



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
2016

**FREDERICO BORGES
CORREIA**

PROