçados de 0.17 m. Por fim, são utilizados 4 ramos de estribos $\phi 8$ espaçados de 0.25 m para resistir ao esforço transversal e torção.

Os esforços para a combinação característica e quase-permanente apresentam-se no Quadro 5.33.

Quadro 5.33 – Síntese dos valores dos esforços para a combinação característica e quase-permanente

Esforço	Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
M_y e F_z máximos	CAR 3	-47052.20	-46.55	-3217.42	-252.50	63957.32	-539.60
M_y e F_z máximos	QPER 3	-36303.79	79.87	1632.40	120.94	44605.19	-355.46

Através do programa de cálculo automático *Fagus-4* verifica-se que para a combinação característica não é cumprido o estado limite de compressão máxima do betão já que $\sigma_c = 39$ MPa. De modo a cumprir este limite, seria necessário, como se fez na secção 5 aumentar a armadura no banzo superior. No entanto, não é possível aumentar a mesma de forma a cumprir o limite já referido sem ultrapassar a percentagem de armadura máxima da secção, pelo que se considera o não cumprimento do estado limite de serviço referido. A armadura de tração apresenta uma tensão máxima de $\sigma_s = 341$ MPa, pelo que se cumpre a limitação desta tensão.

Em relação à combinação quase-permanente, mais uma vez a secção está fendilhada já que a tensão do betão é superior a f_{ctm} . A tensão máxima da armadura de tração é $\sigma_s = 203$ MPa, pelo que, de acordo com o Quadro 7.2N e 7.3N [11], é verificado o estado limite de fendilhação já que são cumpridos os diâmetros máximos dos varões e os seus respetivos espaçamentos de acordo com o nível de tensão instalado na armadura à tração.

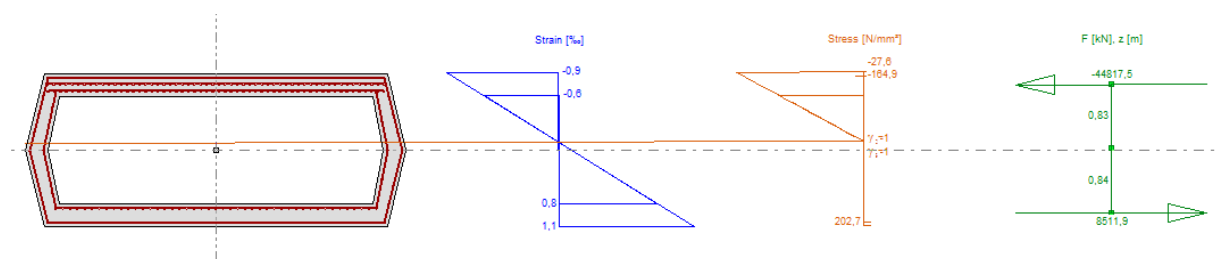


Figura 5.40 – Tensões na secção 6 para a combinação quase-permanente

5.7.3. PILARES

À semelhança do que acontece com as secções do arco, também as secções dos montantes estão sujeitas a esforços de flexão composta desviada, sendo no entanto o momento fletor segundo y muito superior ao atuante segundo z . Os diagramas destes esforços, bem como do esforço transversal condicionante (F_z) apresenta-se na Figura 5.41, Figura 5.42, Figura 5.43 e Figura 5.44. De salientar que no programa de cálculo automático *Robot* a notação do esforço axial é contrária à adotada ao longo do presente estudo, isto é, nos diagramas retirados diretamente deste software os esforços axiais de compressão apresentam-se positivos.



Figura 5.41 – Envoltória de esforços axiais dos montantes sobre os arcos para o estado limite último (STR)



Figura 5.42 – Envoltória de esforços transversos segundo z dos montantes sobre os arcos para o estado limite último (STR)



Figura 5.43 – Envoltória dos momentos fletores segundo y dos montantes sobre os arcos para o estado limite último (STR)

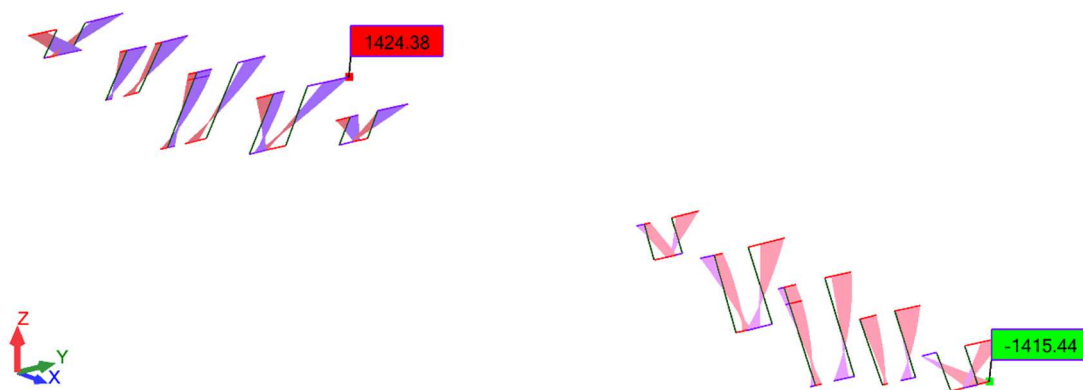


Figura 5.44 – Envolvente dos momentos fletores segundo z dos montantes sobre os arcos para o estado limite último (STR)

Desta forma, procede-se ao dimensionamento e análise das secções referidas em 5.6 pertencentes a este grupo de elementos estruturais.

Secção 7 e 8 – Topo e base do maior montante sobre o arco

A decisão de se unir estas duas secções prende-se com o facto de se pretender aplicar uma armadura simétrica nas faces do pilar resistentes ao momento fletor segundo y, pelo que dimensionando uma armadura resistente ao maior momento em módulo, está automaticamente verificada a segurança ao momento atuante na secção oposta. Assim, os esforços máximos atuantes nestas secções para o estado limite último apresentam-se sintetizados no Quadro 5.34.

Quadro 5.34 – Esforços condicionantes ao dimensionamento deste elemento estrutural

Secção	Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
Topo	STR 2	-6799.10	34.55	-1237.28	8.12	10908.97	267.75
Base	STR 2	-7111.62	34.55	-1405.52	8.12	-12251.34	-337.73

Assim é possível concluir que a secção crítica é a da base do montante pelo que os cálculos e verificações seguintes são para esta secção.

A partir da expressão (5.59) obtém-se uma armadura mínima de 16.33 cm^2 a ser aplicada em toda a secção do pilar. Com o auxílio do programa de cálculo automático *Fagus-4* dimensiona-se a armadura do banzo superior e inferior de modo a resistir ao momento fletor. Deste modo obtém-se uma armadura a ser aplicada, simetricamente, de 248 cm^2 para a zona mais condicionante do pilar, isto é, a sua base. Importa salientar, que esta armadura implica $\rho_l = 6.6\%$, superior ao seu limite máximo, no entanto, já que esta quantidade de armadura apenas vai ser aplicada nesta secção considera-se o mesmo aceitável. Note-se que este é um problema resultante da adoção dos montantes inclinados, como é demonstrado e explicado mais à frente no capítulo 5.

Para o esforço transversal, verifica-se a partir da expressão (5.50) que não é necessário o dimensionamento de armadura adicional já que $V_{rd,c} = 10078 \text{ kN}$. Assim, aplica-se uma armadura mínima de $5.66 \text{ cm}^2/\text{m}$. Devido ao reduzido momento torsor é possível assumir que o mesmo é resistido com a armadura já dimensionada.

Desta forma é disposta no banzo superior e inferior uma armadura longitudinal de 3 fiadas de 18 varões $\phi 25$ e nas faces laterais duas fiadas de 5 varões $\phi 16$ em cada face lateral correspondente à armadura mínima. A armadura transversal disposta é caracterizada por 4 ramos de estribos $\phi 8/0.25$.

De seguida, procede-se à verificação dos estados limite de serviço para estes elementos estruturais através dos esforços desta secção para a combinação característica e quase-permanente, mais uma vez com o auxílio do software *Fagus-4*.

Quadro 5.35 – Esforços condicionantes para a combinação quase-permanente e característica

Secção	Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
Topo	CAR 2	-5021.07	25.46	-914.48	5.92	8064.25	197.52
Base	CAR 2	-5252.57	25.46	-1039.1	5.92	-9055.99	-248.79
Topo	QPM 2	-3710.46	21.29	-706.64	-5.29	6310.77	187.2
Base	QPM 2	-3941.95	21.29	-831.25	-5.29	-7166.6	-185.87

Para a combinação quase-permanente verifica-se uma tensão de compressão máxima do betão de $\sigma_c = -42.5$ MPa, pelo que não é cumprido este estado limite de serviço. Por sua vez, a armadura de tração apresenta uma tensão de $\sigma_s = 360.8$ MPa cumprindo o limite de $\sigma_s \leq 0.8 f_{yk}$. A não satisfação da compressão máxima do betão implica uma redução de durabilidade, podendo ocorrer formação de fendas longitudinais. Esta situação pode ser contornada aumentando o recobrimento da armadura nesta zona ou com o aumento da armadura transversal.

Na combinação quase-permanente a tensão máxima de compressão é de $\sigma_c = -39.2$ MPa, enquanto que a armadura de tração apresenta uma tensão de $\sigma_s = 286.1$ MPa. A secção encontra-se fendilhada pelo que é necessário verificar se é cumprida a largura máxima de fendas.

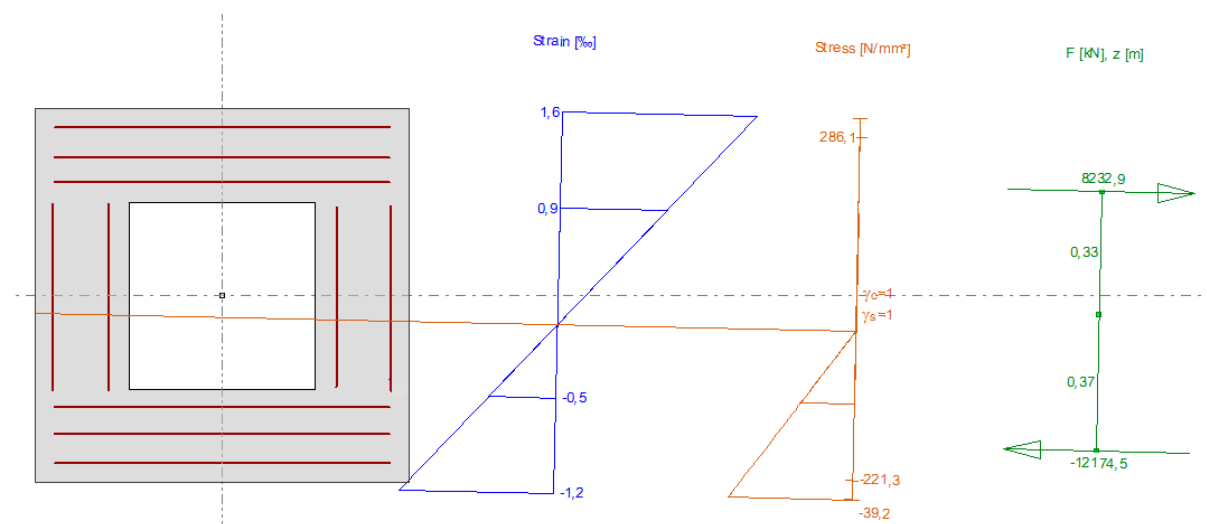


Figura 5.45 – Tensões na base do pilar em estudo para a combinação quase-permanente

Para os diâmetros de armadura de tração escolhida e respetiva tensão na combinação já referida, não é possível efetuar o controlo de fendilhação sem cálculo direto pelo que se procede ao cálculo da largura de fendas de acordo com 7.3.4 da norma NP EN 1992-1-1 [11].

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (5.64)$$

onde,

$$s_{r,max} = 3.4 \times c + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (5.65)$$

e

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0.4 \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (5.66)$$

Deste modo, a expressão (5.64) vem que

$$w_k = 0.251 \times 1.26 \times 10^{-3} = 0.316 \text{ mm}$$

Dado que o limite imposto pela norma, como já foi referido, é de $w_k = 0.3 \text{ mm}$, considera-se este resultado aceitável, cumprindo assim o estado limite de fendilhação.

Secção 9 e 10 – Topo e base do montante na margem de Gaia

Como já foi referido no Capítulo 3 esta secção caracteriza-se por apresentar um peso próprio bastante elevado já que é completamente maciça uma vez que é fundada em sapata própria. Deste modo, a secção apresenta esforços de compressão elevados associados a momentos fletores segundo y também bastante elevados. Os esforços envolventes do pilar mais solicitado são apresentados na Figura 5.46.

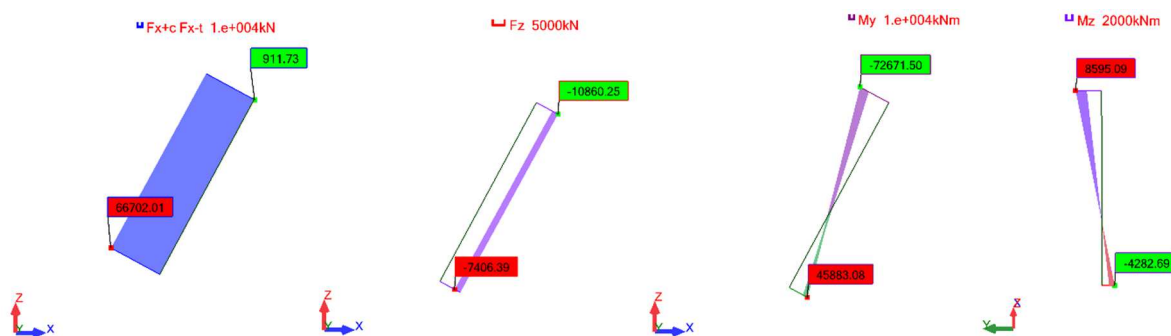


Figura 5.46 – Envelope de esforço axial, transverso e momento fletor segundo y e z do pilar mais solicitado na margem de Gaia

Os esforços de cada combinação associados aos valores máximo e mínimo do esforço axial e momento fletor máximo segundo y apresentam-se no Quadro 5.36.

Quadro 5.36 – Síntese de valores de esforços para combinações condicionantes em estado limite último (STR)

Secção	Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
Topo	STR 9	-65651.39	703.30	8323.53	2229.10	-50679.61	5181.83
Topo	STR 2	-1087.64	1137.75	10732.74	3695.71	-72671.50	8401.72
Base	STR 9	-66702.00	703.30	7756.21	2229.10	38206.63	-2593.68
Base	STR 1	-63969.80	1164.81	9922.03	3791.33	45883.08	-4282.69
Base	STR 2	-2138,27	1137.75	10165.41	3695.71	42850.12	-4176.88

É possível observar que o esforço axial varia significativamente consoante a ação variável base considerada. A situação mais crítica corresponde à combinação STR 2 do topo do pilar, sendo assim condicionante ao dimensionamento da armadura deste elemento estrutural. Os valores da armadura dimensionada para o topo são sempre suficientes para a resistência da secção na base, pelo que apenas se considera o topo do pilar nos cálculos e verificações seguintes.

Desta forma obtém-se uma armadura de 1063 cm^2 a ser aplicada na fibra superior e de 532 cm^2 na fibra inferior da secção em estudo.

Em relação ao esforço transversal, de acordo com (5.50), não é necessária a utilização de armadura transversal já que $V_{rd,c} = 28204 \text{ kN}$. Através de (5.51), dimensiona-se uma armadura transversal mínima de $22.63 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Para o esforço de torção, M_x , através de (5.54) e (5.55) obtém-se uma armadura transversal de torção de $17 \text{ cm}^2/\text{m}$ e uma armadura longitudinal de $424.93 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Assim a armadura longitudinal desta secção é caracterizada por 6 fiadas de 25 varões $\phi 32$ na fibra superior, 3 planos de 25 varões $\phi 32$ mais um plano de 5 varões com o mesmo diâmetro na fibra inferior, enquanto que nas faces laterais são aplicados 2 planos de 8 varões $\phi 32$. Importa salientar que deste modo a percentagem de armadura é de 5.3%, no entanto, dado que se trata do ponto mais crítico do pilar mais solicitado considera-se a mesma aceitável.

A armadura transversal é composta por 4 ramos $\phi 16/0.20$.

De seguida procede-se à verificação dos estados limite de serviço para a secção do topo com a armadura adotada.

Quadro 5.37 – Esforços para a combinação condicionante para verificação dos estados limite de serviço

Secção	Combinação	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
Topo	CAR 2	-2523.21	843.53	7943.41	2740.22	-53671.75	6228.87
Topo	QPM 2	-603.05	695.77	6240.34	2283.48	-41457.69	5137.75

Desta forma, para a combinação característica conclui-se que a secção em estudo não cumpre o estado limite de compressão máxima do betão já que apresenta $\sigma_c = -40.3 \text{ MPa}$. De modo a contornar esta situação seria necessário aumentar a quantidade de armadura, mas como a mesma já é elevada opta-se por manter esta solução e considerar o seu comportamento aceitável. A armadura de tração apresenta $\sigma_s = 364.2 \text{ MPa}$ pelo que é cumprido o seu limite de $\sigma_s = 0.8 \times f_{yk}$.

Em relação à combinação quase-permanente o betão apresenta tensões positivas superiores a f_{ctm} , pelo que a secção se encontra fendilhada e assim é necessário calcular a largura de fendas através da expressão (5.64).

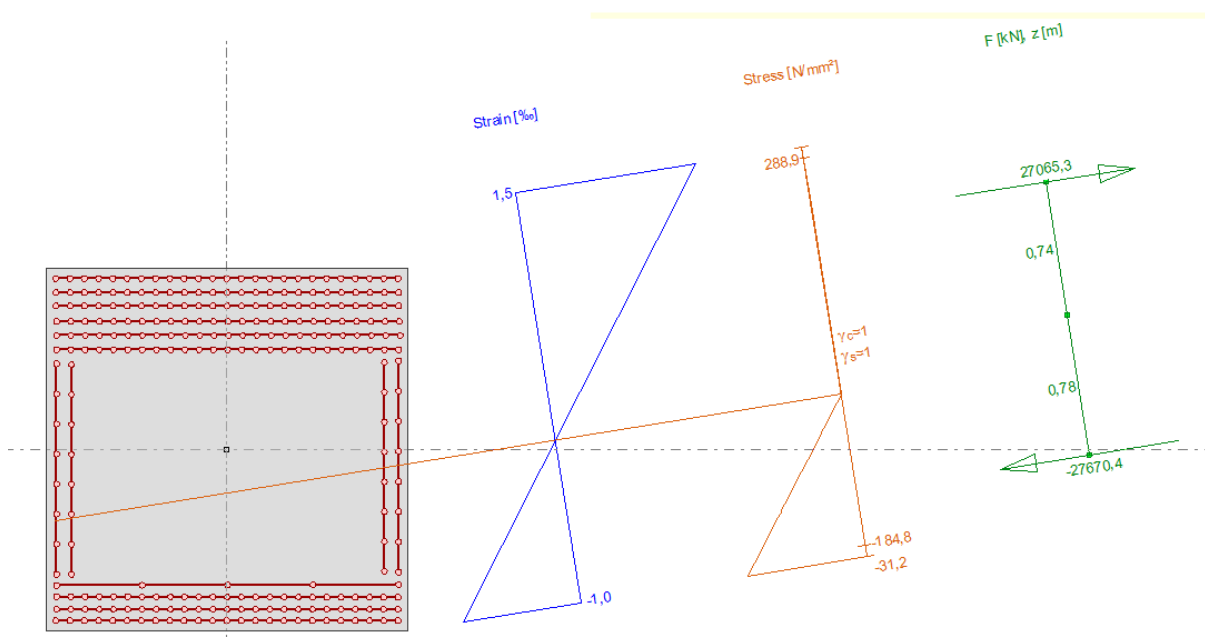


Figura 5.47 – Tensões na secção em estudo para a combinação quase-permanente

Desta forma, para um valor de tensão da armadura de tração de 288.9 MPa, uma percentagem de armadura de 5.3% e os restantes valores idênticos aos utilizados na mesma expressão da secção anterior obtém-se

$$w_k = 0.288 \times 0.0012 = 0.36 \text{ mm}$$

Apesar de um pouco superior ao limite de 0.3 mm, considera-se aceitável este comportamento no âmbito do projeto em estudo. Desta forma encontra-se verificado o controlo de fendilhação na secção 9 e 10.

5.8. DEFORMAÇÃO

Grande parte da deformada da estrutura é provocada, como expectável, pelo peso próprio do arco. No entanto, uma vez que durante o processo construtivo o arco é totalmente construído em primeiro lugar, as deformações instantâneas do mesmo não são consideradas na verificação da deformação.

Como já foi referido, a verificação das deformações realiza-se assim para as combinações quase-permanentes e para a parcela frequente devida às sobrecargas rodoviárias.

Desta forma é obtida a deformação máxima da estrutura para a combinação quase-permanente ilustrada na Figura 5.48.

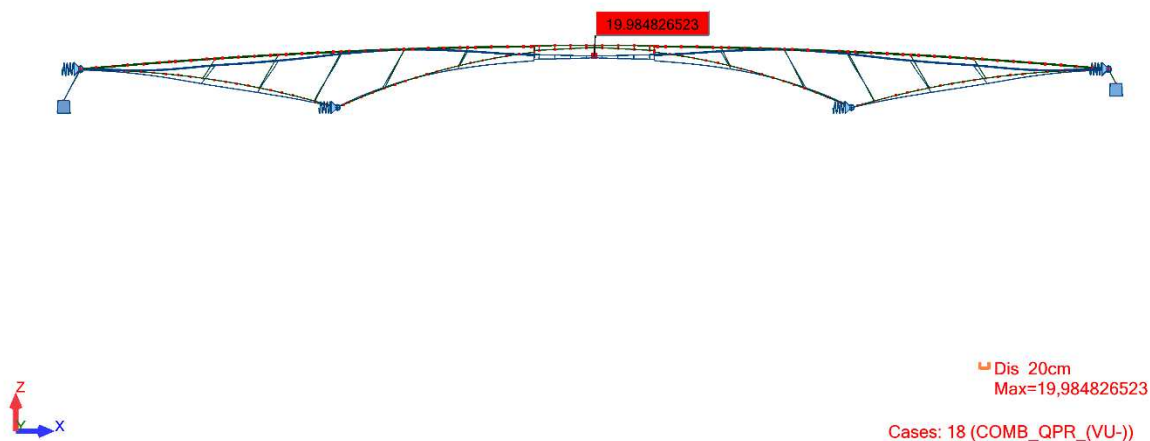


Figura 5.48 – Deformada global para a combinação quase-permanente

Assim, a relação da deformada é de $\frac{l}{\delta} = 813$ sendo assim superior a $\frac{l}{\delta} = 600$, pelo que está verificada a segurança em relação à deformação. Importa salientar que nesta verificação não está a ser considerada a ação do pré-esforço devido às razões já referidas, o que permite concluir que este resultado é muito sobrestimado quando comparado com a situação mais próxima da realidade, uma vez que o pré-esforço conduziria a valores de deformação mais reduzidos.

Em relação à parcela frequente das sobrecargas rodoviárias, como já foi referido em 5.4.2.1, a situação que origina a maior deformada é a que corresponde à ilustrada na Figura 5.49.

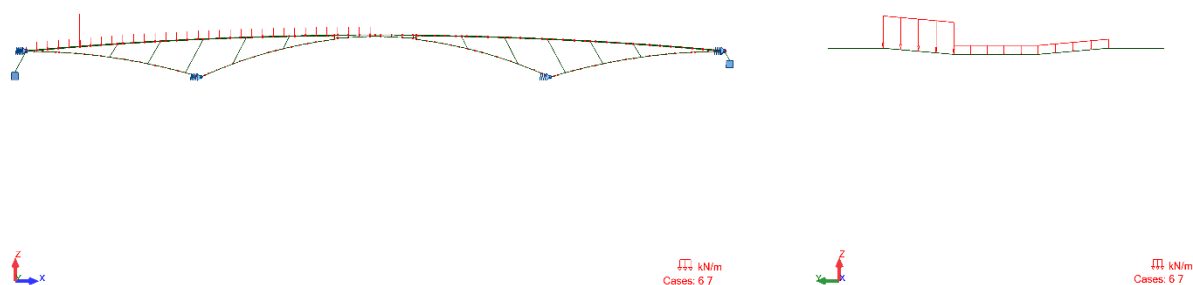


Figura 5.49 – Disposição da sobrecarga rodoviária TS e UDL que origina a maior deformada

Desta forma é obtida a deformada máxima de 4.2 cm na extremidade esquerda do tabuleiro como é apresentado na Figura 5.50.

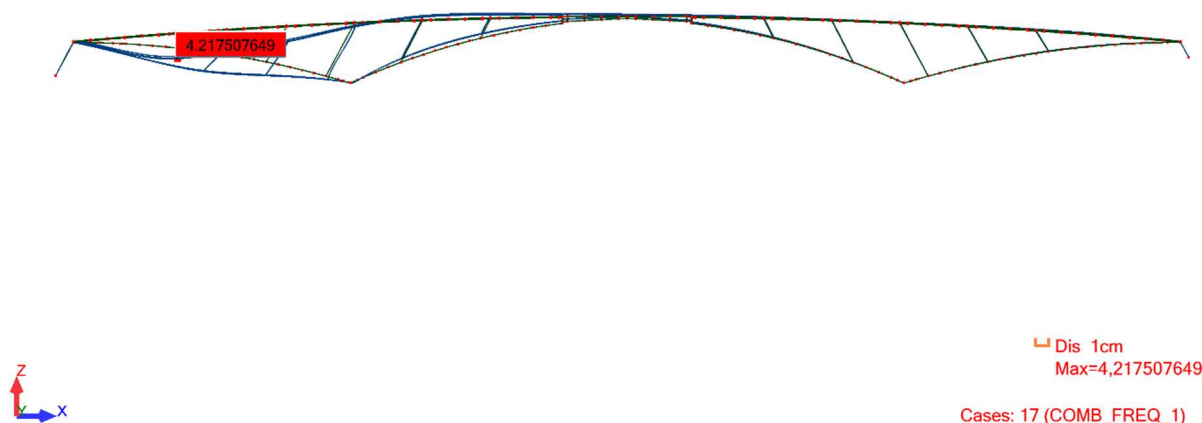


Figura 5.50 – Deformada máxima para a parcela frequente de UDL e TS

Nesta zona é difícil definir o comprimento a usar na relação $\frac{l}{\delta}$. Seria demasiado conservativo adotar o vão entre pilares uma vez que estes estão apoiados no arco. Desta forma e analisando a deformada obtida considera-se o comprimento de 82.5 m correspondente à distância dos montantes fundados nas margens e da base do arco. Assim da relação vem que $\frac{l}{\delta} = 1964$ verificando o limite de deformação de $\frac{l}{\delta} = 1000$.

Mais uma vez, importa salientar que nesta verificação não está a ser considerada a ação do pré-esforço pelo que o valor desta deformada está sobrevalorizada.

5.9. ANÁLISE SÍSMICA

Estão contemplados no Eurocódigo 8 dois modelos de análise de sismicidade, um na direção longitudinal e outro na vertical. No entanto, este último só é necessário caso a obra de arte se situe a uma distância inferior a 5 km de uma falha tectónica.

Como foi descrito em 5.4.4, esta ação é simulada através de espectros de resposta de acordo com as características do solo de fundação e a zona de sismicidade onde está localizada a ponte. Assim recorrendo ao programa de cálculo automático *Robot* é possível definir a ação sísmica de acordo com os parâmetros S , T_B , T_C e T_D para cada um dos tipos de ações de sismicidade já referidos.

É assim necessário definir a atuação do sismo devido às acelerações na direção longitudinal x e transversal y , que são combinadas, de acordo com o Eurocódigo 8, pela regra dos terços.

$$E_{d,1} = E_{Ed,x} + 0.3 \times E_{Ed,y} \quad (5.67)$$

$$E_{d,2} = E_{Ed,y} + 0.3 \times E_{Ed,x} \quad (5.68)$$

Deste modo são definidas quatro combinações, duas para cada tipo de sismo considerado.

Nesta análise modal e de acordo com a norma europeia [26] são tidos em consideração todos os modos de vibração necessários a que ocorra uma participação de massa igual ou superior a 90 % para cada uma das direções.

Assim, o primeiro o primeiro modo de vibração é na direção transversal e corresponde a uma frequência de 0.51 Hz como se observa na Figura 5.51.

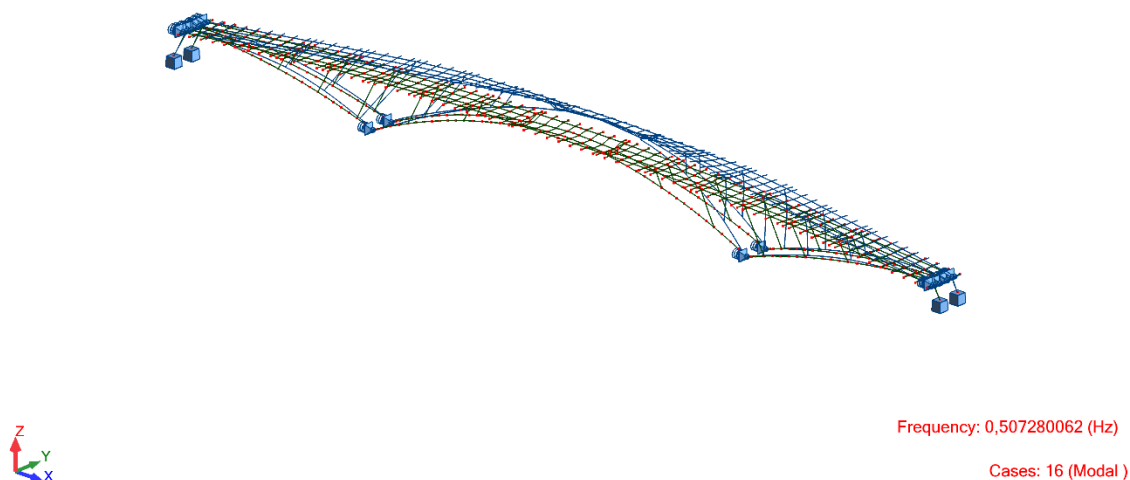


Figura 5.51 – Deformada do 1º modo de vibração

Verifica-se que é a ação sísmica correspondente ao sismo tipo I a condicionante, resultado este já expectável, dado que para as frequências fundamentais desta estrutura o espectro de resposta deste é ligeiramente superior ao do tipo 2.

Apresentam-se de seguida os esforços para a ação sísmica do tipo 1 nas duas direções consideradas para as secções mais condicionantes do arco e dos pilares.

Quadro 5.38 – Esforços mais condicionantes na ligação central arco-tabuleiro (Secção 4)

	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
Direção X	-33827.16	-45.69	-1352.58	-80.09	16103.03	497.43
Direção Y	-34563.54	-121.15	-1386.76	1054.87	16284.91	1689.13

Quadro 5.39 – Esforços mais condicionantes na base dos arcos (Secção 5)

	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
Direção X	-41098.12	-224.42	-1774.78	-550.78	-49177.54	5135.93
Direção Y	-42073.32	-394.68	-1820.36	203.99	-50299.74	7409.02

Quadro 5.40 – Esforços mais condicionantes no pilar mais solicitado sobre o arco (Secção 7 e 8)

	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
Direção X - Base	-4075.4	-39.15	-827.85	39.74	-7130.21	275.39
Direção Y - Base	-4290.21	-86.02	-827.79	121.13	-7134.1	512.6
Direção X - Topo	-3843.9	-39.15	-703.23	39.74	6073.01	109.94
Direção Y - Topo	-4058.71	-86.02	-703.17	121.13	6077.98	694.75

Quadro 5.41 – Esforços mais condicionantes no montante da margem de Gaia (Secção 9 e 10)

	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
Direção X - Base	-76430	-828.18	5125.3	-2168.33	25791.46	3018.92
Direção Y - Base	-77249.54	-977.16	5120.74	-1628.68	25621.32	3565.44
Direção X - Topo	-75651.76	-828.18	5545.54	-2168.33	-33892.52	-4783.06
Direção Y - Topo	-76471.3	-977.16	5540.98	-1628.68	-33555.6	-3682.56

Comparando os valores obtidos com os utilizados para o dimensionamento das mesmas secções através das combinações do estado limite último conclui-se que a ação sísmica não é condicionante já que são inferiores a estes, estando até próximos dos valores obtidos para a combinação quase-permanente.

Todavia, será sempre prudente o estudo da aplicação de um conjunto de TMD's a ser utilizado no futuro para dissipação das vibrações induzidas nesta ponte.

6

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DOS MONTANTES

6.1. GERAL

Como já foi referido no Capítulo 1, um dos objetivos principais deste estudo reside na determinação da influência da inclinação dos pilares nos esforços do tabuleiro. O motivo deste estudo reside no facto de se esperar que a estrutura com os seus pilares inclinados induza uma maior compressão ao longo do tabuleiro, aplicando um “pré-esforço natural” e reduzindo, assim, a quantidade de armaduras ativas nesta zona.

Para tal, é preparado um modelo de cálculo em tudo idêntico ao modelo de pilares inclinados, com a exceção da orientação dos montantes. Isto implica uma discretização diferente do arco em relação ao modelo anterior, já que as bases dos pilares têm coordenadas diferentes, tentando-se no entanto uniformizar ao máximo possível o comprimento das barras que compõem estes elementos e que este seja quase idêntico ao modelo de pilares inclinados.

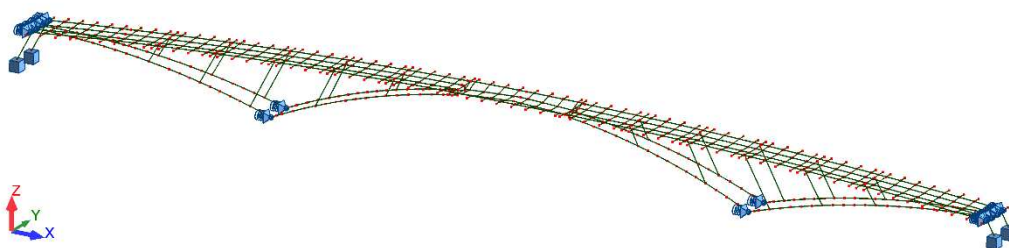


Figura 6.1 – Modelo de pilares inclinados (A)

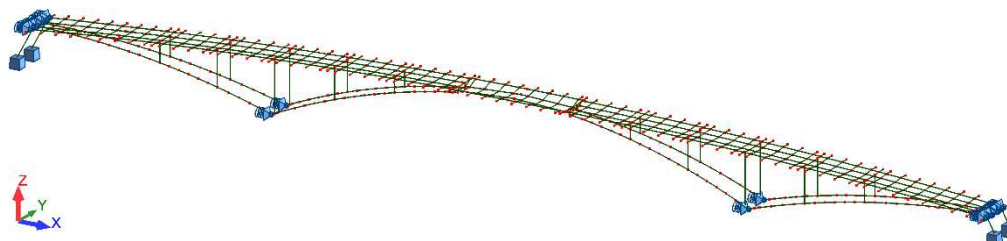


Figura 6.2 – Modelo de pilares verticais (B)

De modo a poder confrontar os dois modelos opta-se por realizar uma análise de esforços no tabuleiro, arcos e pilares e frequências naturais de vibração. Estas análises são efetuadas para as combinações frequentes já referidas em 5.5.1.2.

6.2. COMPARAÇÃO DE ESFORÇOS NO TABULEIRO

6.2.1. ESFORÇO AXIAL

Assim, começa-se por comparar a envolvente de esforços axiais das combinações frequentes para todo o tabuleiro, somando os esforços resultantes em cada longarina. Esta escolha reside no facto de se poder efetuar uma melhor comparação dado que analisando apenas uma longarina poderiam ser omitidas diferenças importantes no estudo.

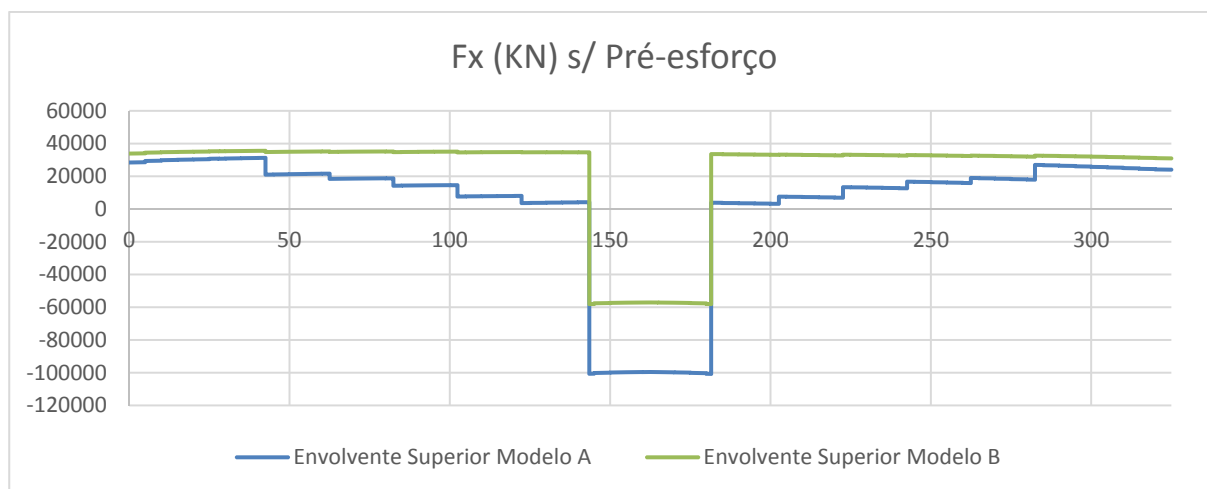


Figura 6.3 – Envolvente superior de esforços axiais no tabuleiro para os dois modelos

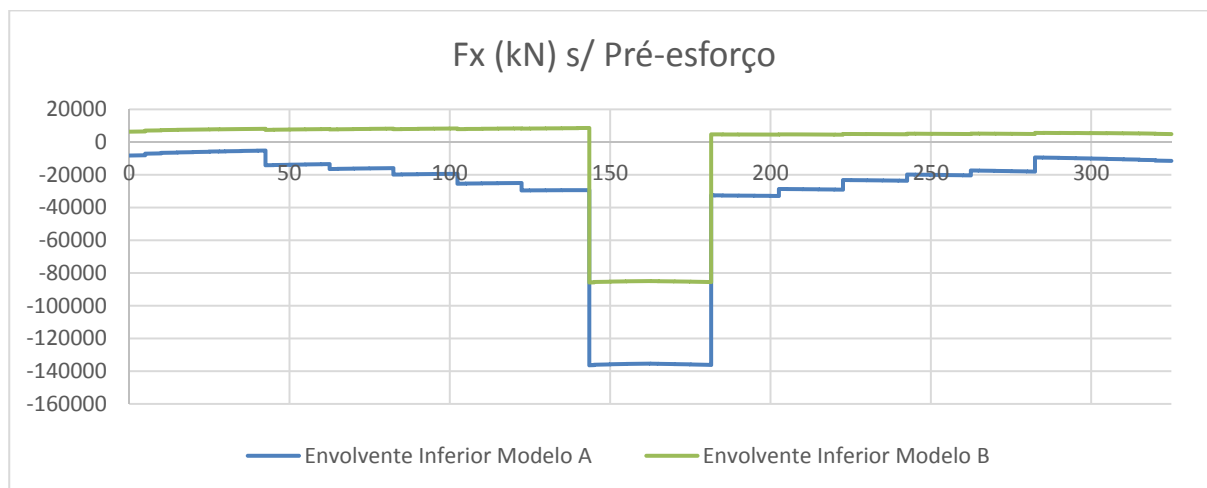


Figura 6.4 – Envolvente inferior de esforços axiais no tabuleiro para os dois modelos

Como se pode observar nos diagramas apresentados, os esforços axiais induzidos nos dois modelos são bastante elevados e relativamente idênticos entre si, no entanto o modelo A apresenta um esforço de compressão máximo de -136369.97 kN e o B de -85804.66 kN o que equivale a uma diferença de 37.08%.

Esta diferença é vantajosa, uma vez que o betão é um material que resiste bem aos esforços de compressão o que associado a momentos fletores reduzidos, descarta a necessidade de utilização de pré-esforço no troço central do tabuleiro.

Em relação aos esforços axiais de tração, o primeiro modelo exhibe um máximo de 31288.37 kN e o segundo de 35596.76 kN o que corresponde a uma desigualdade de -13.8%. Esta é uma diferença considerável apesar de corresponder a um troço inicial do tabuleiro entre a primeira fiada de montantes e a margem.

É também perceptível que no modelo de montantes inclinados os esforços axiais de tração são dissipados de forma muito mais acentuada que no modelo de pilares verticais, sendo que o esforço axial máximo no tabuleiro na secção imediatamente antes da junção arco-tabuleiro do modelo A chega a ser quase nulo, enquanto que no modelo B o valor do esforço axial é próximo do máximo já referido.

Isto permite concluir que a inclinação dos pilares com esta orientação diminui os esforços de tração no tabuleiro de forma significativa aplicando um “pré-esforço natural” como era esperado. Esta redução torna mais económico o modelo A uma vez que quanto menores forem os esforços axiais de tração menor será a quantidade de armadura ativa a utilizar no tabuleiro.

Quadro 6.1 – Quadro resumo de comparação do esforço axial

	Fx (kN) máximo	Fx (kN) mínimo
Modelo A (incl.)	31288.37	-136369.97
Modelo B (vert.)	35596.76	-85804.66
Diferença (%)	-13.77	37.08

6.2.2. ESFORÇO TRANSVERSO

Do mesmo modo que se procedeu para o esforço axial, apresenta-se de seguida as envolventes do esforço transversal.

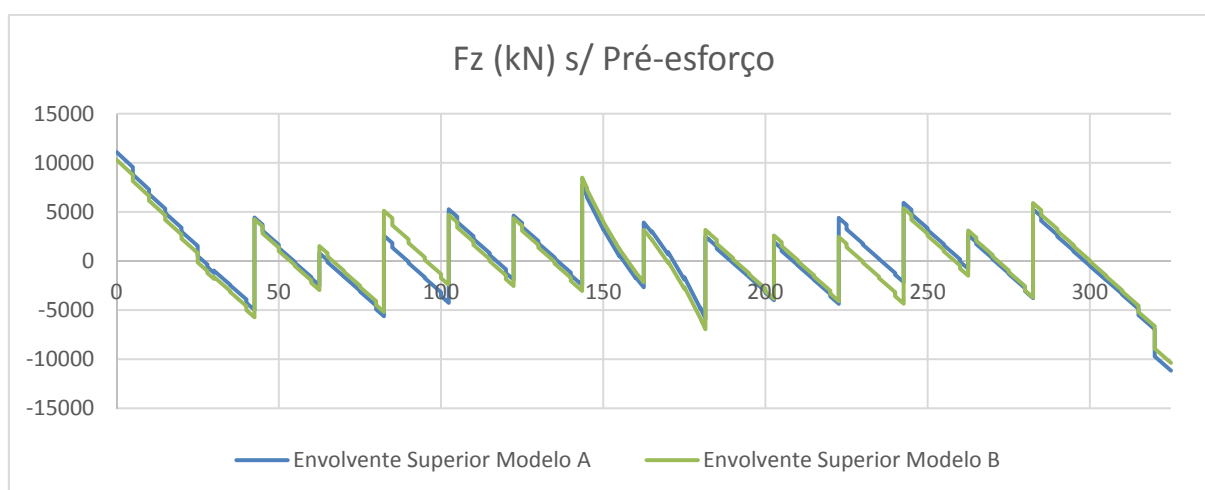


Figura 6.5 – Envolvente superior do esforço transversal no tabuleiro para os dois modelos

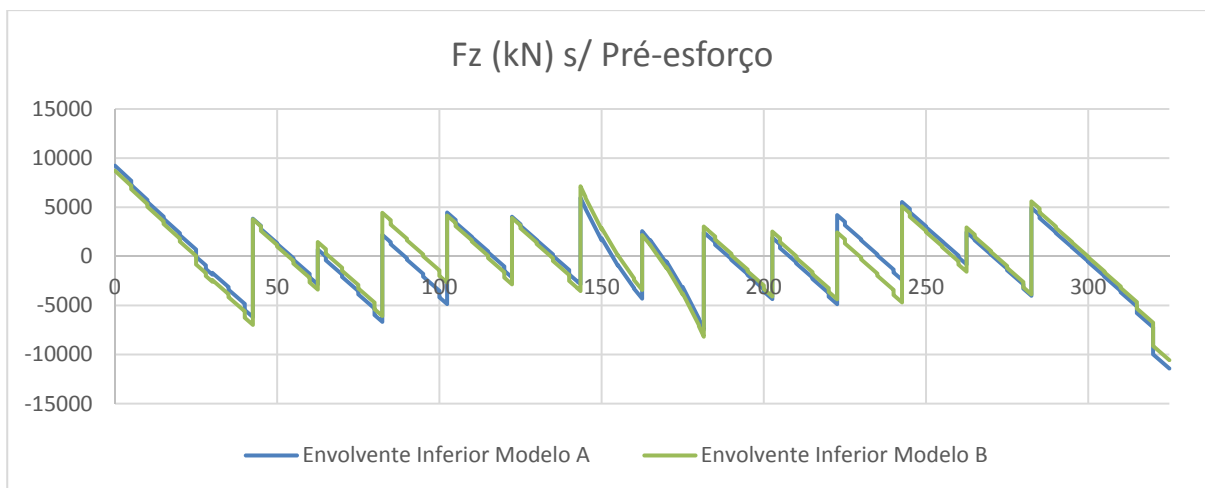


Figura 6.6 – Envoltente inferior de esforço transversal no tabuleiro para os dois modelos

Pela observação dos diagramas é perceptível que a diferença entre os dois modelos é praticamente nula, tanto na sua forma global como nos seus valores extremos.

Não considerando os valores limite pontuais nas duas margens, o valor máximo global do modelo A é de 9558.52 kN. Já no modelo B é de 8769.54 kN, o que perfaz uma diferença de 8.25 %.

Como é de esperar os valores máximos negativos são da mesma ordem dos positivos, sendo que o modelo A apresenta um máximo de -9983.18 kN, enquanto que o modelo B de -9130.22 kN o que caracteriza uma diferença de 8.54 %.

Assim, conclui-se que o modelo de pilares inclinados apresenta valores ligeiramente superiores ao de pilares verticais mas não de forma significativa. Como já foi exposto em 5.7, o esforço transversal não é condicionante no dimensionamento dos elementos estruturais deste projeto pelo que não advêm benefícios da inclinação dos pilares..

Quadro 6.2 – Quadro resumo de comparação do esforço transversal

	Fz (kN) máximo	Fz (kN) mínimo
Modelo A (incl.)	9558.52	-9983.18
Modelo B (vert.)	8769.54	-9130.22
Diferença (%)	8.25	8.54

6.2.3. MOMENTOS FLETORES SEGUNDO Y

De seguida apresentam-se as envolventes dos diagramas de momentos fletores, segundo y, também de todo o tabuleiro onde se procede da mesma forma que nos esforços axiais e transversos.

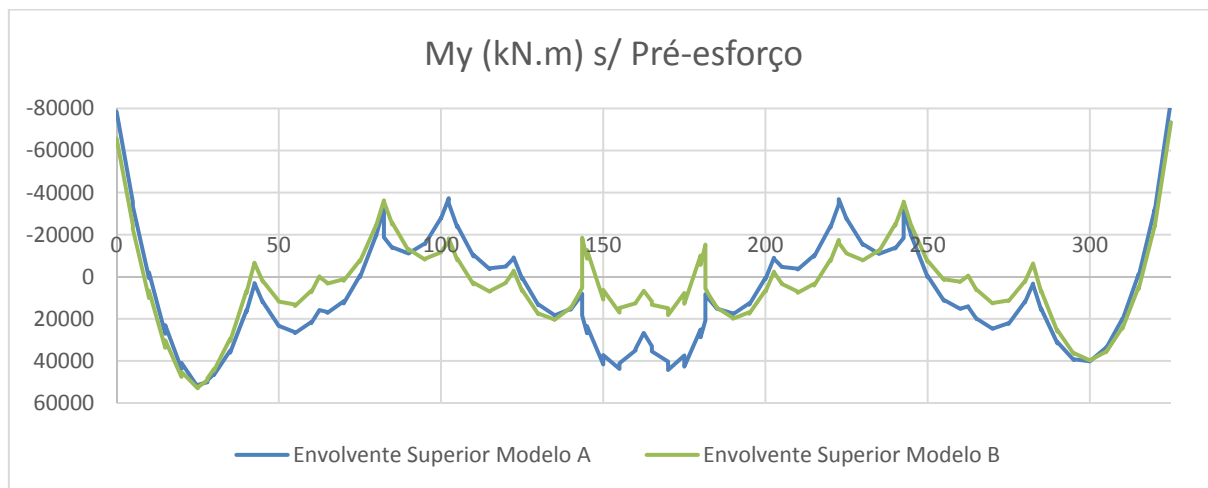


Figura 6.7 – Envoltente superior dos diagramas de momentos fletores no tabuleiro para os dois modelos

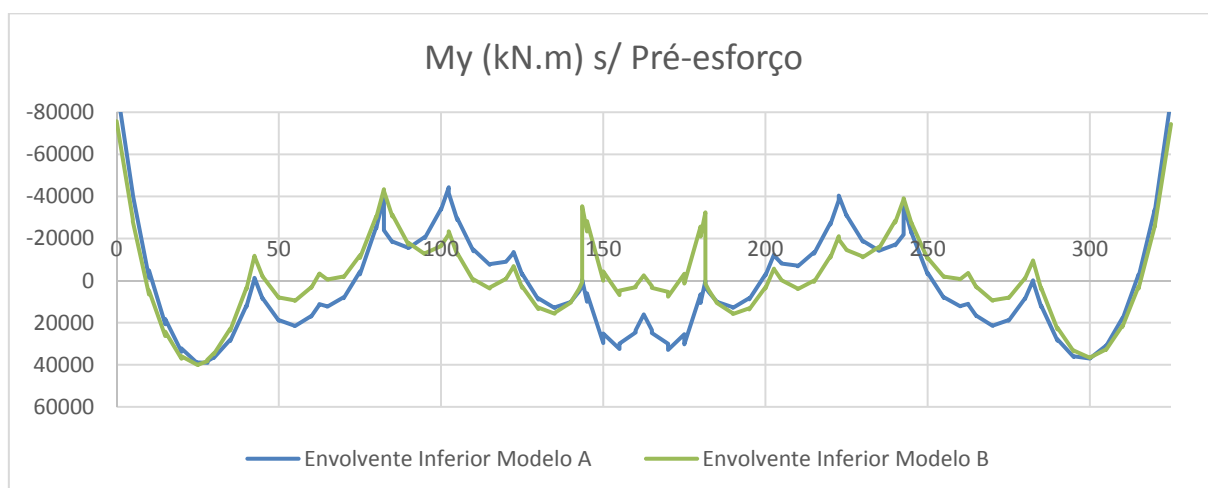


Figura 6.8 – Envoltente inferior dos diagramas de momentos fletores no tabuleiro para os dois modelos

Na comparação dos momentos fletores não são considerados os valores de limite do tabuleiro já que estes são pontuais e não são preponderantes no dimensionamento da estrutura. De notar ainda, como seria de esperar, que cada pico de momento fletor negativo corresponde à localização dos montantes e da ligação tabuleiro-arco.

É importante ainda referir que nos dois modelos entre o 3º e 4º pilar todo o tramo do tabuleiro apresenta momentos fletores negativos, sendo que este fenómeno é perceptível quando se compara o projeto em estudo com uma viga de inércia variável de três tramos.

É assim possível observar que o modelo A apresenta um momento fletor negativo máximo de - 44353.22 kN.m e o modelo B de -43407.66 kN.m equivalente a uma diferença de apenas 2.13%. No entanto, nos momentos fletores positivos o cenário inverte-se já que o modelo A expõe um máximo de 52308.86 kN.m e o modelo B de 53007.08 kN.m correspondente a uma diferença de -1.33%.

Esta diferença é desprezável, levando a concluir que em termos de valores extremos globais a disparidade entre os dois modelos é praticamente nula. No entanto, como é perceptível pela observação da Figura 6.7 e Figura 6.8 a meio vão o modelo A apresenta quase exclusivamente momentos fletores positivos não acontecendo o mesmo no modelo de montantes verticais onde os momentos negativos na junção central arco-tabuleiro são consideráveis.

Valores menores de momentos fletores fazem antever uma menor necessidade de armadura, no entanto, não existe uma correlação direta entre a grandeza destes esforços e o custo final de uma obra. Adicionalmente, como se verifica nesta comparação, nenhum dos modelos apresenta valores claramente inferiores em relação ao outro, pelo que se concluiu que não existem vantagens na escolha de um modelo em detrimento de outro, relativamente aos momentos fletores.

Quadro 6.3 – Quadro resumo de comparação dos momentos fletores segundo y

	My (kN.m) máximo	My (kN.m) mínimo
Modelo A (incl.)	52308.86	-44353.22
Modelo B (vert.)	53007.08	-43407.66
Diferença (%)	-1.33	2.13

6.3. COMPARAÇÃO DE ESFORÇOS DO ARCO

6.3.1. ESFORÇO AXIAL

De seguida, apresenta-se da mesma forma a comparação dos mesmos esforços para as mesmas combinações, mas no arco.

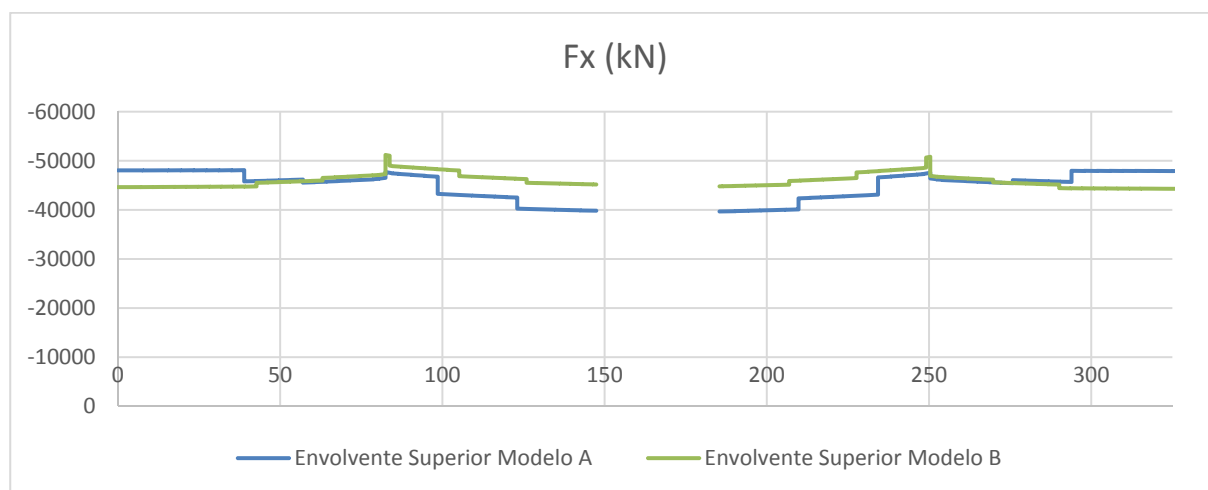


Figura 6.9 – Envoltório superior dos esforços axiais no arco para os dois modelos

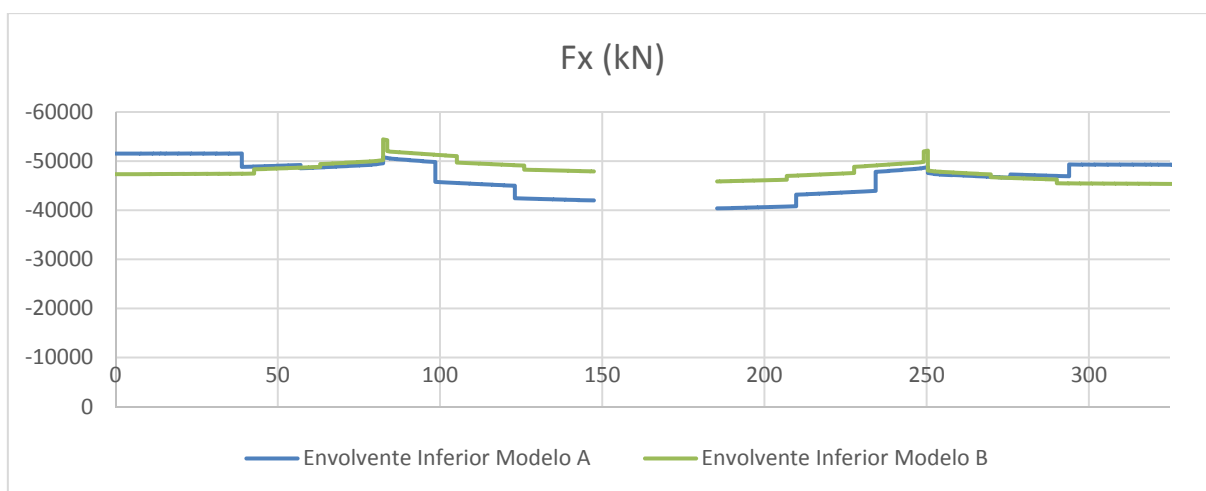


Figura 6.10 – Envoltório inferior de esforços axiais no arco para os dois modelos

É possível observar que o modelo A apresenta valores máximos globais ligeiramente inferiores aos obtidos no modelo B. A diferença percentual do valor máximo de compressão é de -5.58% o que não é significativa.

Quadro 6.4 – Quadro resumo de comparação do esforço axial do arco

	Fx (kN) máximo
Modelo A (incl.)	-51557.65
Modelo B (vert.)	-54432.28
Diferença (%)	-5.58

6.3.2. MOMENTO FLETOR SEGUNDO Y

Do mesmo modo comparam-se de seguida os valores dos momentos fletores segundo y no arco.

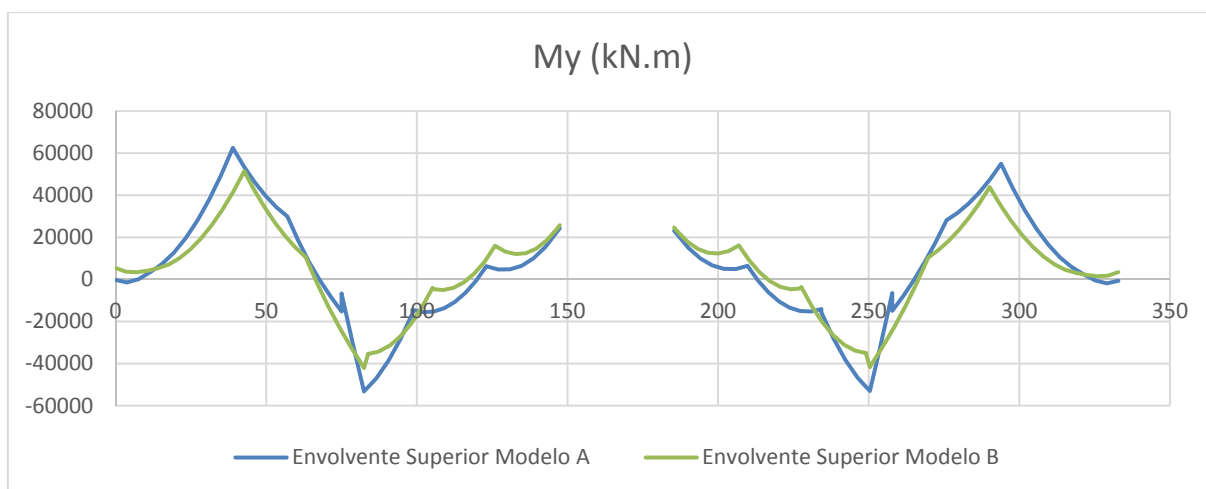


Figura 6.11 – Envoltório superior dos momentos fletores segundo y no arco para os dois modelos

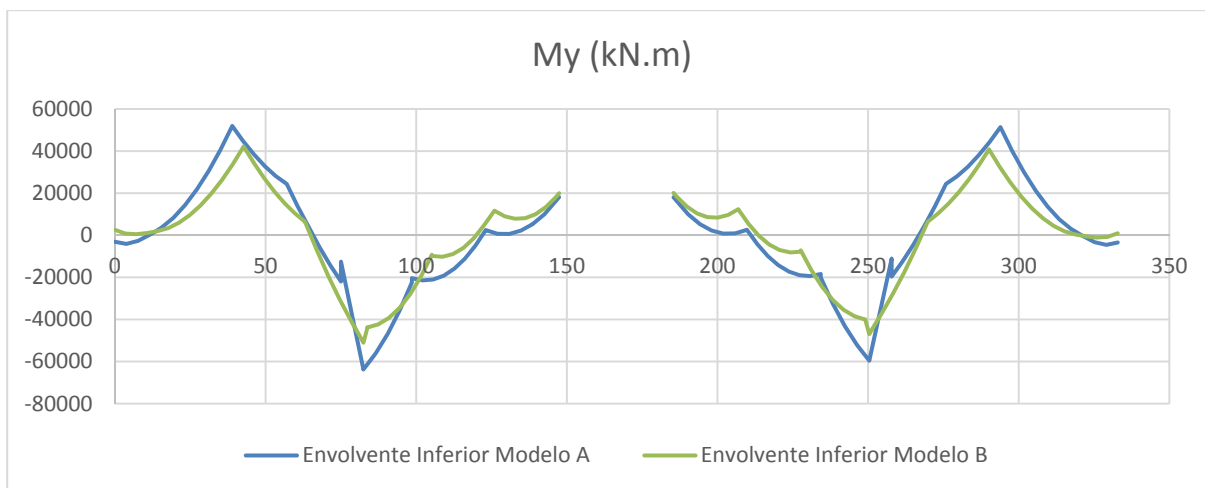


Figura 6.12 – Envoltório inferior dos momentos fletores segundo y no arco para os dois modelos

Através destes diagramas é possível observar que o modelo de montantes inclinados apresenta valores superiores tanto para os momentos positivos como negativos. Associado aos valores já apresentados dos esforços axiais, é possível concluir que o modelo B apresenta um melhor comportamento à flexão composta no seu arco quando comparado com o modelo A, pelo que a escolha dos pilares verticais é vantajosa relativamente ao arco.

Quadro 6.5 – Quadro resumo de comparação dos momentos fletores segundo y

	My (kN.m) máximo	My (kN.m) mínimo
Modelo A (incl.)	62500.15	-63765.26
Modelo B (vert.)	51402.48	-51035.77
Diferença (%)	17.76	19.96

6.4. PILARES

Esta comparação não poderia deixar de passar também pela avaliação dos esforços atuantes nos elementos que de facto diferem de um modelo para o outro, isto é, os pilares.

6.4.1. ESFORÇO AXIAL

Do mesmo modo, apresenta-se para os montantes o diagrama envolvente dos esforços axiais.

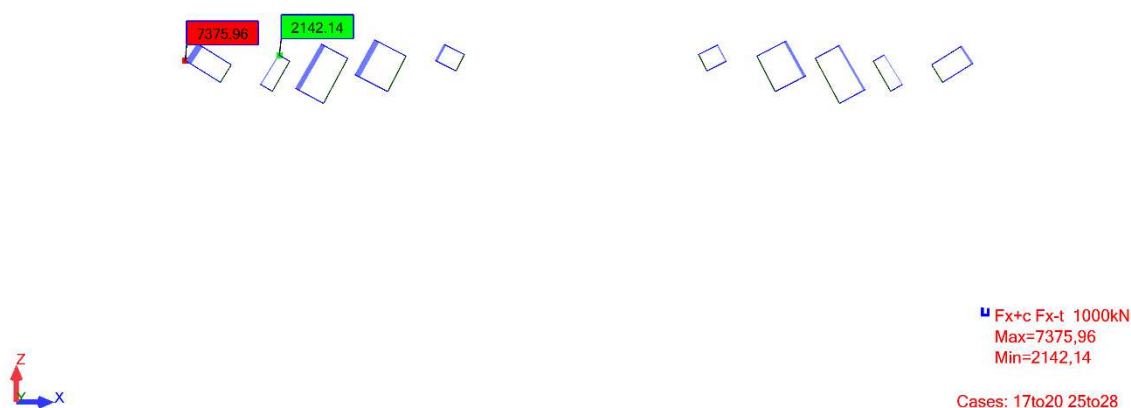


Figura 6.13 – Esforços axiais nos montantes para o modelo A

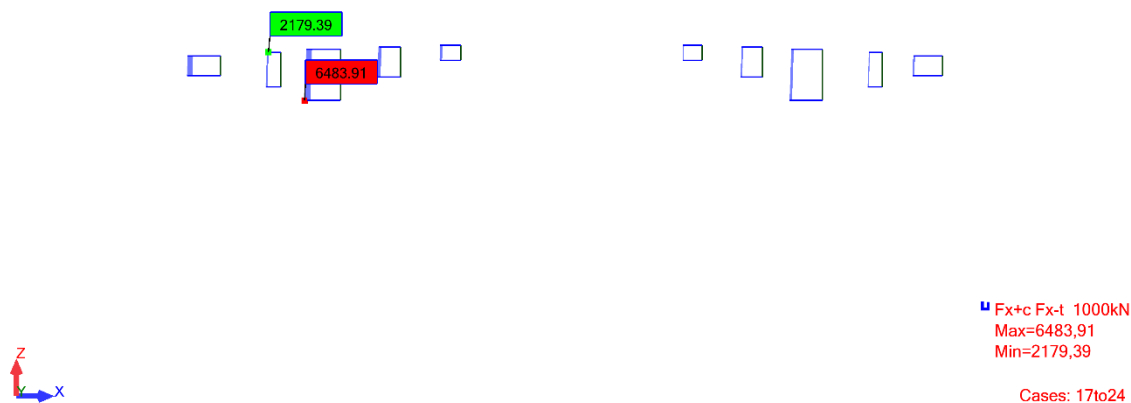


Figura 6.14 – Esforços axiais nos montantes para o modelo B

Como é possível observar pelos diagramas apresentados, Figura 6.13 e Figura 6.14, o esforço axial nos dois modelos é quase idêntico, sendo que no modelo A o esforço de compressão máximo é um pouco superior perfazendo uma diferença percentual de apenas 12%.

6.4.2. MOMENTO FLETOR SEGUNDO Y

De seguida, comparam-se os momentos fletores segundo y dos dois modelos.

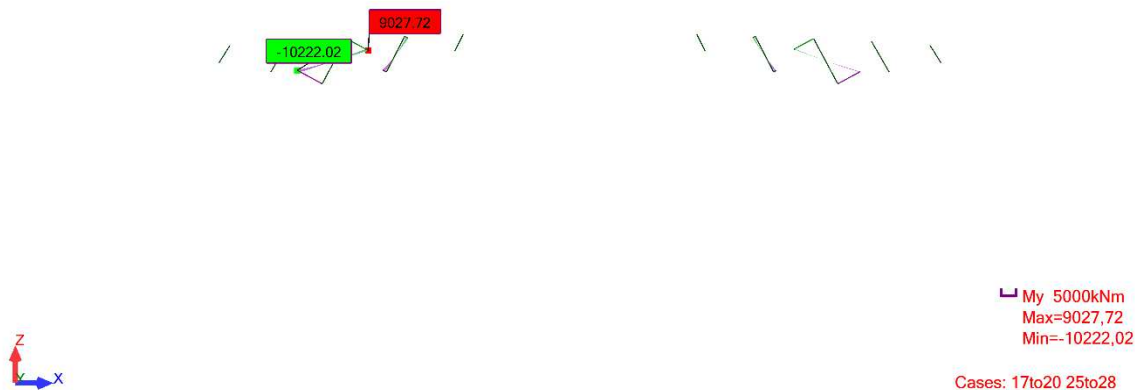


Figura 6.15 – Momentos fletores nos montantes para o modelo A

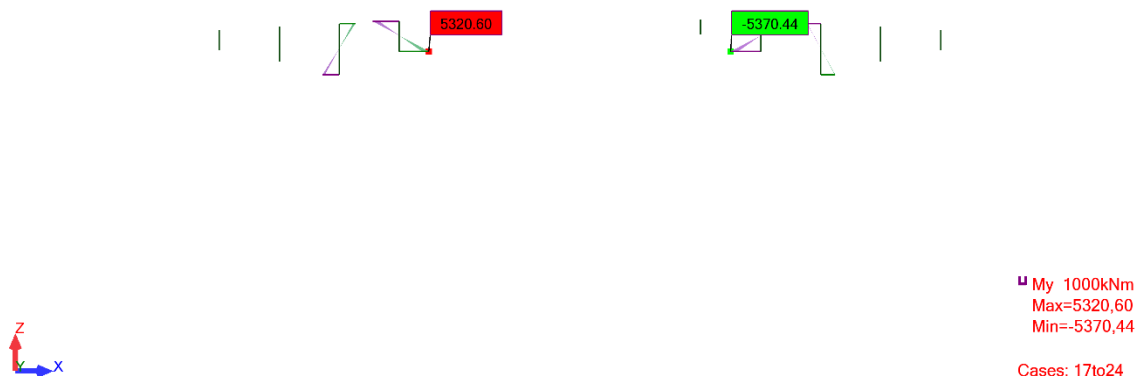


Figura 6.16 – Momentos fletores nos montantes para o modelo B

É possível observar que, como seria de esperar, os pilares mais curtos, cuja rotação foi permitida, não apresentam momentos fletores. A diferença dos esforços máximos dos dois modelos é notória, sendo que no modelo A, estes são quase o dobro dos verificados no modelo B, pelo que neste campo o segundo apresenta um melhor comportamento que o de pilares inclinados.

Conclui-se, desta forma, que devido à libertação da rotação em alguns pilares no modelo A, os esforços são redistribuídos de forma bastante significativa para os montantes mais próximos destes. Por outro lado, no modelo B, esta redistribuição também acontece mas de forma bem mais atenuada. Este é um problema do modelo em estudo, já que se prevê uma necessidade de uma quantidade de armadura superior para estes elementos estruturais.

Para os valores de esforços apresentados pelo modelo de montantes verticais não se verificam os problemas encontrados no dimensionamento destes elementos estruturais como analisado em 5.7.3.

6.5. FREQUÊNCIAS NATURAIS

A comparação das frequências naturais de vibração é importante no estudo do comportamento dos dois modelos para ações dinâmicas.

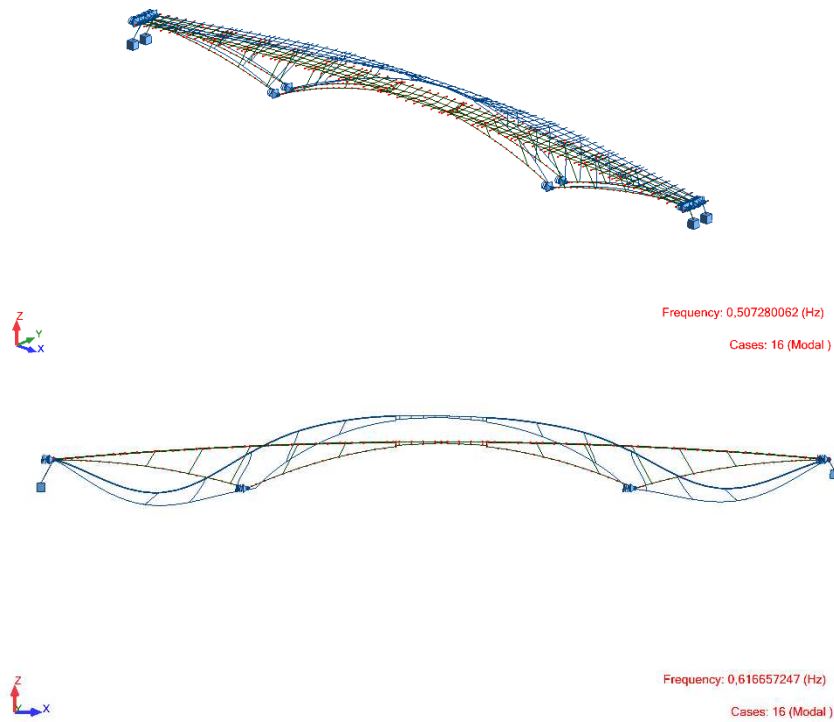


Figura 6.17 – 1º modo de vibração lateral e vertical do modelo A

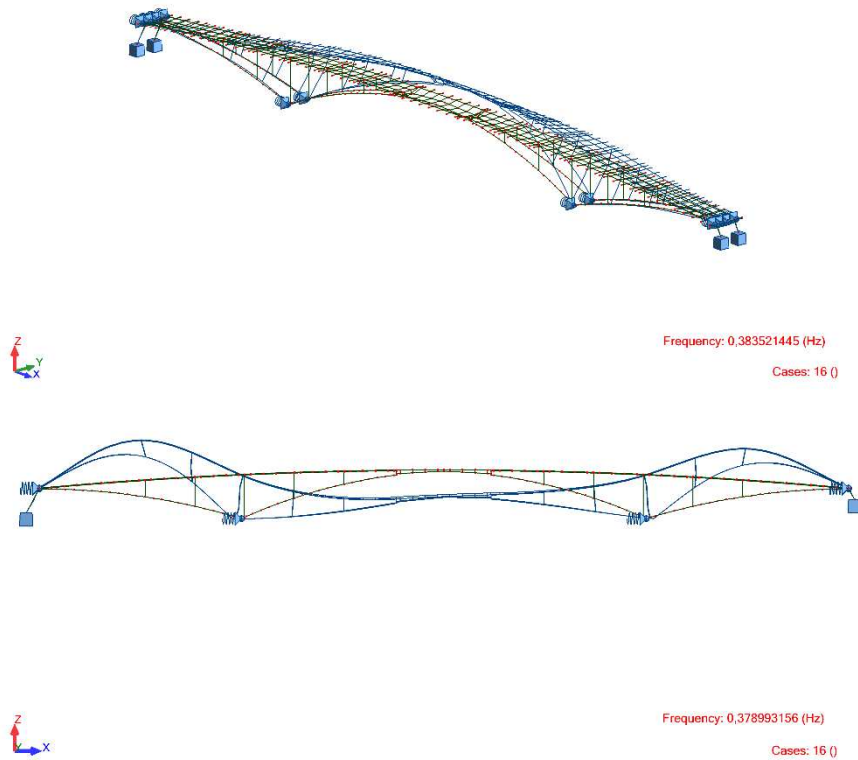


Figura 6.18 – 1º modo de vibração lateral e vertical do modelo B

Como é possível, observar o modelo A apresenta muito melhor comportamento geral do que o modelo B. Enquanto que no modelo de pilares inclinados o primeiro modo de vibração, na direção transversal do tabuleiro, apresenta uma frequência de 0.51 Hz e, na direção vertical, de 0.62 Hz, o modelo de montantes verticais apresenta os dois primeiros modos com frequências praticamente idênticas, de 0.38 Hz nas duas direções.

Assim é possível concluir que a disposição dos montantes de forma inclinada confere um aumento considerável à rigidez da estrutura.

6.6. CONCLUSÕES

Desta forma, consegue-se comprovar que a disposição inclinada dos montantes melhora o comportamento do tabuleiro, reduzindo os esforços de tração. Seria interessante, no âmbito deste trabalho, o dimensionamento rigoroso das armaduras ativas dos dois modelos de modo a calcular a economia de um em comparação com o outro. No entanto, devido às razões já referidas anteriormente, opta-se por não o fazer.

Assim, e de acordo com o que é aqui estudado, a solução de montantes inclinados apresenta vantagens estéticas e estruturais. Apesar dos problemas referidos em relação ao comportamento dos montantes acredita-se que estes não são graves, pelo que é favorável e viável a solução adotada.

7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. GERAL

O objetivo deste capítulo é expor as conclusões essenciais do trabalho desenvolvido ao longo desta dissertação.

Pretende-se ainda apresentar e refletir possíveis desenvolvimentos futuros deste projeto de modo a continuar e completar os assuntos aqui abordados.

7.2. CONCLUSÕES

A presente dissertação tem como principal objetivo a apresentação de um projeto base de uma nova ponte rodoviária entre as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia à cota baixa. Devido ao carácter minucioso e exaustivo associado a qualquer projeto deste género, este trabalho deve ser encarado, acima de tudo, como um estudo de viabilidade e exequibilidade desta nova travessia.

De seguida, apresentam-se de forma concisa os conteúdos e principais conclusões conseguidos em cada um dos capítulos em que se encontra dividida esta dissertação.

O segundo capítulo começa por expor a história e evolução das pontes em arco ao longo do tempo, sendo de seguida realizada uma breve apresentação de duas das pontes mais emblemáticas sobre o rio Douro, isto é, a Ponte Luís I e a Ponte da Arrábida. Por fim, referem-se obras notáveis da engenharia de pontes que são relevantes para o trabalho desenvolvido.

No terceiro capítulo são apresentadas as zonas envolventes escolhidas para o traçado desta nova ponte. São também explicadas as principais condicionantes inerentes à implantação da nova travessia nesta zona de modo a cumprir as normas das Estradas de Portugal e, essencialmente, não prejudicar o carácter estético de uma obra deste género quando inserida num local classificado como Património Mundial da Unesco.

No mesmo capítulo é ainda exposta e justificada a geometria geral dos diversos elementos estruturais que constituem a ponte em estudo, apresentando-se, em seguida uma possível solução para o processo construtivo a adotar de modo a conceber o projeto. Este processo é bastante simplificado, sendo necessário um estudo mais aprofundado e detalhado, onde sejam considerados os esforços atuantes durante as suas diversas fases.

Por fim, é realizado um breve estudo do impacto visual onde se concluiu que a nova ponte apresenta linhas elegantes e esteticamente agradáveis, sem descurar e prejudicar a delicada e ímpar paisagem da zona ribeirinha da foz do rio Douro.

No quarto capítulo são expostos os principais materiais a serem utilizados no projeto em estudo, onde importa distinguir o uso do betão branco arquitetónico de modo a enaltecer a estética da nova travessia.

No quinto capítulo é descrita de forma detalhada a realização do modelo de cálculo necessário ao dimensionamento da nova estrutura, realizado com o auxílio do software *Robot Structural Analysis Professional 2013*. Apresentam-se, também, as várias ações e combinações de cálculo induzidas na estrutura de modo poder obter os esforços a que está submetida. Assim, é realizada uma análise das secções mais condicionantes, apresentando-se o dimensionamento de armadura e verificação dos estados limite de serviç. É importante salientar que seria prudente realizar uma otimização da estrutura dado o comportamento de alguns elementos estruturais, como por exemplo os pilares. No entanto, devido ao pouco tempo disponível opta-se por não o fazer.

Realiza-se, no mesmo capítulo, uma combinação accidental onde se conclui que esta não induz esforços significativos à estrutura.

Em relação ao comportamento dinâmico da estrutura, não é possível no âmbito desta dissertação realizar um estudo mais aprofundado e detalhado que salienta-se ser necessário em caso de realização do projeto. Todavia é apresentada uma análise simples que permite concluir que em princípio não deverão ocorrer problemas com o comportamento dinâmico.

Importa salientar que ao contrário do que era pretendido no início do presente trabalho não foi possível a caracterização e dimensionamento das fundações em estaca dos arcos, pelo que deve ser considerado num estudo ou desenvolvimento futuro.

No capítulo seis, é realizado um estudo comparativo dos esforços obtidos com o modelo utilizado no cálculo da estrutura com os de um modelo em tudo semelhante, à exceção da orientação dos montantes sobre o arco. Concluiu-se assim, que o modelo de montantes inclinados apresentava no geral um melhor comportamento no tabuleiro, enquanto que nos próprios montantes o modelo de pilares verticais sai favorecido já que apresenta esforços muito menores que fazem prever a não ocorrência dos problemas verificados ao nível da fendilhação nos montantes inclinados.

São assim cumpridos os objetivos que foram definidos no capítulo inicial da presente dissertação realçando o valor estético do projeto apresentado e voltando a referir o carácter simplificado e incompleto do cálculo estrutural inerente a uma dissertação deste género.

Apresenta-se ainda em anexo uma estimativa orçamental onde, mais uma vez, se conclui a viabilidade deste projeto.

7.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Já que apenas foi realizado um dimensionamento estrutural geral da ponte através das suas secções mais solicitadas, existem vários procedimentos que não são contabilizados neste estudo. Desta forma, os mesmos devem ser tomados em consideração em desenvolvimentos futuros. Destacam-se os seguintes:

- Dimensionamento das fundações dos arcos, dos pilares e muros de encontro nas margens;
- Realização de uma análise dinâmica da estrutura, nomeadamente dos efeitos da ação do vento através de ensaios em túnel de vento com um modelo em escala reduzida;
- Análise mais aprofundada e dimensionamento dos aparelhos de apoio utilizados nos pilares e arcos, bem como das juntas de dilatação;
- Estudo rigoroso da ação sísmica sobre a estrutura;
- Estudo com maior precisão dos efeitos das ações diferidas de fluência e retração;
- Estudo pormenorizado da ligação arco-tabuleiro a meio vão através da utilização de um modelo mais refinado do que o que foi utilizado no presente estudo;

- Verificação da segurança das várias estruturas provisórias de auxílio à execução da ponte (torres metálicas, tirantes, cimbres);
- Verificação da segurança e dimensionamento de todos os elementos dos encontros e do viaduto de acesso em curva circular na margem de Gaia;
- Desenvolvimento pormenorizado da solução em pré-esforço para o tabuleiro;
- Dimensionamento pormenorizado de todas as secções apresentando escalonamento e dispensas de armadura;
- Realização de modelos de cálculo da estrutura para as várias fases do processo construtivo e respetivo dimensionamento e verificação de segurança, bem como uma maior pormenorização e refinamento do processo construtivo a adotar;
- Medições com maior rigor dos elementos constituintes;
- Maior detalhe e pormenorização na estimativa e orçamentação da obra;
- Formulação mais pormenorizada da reorganização urbanística a ser realizada do lado de Gaia.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Pinto, T., *Adaptação da Ponte da Arrábida à passagem do metro ligeiro*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.
- [2] Pinho, P., *Pontes e Espaços - Tempo*, PORTO CIDADE REGIÃO, pp. 1–13, Porto, 2004.
- [3] Cruz, P. J. de S., Cordeiro, J. M. L., *As Pontes do Porto*, Livraria Civilização-Editora, Porto, 2001.
- [4] Troyano, L. F., *Tierra Sobre el Agua: Visión Histórica Universal de los Puentes*, Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Madrid, 2004.
- [5] Pereira, J. F., *Neoclassicismo ou fim do classicismo?*, História da Arte Portuguesa, Lisboa, 1995.
- [6] França, Adalberto, *Sebenta Teórico-Prática, Vias de Comunicação*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012.
- [7] Menn, C., *Prestressed concrete bridges*, Birkhauser Verlag, Basel, 1990.
- [8] Manterola, J., *Puentes: apuntes para su diseno, cálculo y construcción*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2006.
- [9] Mageba, *Reston Spherical type KA AP catalog*, 2013.
- [10] Coutinho, J. de S., *Materiais de construção 2*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2010.
- [11] *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios*. ENV 1992-1-1:2004.
- [12] Figueiras, J. A., *Dimensionamento de Estruturas de Betão Pré-esforçado*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1993.
- [13] Moreira, J. C., *Projeto de Uma Ponte Rodoviária entre as cidades do Porto e Gaia*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012.
- [14] *Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas*, NP EN 1990:2009.
- [15] Drumond, D. S., Teixeira, A. D. L. G., *Comparação entre modelos de pórticos 3D e modelos de elementos volumétricos pelo método dos elementos finitos*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2006.
- [16] Rubber, G., *ELASTOMERIC BEARINGS GRANOR Elastomeric Laminated Bearings , to AS . 5100 . 4 Specification*, 2013.
- [17] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*, REBAP, 1983
- [18] *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Pontes em betão - Regras de dimensionamento e detalhe*. EN 1992-2:2005 (versão em inglês).
- [19] Marchão, C., Appleton, J., *Folhas de apoio às aulas, Módulo 1 - Pré-Esforço*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2013.

- [20] *Eurocódigo 1: Acções em estruturas: Sobrecargas em pontes*. EN 1991-2:2003 (versão em inglês).
- [21] Calgaro, J. A., Tschumi, M., Gulvanessian, H., *Designers Guide to Eurocode 1 : Actions on Bridges*, 2010 (versão em inglês).
- [22] *Design of Bridges - Guide to basis of bridge design related to Eurocodes supplemented by practical examples*, Leonardo da Vinci Project, Pisa, 2005.
- [23] *Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-5: Acções gerais - Acções térmicas*. NP EN 1991-1-5:2009.
- [24] *Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções gerais - Acções do vento*. NP EN 1991-1-4:2010.
- [25] *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 2: Pontes*. prEN 1998-1-1:2010.
- [26] *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. prEN 1998-1-1:2010.
- [27] *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios*, EN 1992 Annex A2, 2001 (versão em inglês).
- [28] <http://arkitectos.blogspot.pt/2009/07/construcao-do-edificio-da-nova.html> (consultado em 26 de Junho de 2013)
- [29] http://en.wikipedia.org/wiki/File:Pont_du_Gard_Oct_2007.jpg (consultado em 12 de Agosto de 2013)
- [30] <http://julita.usask.ca/tours/Madrid-02/toledo.htm> (consultado em 12 de Agosto de 2013)
- [31] <http://www.english-heritage.org.uk/daysout/properties/iron-bridge/> (consultado em 12 de Agosto de 2013)
- [32] http://en.wikipedia.org/wiki/File:Salginatobel_Bridge_mg_4080.jpg (consultado em 12 de Agosto de 2013)
- [33] <http://www.schdri.com/projecthonor/technologyandpatents/3126.htm> (consultado em 12 de Agosto de 2013)
- [34] http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Ponte_da_Arr%C3%A1bida,_Porto,_Portugal.jpg (consultado em 13 de Agosto de 2013)
- [35] [http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Storms_River_Bridge_\(N2\)-001.jpg](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Storms_River_Bridge_(N2)-001.jpg) (consultado em 12 de Agosto de 2013)
- [36] <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0000470> (consultado em 13 de Agosto de 2013)

- [37] http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Fausto_Bisantis_Bridge (consultado em 13 de Agosto de 2013)
- [38] <http://www.shp.eu/en/strasky-husty-a-partneri/projects/bridges/highway-bridges/arch-bridges/arch-bridge-across-high-speed-road-r52-near-bratcic/> (consultado em 13 de Agosto de 2013)
- [39] <http://www.shp.eu/en/strasky-husty-a-partneri/projects/bridges/highway-bridges/arch-bridges/arch-bridge-across-the-freeway-d47/> (consultado em 13 de Agosto de 2013)
- [40] http://www.e-architect.co.uk/images/jpgs/portugal/judicial_court_gouveia_b160611_jc2.jpg (consultado em 14 de Agosto de 2013)
- [41] <http://3.bp.blogspot.com/zRIXpQugyTw/TJYR2IGc8I/AAAAAAAAAvA/a7k4yZckfG8/s400/Imagem+008.jpg> (consultado em 14 de Agosto de 2013)
- [42] <http://lightenjin.pt/wp-content/uploads/2013/02/vodafone-porto-1.jpg> (consultado em 14 de Agosto de 2013)

ANEXOS

ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

O custo global da obra em estudo prevê-se na ordem dos €11.000.000. Este valor é alcançado através da discretização das várias tarefas associadas à realização desta empreitada e ao seu somatório global.

Esta estimativa é concretizada a partir de preços de referência dos diferentes trabalhos, através de pesquisas na internet e bibliografia de trabalhos semelhantes. Como tal, este valor deve apenas ser encarado com meramente informativo dando um valor de enquadramento estando sujeito a uma significativa margem de erro.

Nos elementos de betão armado, uma vez que não foi efetuado o dimensionamento global de todas as secções da estrutura, assume-se, de forma conservativa, uma percentagem de armadura idêntica à das secções críticas mais solicitadas.

Quadro A.1 – Estimativa Orçamental da Obra

Trabalho	Quantidade	U. S.	Custo Unitário	Custo Parcial
<i>Aterro da margem de Gaia</i>				
Material de aterro	9.900	m ³	19,50 €	193.050,00 €
Execução dos muros de suporte de terras	558	m ³	115,00 €	64.170,00 €
Execução de ensecadeiras incluindo montagem e desmontagem	3.290	m ²	75,50 €	248.395,00 €
Escavação em terreno de qualquer natureza com possível recurso a explosivos para abertura de fundações	6.937	m ³	9,80 €	67.985,05 €
Aterro e compactação no preenchimento das escavações para fundações	7.631	m ³	85,00 €	648.632,88 €
<i>Betões (incluindo fornecimento e colocação)</i>				
<i>Betão C30/37</i>				
Fundações	3.366	m ³	112,50 €	378.661,22 €
<i>Betão branco C50/60</i>				
Arco	3.578	m ³	200,00 €	715.668,80 €
Tabuleiro	4.317	m ³	200,00 €	863.367,60 €
Montantes	33	m ³	200,00 €	6.600,00 €

<i>Cofragens e cavaletes</i>				
Cimbres autolanzáveis para a execução do tabuleiro	1	Vg	1.100.000,00 €	-
Cimbres móveis para execução do arco por avanços sucessivos, incluindo estruturas para a execução dos fechos	1	Vg	675.000,00 €	-
Sistemas de equilíbrio exterior das consolas, incluindo torres metálicas, tirantes e unidades de ancoragem	1	Vg	1.200.000,00 €	-
<i>Aços</i>				
Aço S500 nervurado aplicado em obra	945.404	Kg	1,00 €	945.404,17 €
Aço de pré-esforço Y1860 S7 incluindo todas as operações e acessórios necessários à realização do pré-esforço	338.945	Kg	3,75 €	1.271.042,77 €
<i>Diversos</i>				
Aparelhos de apoio <i>spherical bearing</i>	24	uni	250,00 €	6.000,00 €
Aparelhos de apoio <i>Pot Bearing</i>	4	uni	160.000,00 €	640.000,00 €
Juntas de Dilatação	64	m	650,00 €	41.600 €
Guarda-corpos (Guarda metálica) incluindo selagem, metalização, montagem e pintura	840	m	127,20 €	106.848 €
Betão de agregados leves no enchimento dos passeios	42	m ³	101,76 €	4.313,088 €
Granito para revestimento de passeios	2.165	m ²	35,00 €	75.775 €
Acabamentos gerais e outros trabalhos (15% dos restantes trabalhos)				1.387.877,04 €
Total				10.640.390,60 €

Arredondamento

359.609,40 €

Estimativa global

11.000.000,00 €

(Onze milhões de euros)

DESENHOS

- Alçado longitudinal
- Implantação da ponte
- Planta
- Vista inferior da ponte
- Faseamento do funcionamento dos semáforos do encontro do Porto
- Secção transversal do tabuleiro na zona sobre os montantes
- Secção transversal do tabuleiro imediatamente antes da junção arco-tabuleiro
- Secção do tabuleiro a meio vão
- Disposição da armadura na Secção 1
- Disposição da armadura na Secção 2
- Disposição da armadura na Secção 3
- Disposição da armadura na Secção 4
- Disposição da armadura na Secção 5
- Disposição da armadura na Secção 6
- Disposição da armadura nas Secções 7,8, 9 e 10



Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia

Nome: António José de Sousa Barrias

Alçado Longitudinal

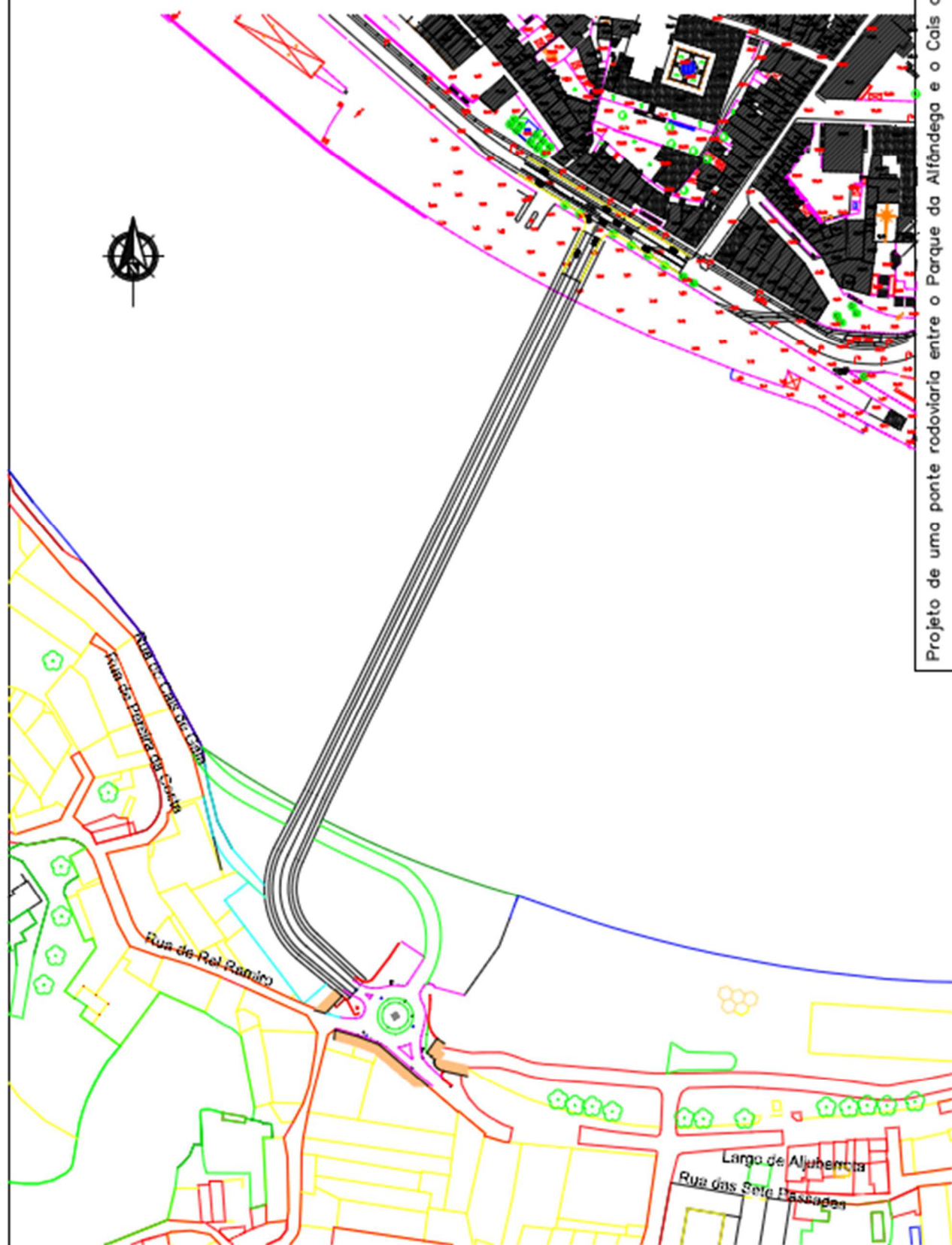
Julho de 2013

Escala: 1:2000



FEUP
Faculdade de Engenharia

Desenho
n.º 1



Projeto de uma ponte rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia

Nome: António José de Sousa Barrias

Implantação da Ponte Rodoviária

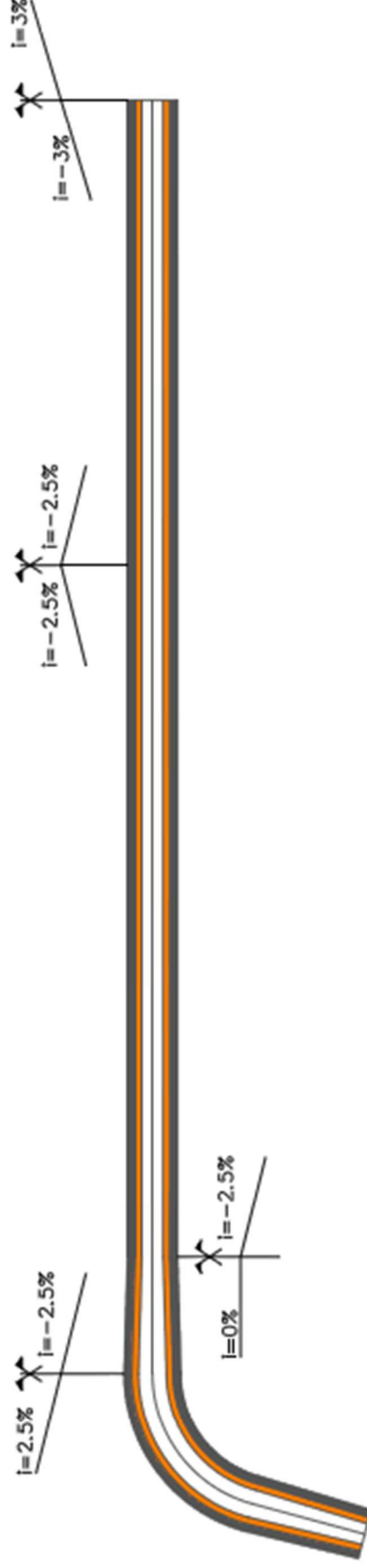
Julho de 2013

Escala: 1:3000



Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
FEUP

Desenho
n.º 2



Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia		 Universidade do Porto Faculdade de Engenharia FEUP	Desenho n.º 3
Nome: António José de Sousa Barrias	Julho de 2013		
Planta	Escala: 1:2000		



Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia

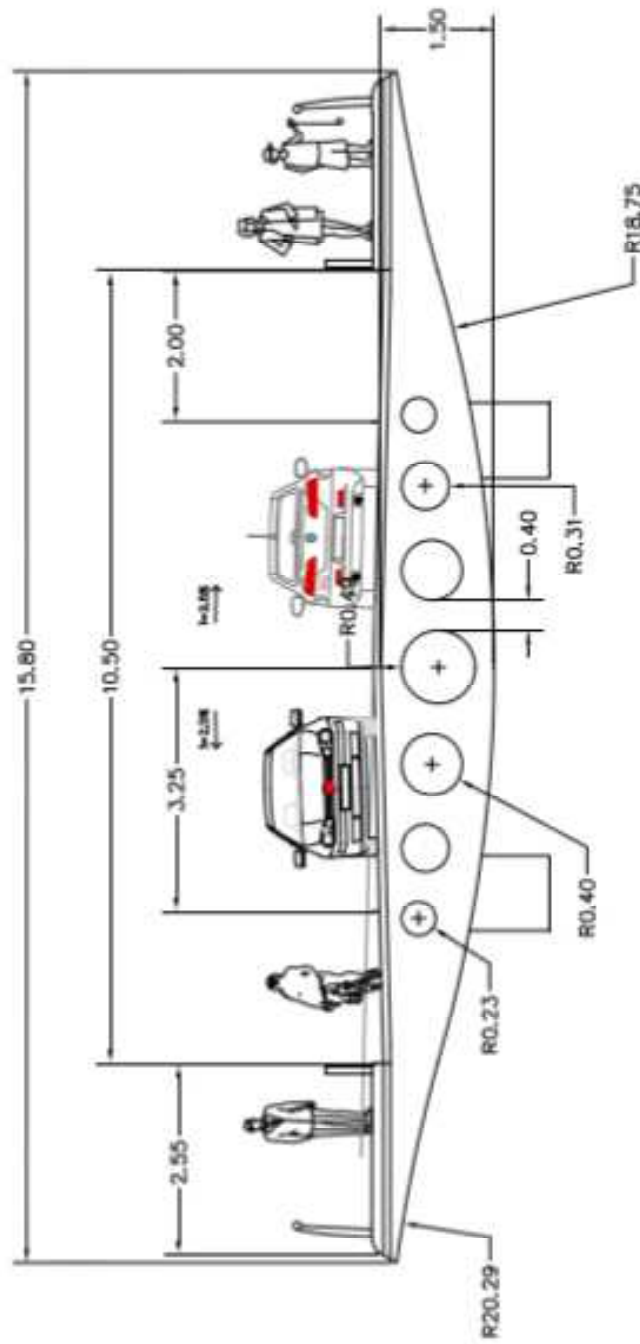
Nome: António José de Sousa Barrias

Julho de 2013

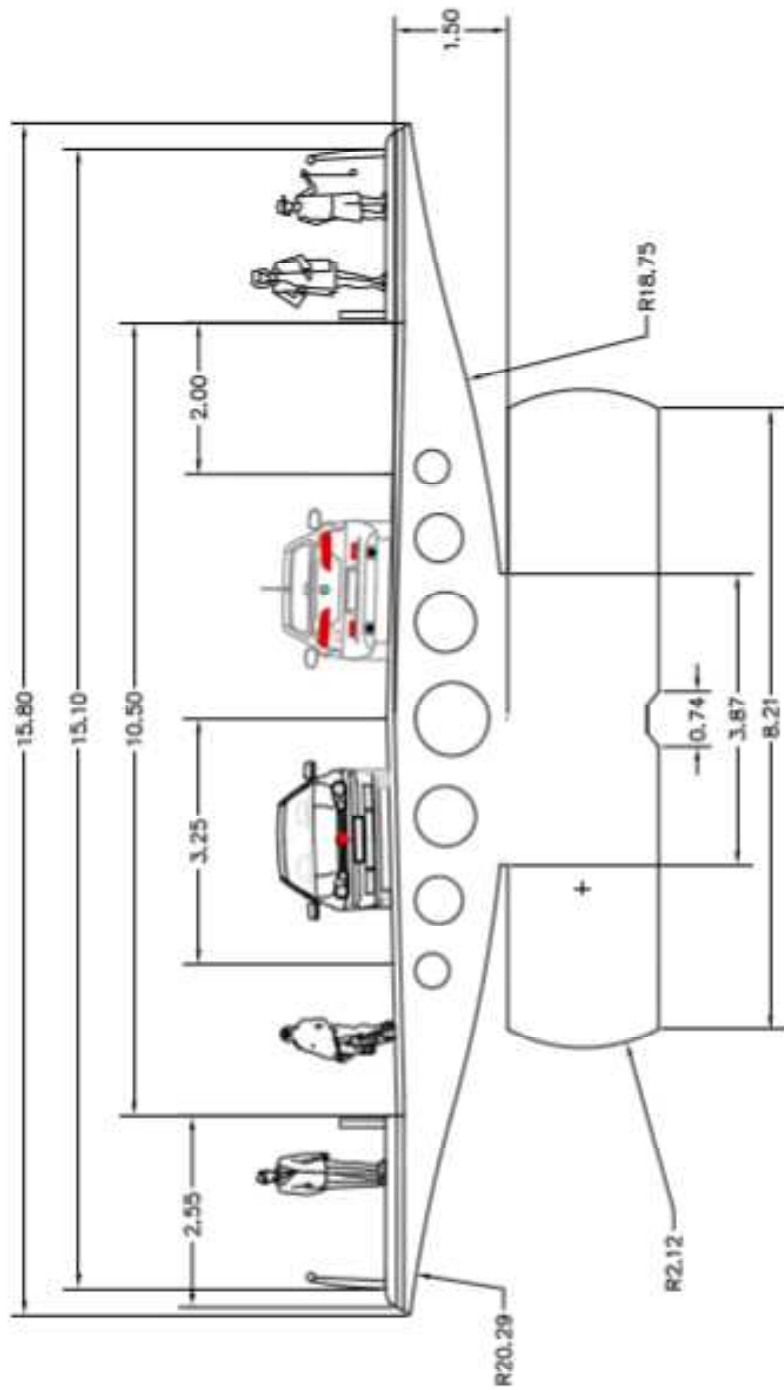
Vista inferior da ponte

Escala: 1:2000

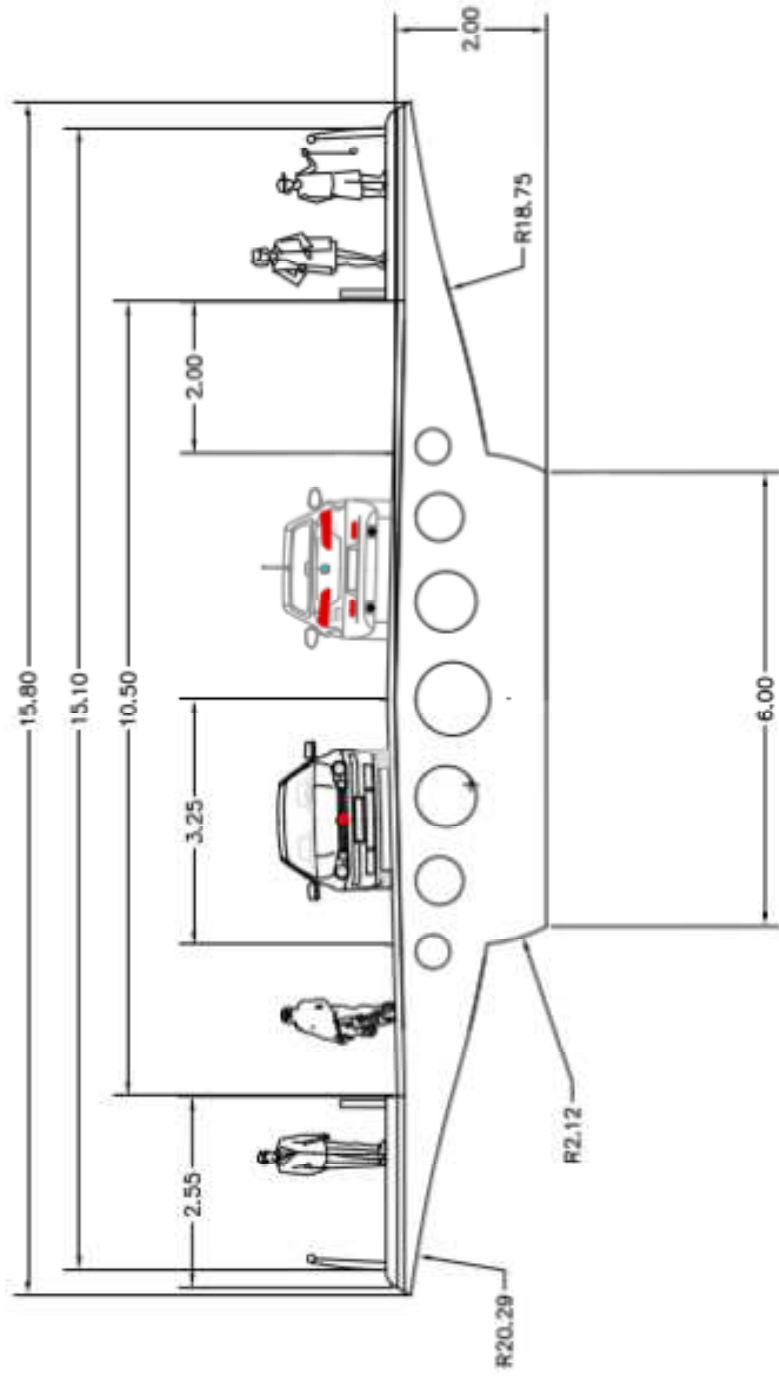
Desenho
n.º 4



 Faculdade de Engenharia FEUP		Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia	
Nome: António José de Sousa Barrias		Julho de 2013	
Secção transversal do tabuleiro na zona sobre os montantes		Escala: 1:100	Desenho n.º 6

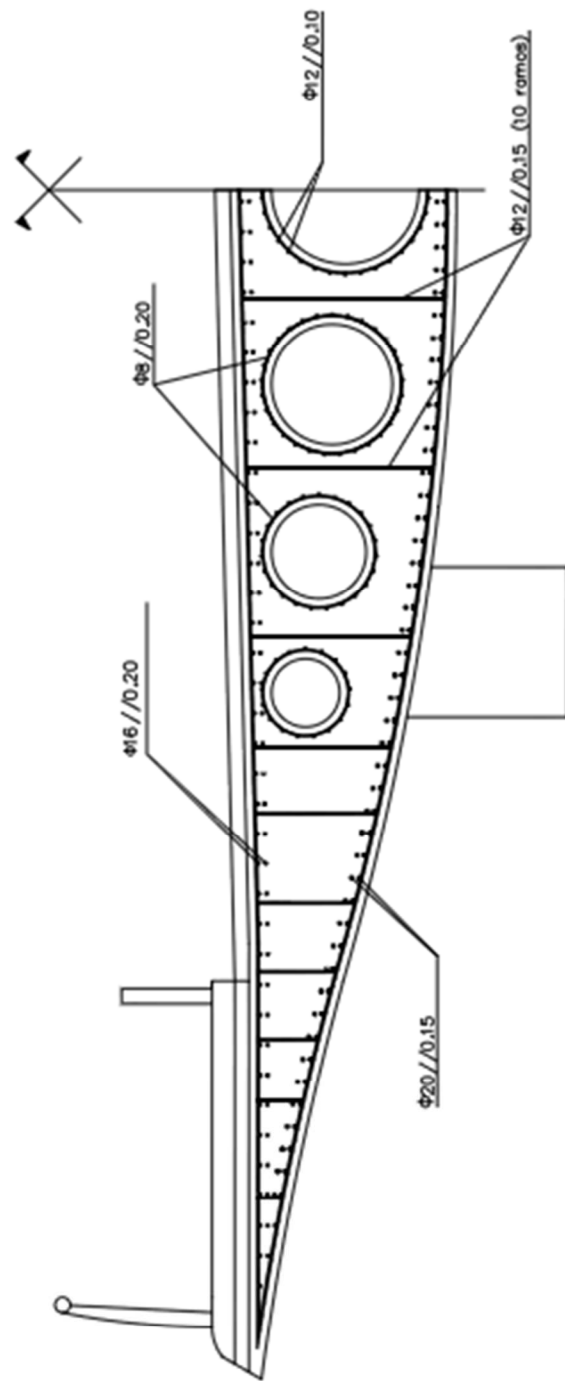


 Faculdade de Engenharia FEUP		Desenho n.º 7
Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia		
Nome: António José de Sousa Barrias		Julho de 2013
Secção transversal do tabuleiro imediatamente após a junção arco-tabuleiro		Escala: 1:100



 Universidade do Porto Faculdade de Engenharia FEUP		Desenho n.º 8	
Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia		Julho de 2013	
Nome: António José de Sousa Barrias			
Seção transversal do tabuleiro a meio vão		Escala: 1:100	

Secção do tabuleiro sobre os montantes onde o momento positivo é máximo



Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia

Nome: António José de Sousa Barrias

Disposição da armadura na secção 1



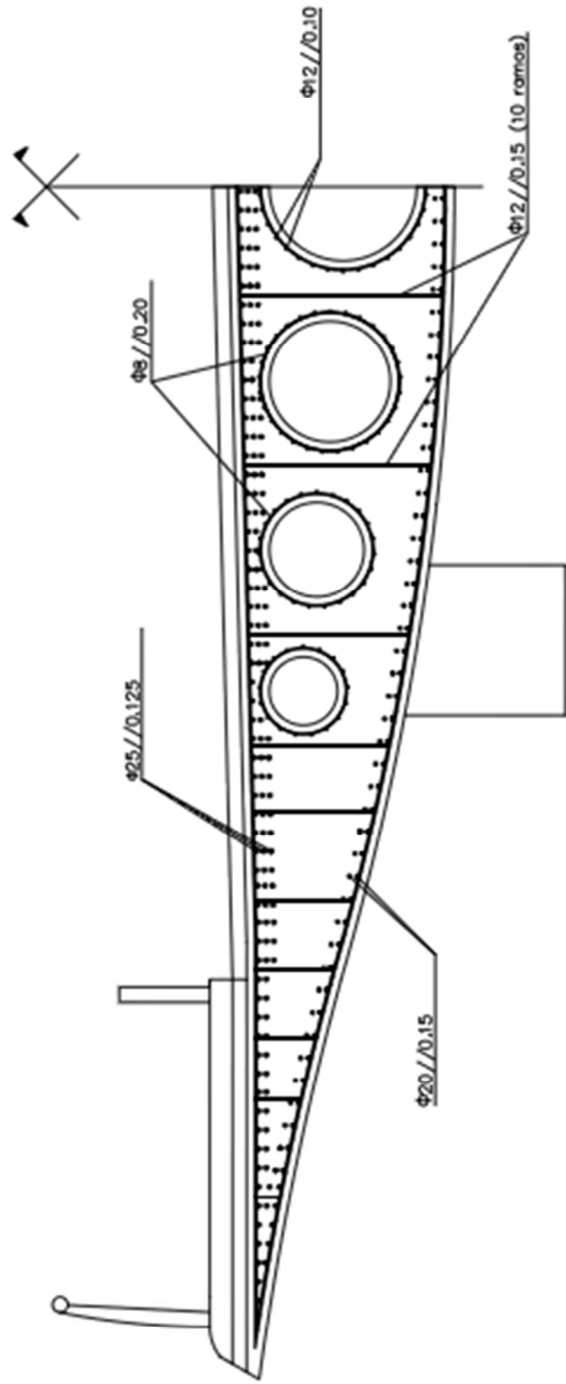
UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
FEUP

Desenho
n.º 9

Julho de 2013

Escala:
1:50

Secção do tabuleiro sobre os montantes onde o momento negativo é máximo



Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia

Nome: António José de Sousa Barrias

Disposição da armadura na secção 2

Julho de 2013

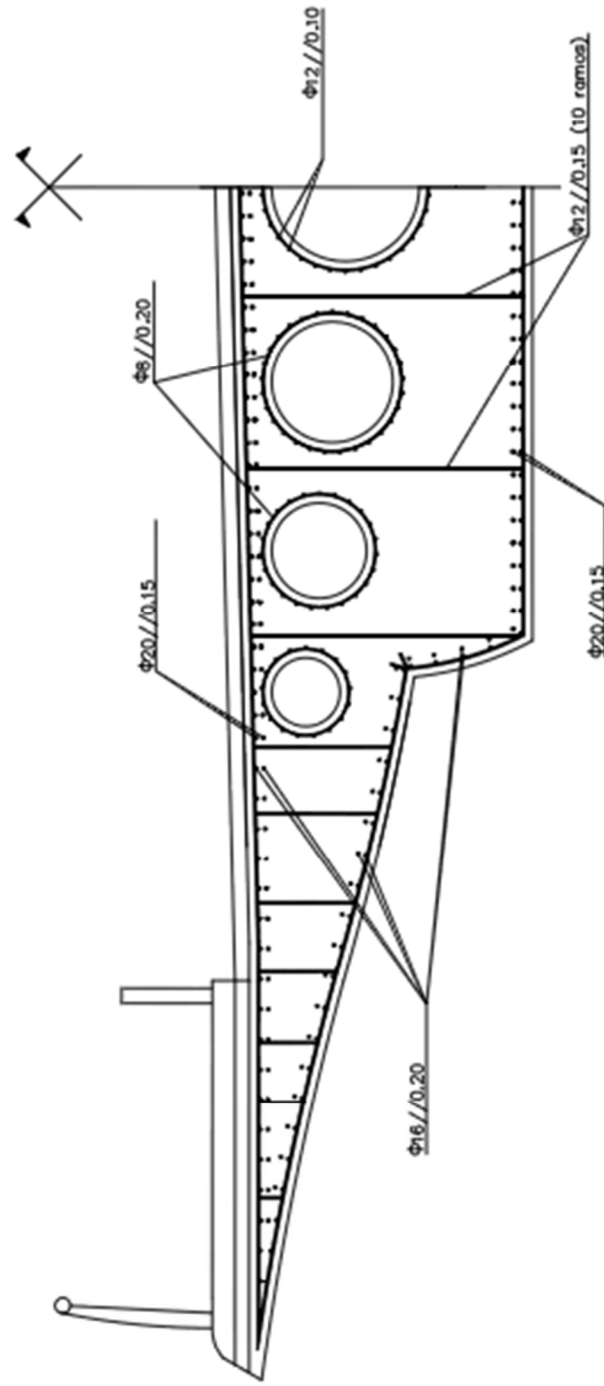
Escala:
1:50



FEUP
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

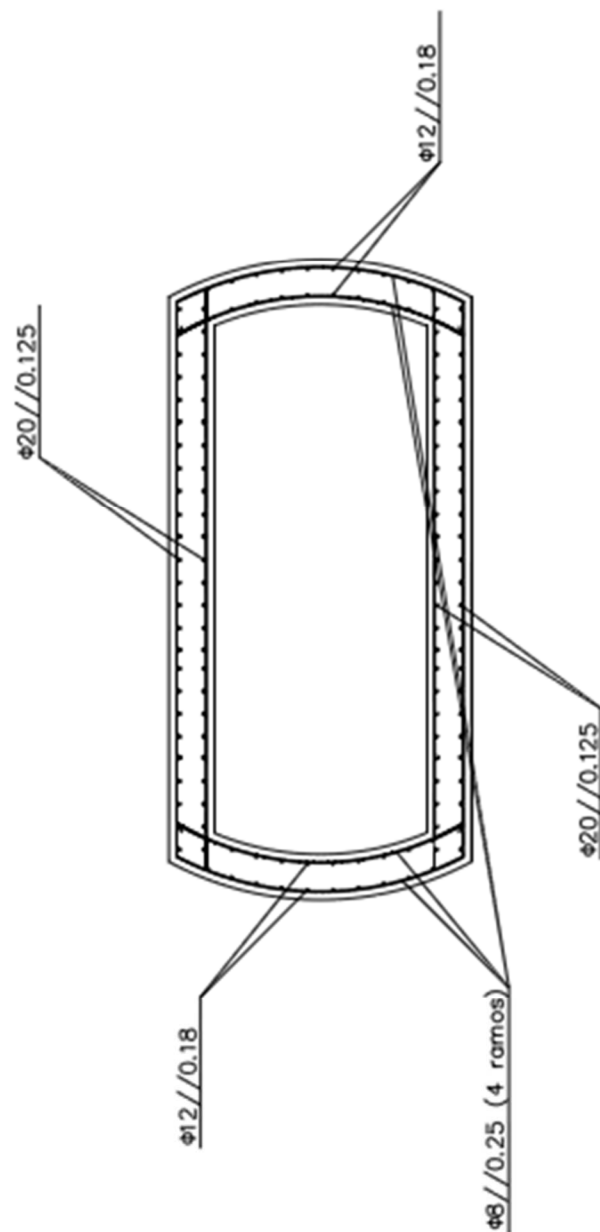
Desenho
n.º 10

Secção do tabuleiro a meio vão



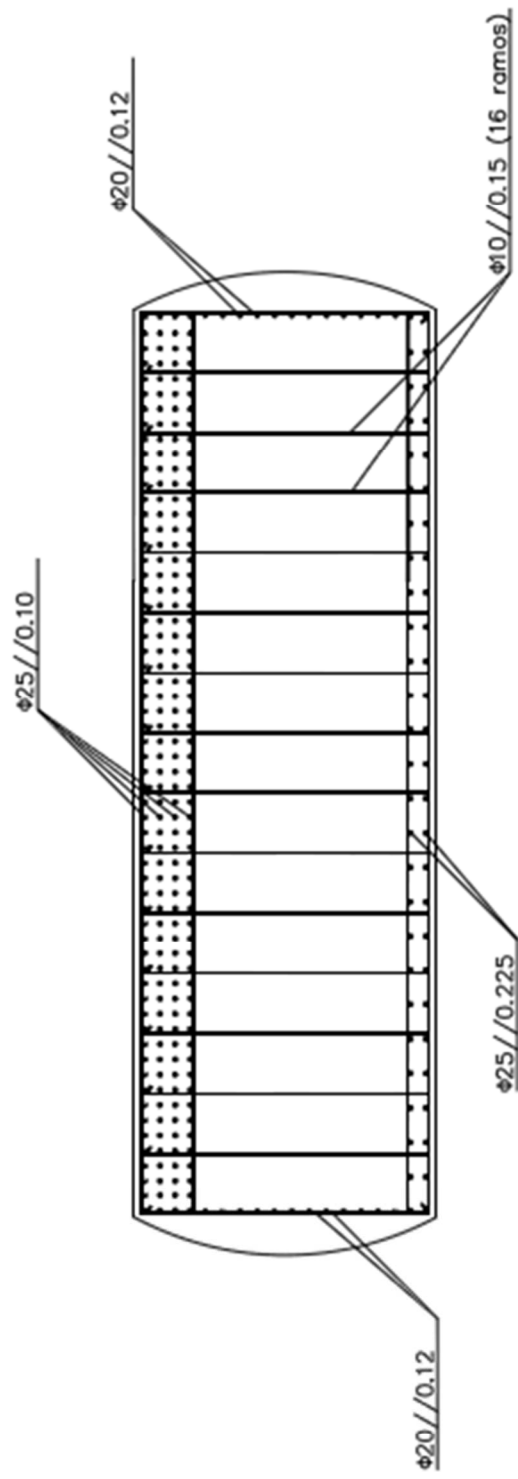
Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia		 Universidade do Porto Faculdade de Engenharia FEUP	Desenho n.º 11
Nome: António José de Sousa Barrias	Julho de 2013		
Disposição da armadura na secção 3	Escala: 1:50		

Secção do arco imediatamente antes da junção arco-tabuleiro



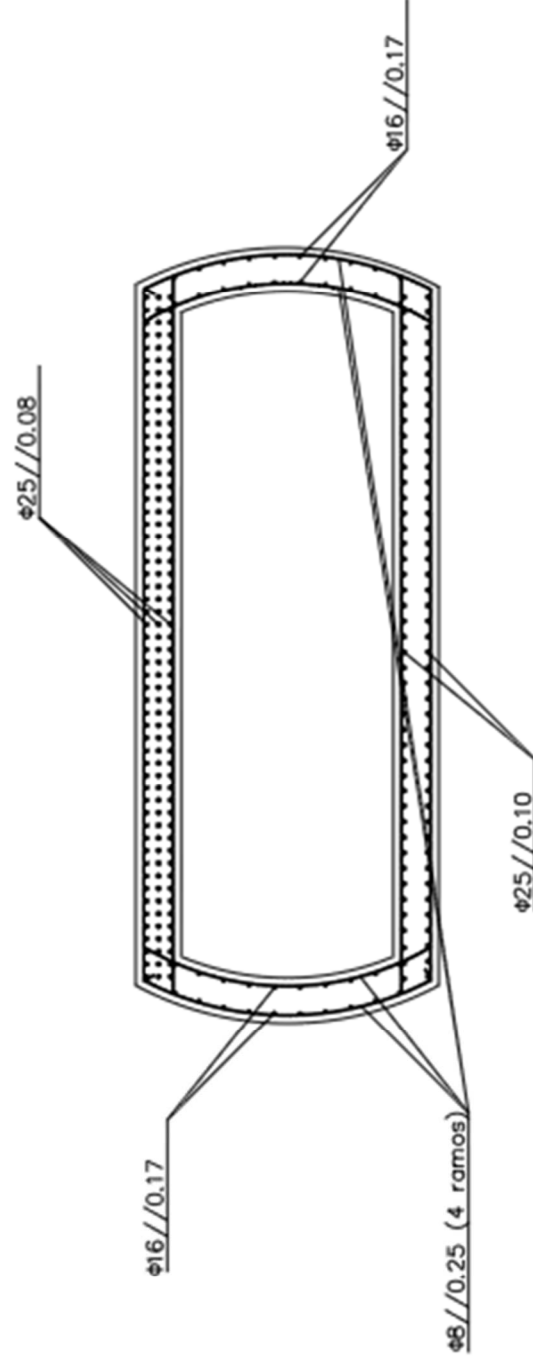
 Universidade do Porto Faculdade de Engenharia FEUP		Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia	
Nome: António José de Sousa Barrias		Julho de 2013	
Disposição da armadura na secção 4		Escala: 1:50	
		Desenho n.º 12	

Secção da base do arco



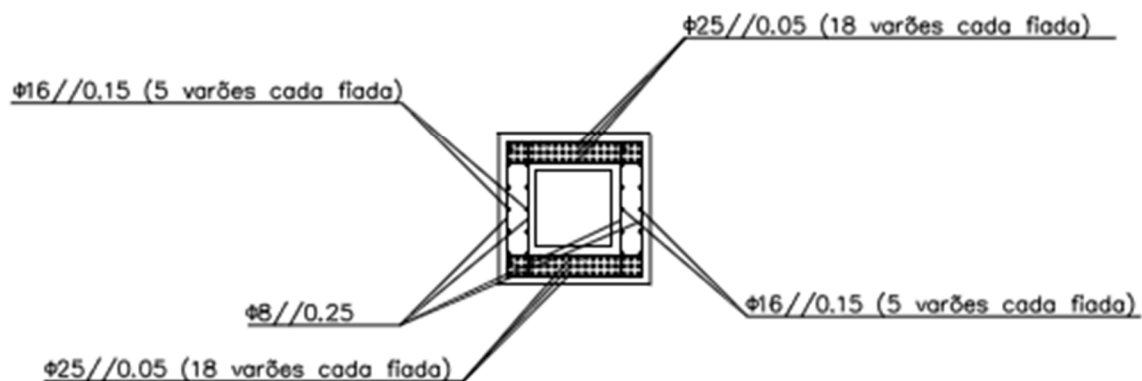
 Universidade do Porto Faculdade de Engenharia FEUP		Desenho n.º 13	
Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia		Julho de 2013	
Nome: António José de Sousa Barrias			
Disposição da armadura na secção 5		Escala: 1:50	

Secção do arco lateral onde o momento positivo é máximo

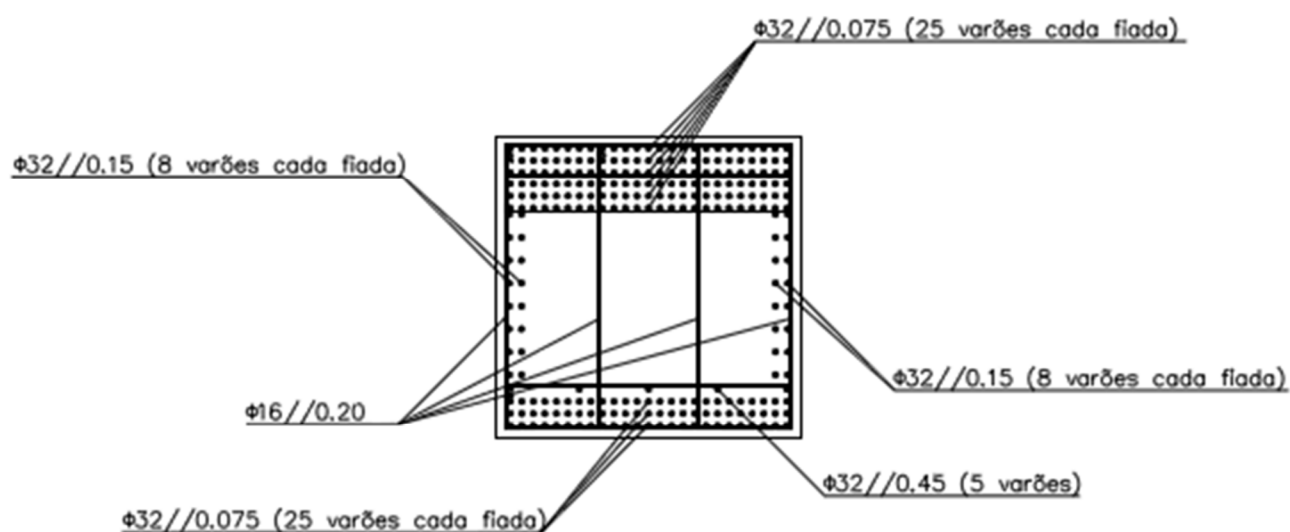


 Universidade do Porto Faculdade de Engenharia FEUP		Desenho n.º 14	
Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia		Julho de 2013	
Nome: António José de Sousa Barrias			Escala: 1:50
Disposição da armadura na secção 6			

Secção da base do pilar mais solicitado sobre o arco



Secção do topo do pilar mais solicitado nas margens



Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia

Nome: António José de Sousa Barrias

Julho de 2013

Disposição da armadura na secção 7, 8, 9 e 10

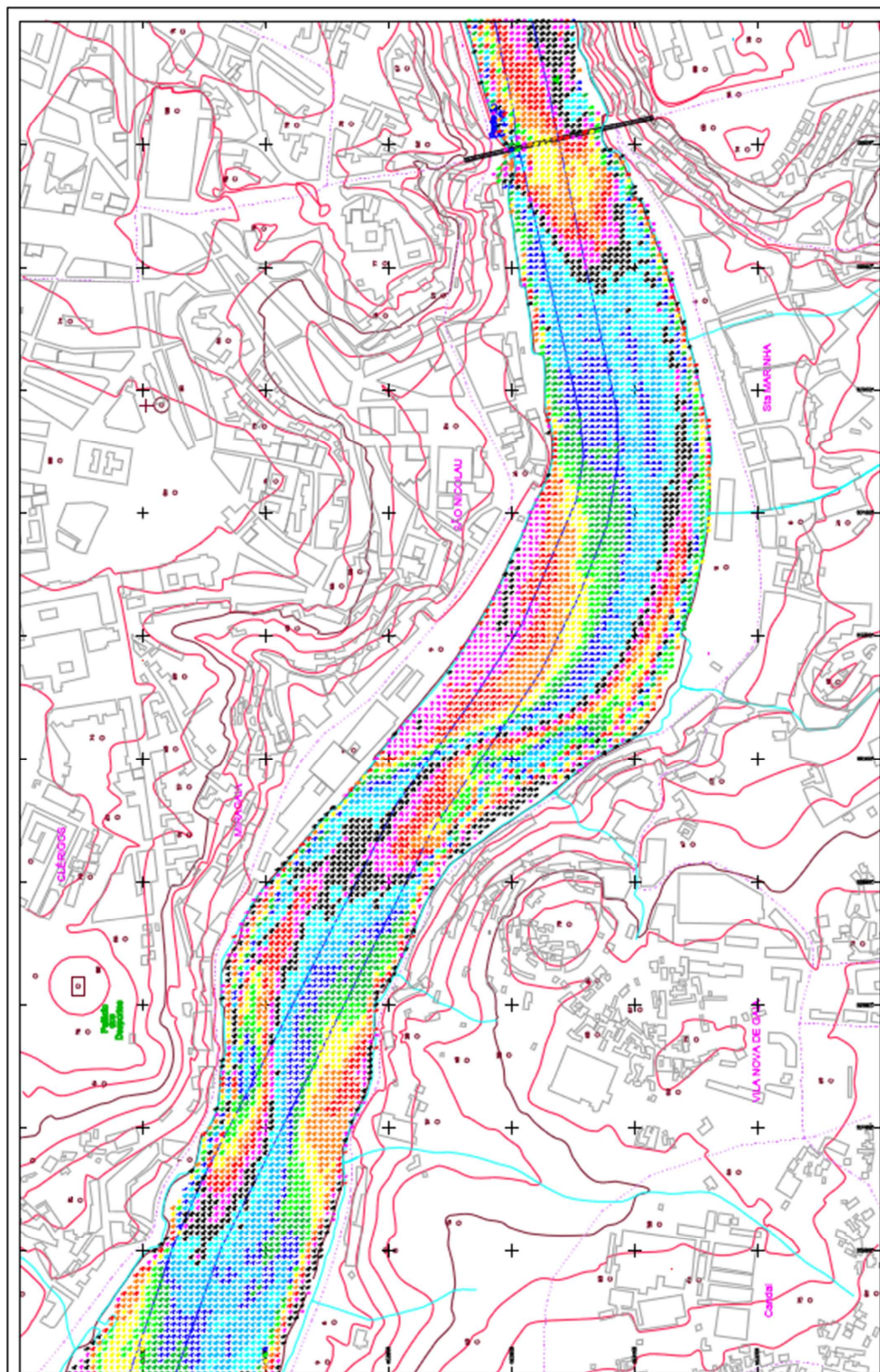
Escala:
1:50

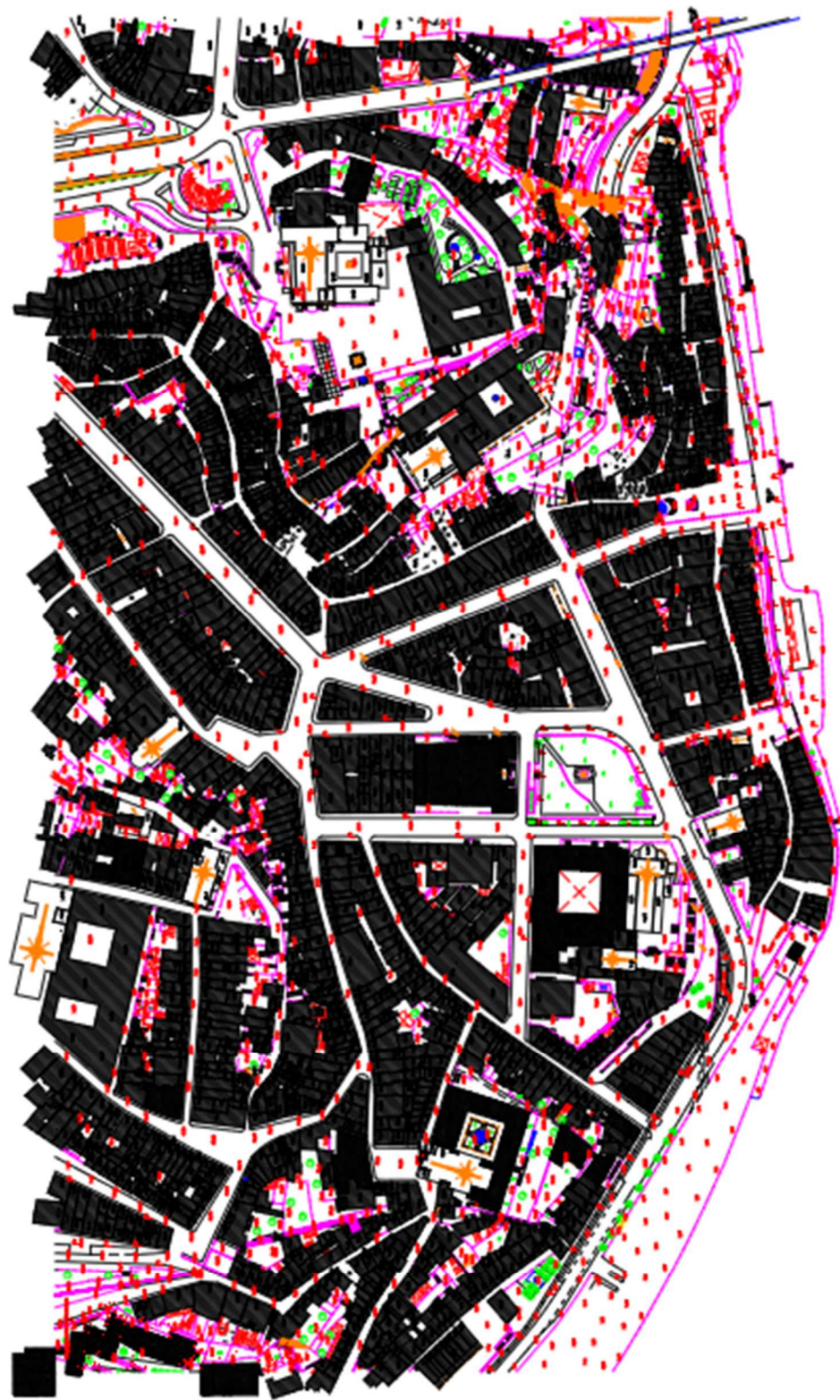


Desenho
nº15

INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA

- Profundidade do leito do Rio Douro
- Cartografia da margem do Porto
- Cartografia da margem de Vila Nova de Gaia





Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alfândega e o
Cois de Gola

Nome: António José de Sousa Barrias

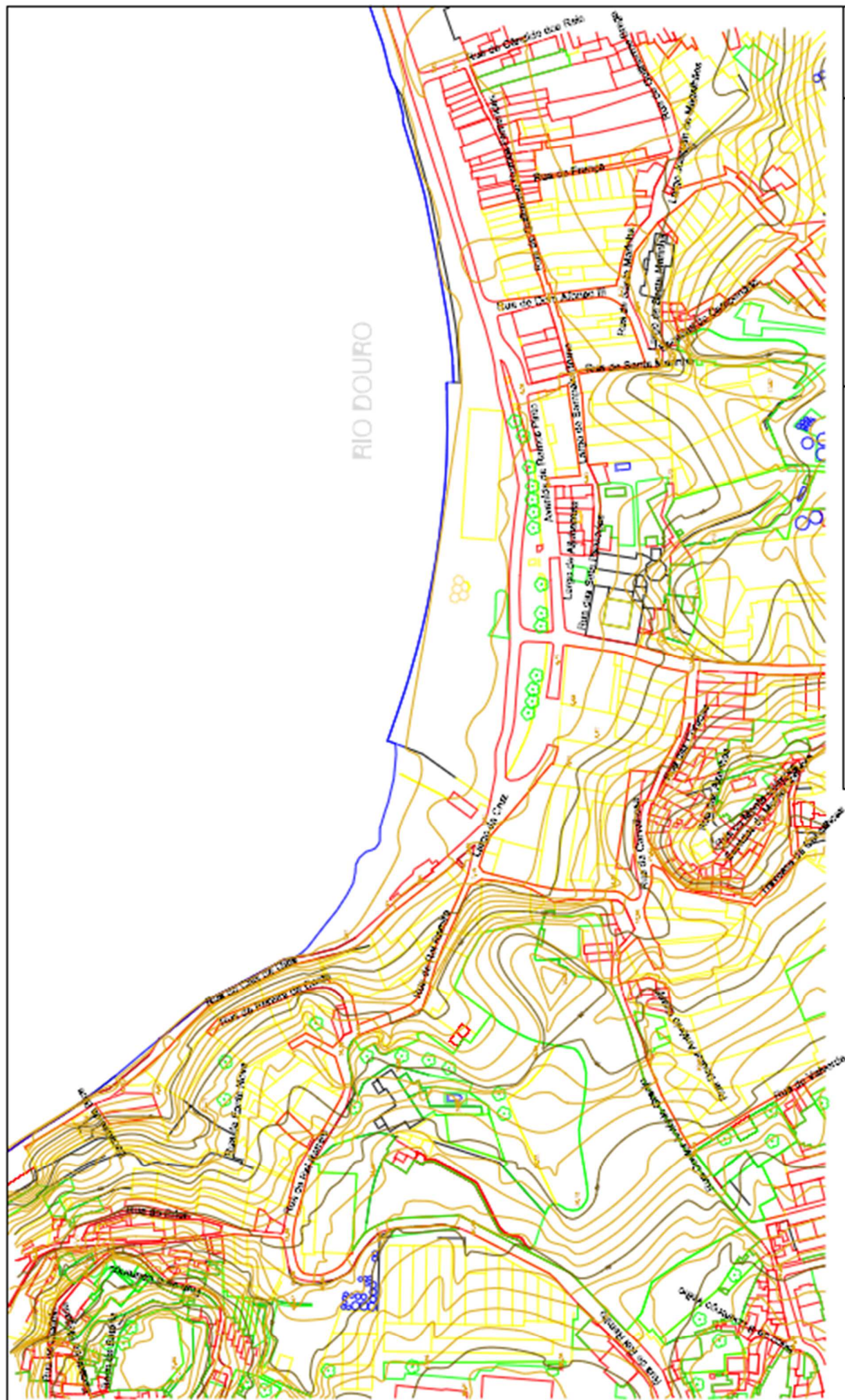
Julho de 2013

Cartografia do lado do Porto

Escala: 1:4000



Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
FEUP



Projeto de uma Ponte Rodoviária entre o Parque da Alândega e o Cais de Gaia

Nome: Antônio José de Sousa Barrias

Julho de 2013

Cartografia do lado do Vila Nova de Gaia

Escala: 1:4000

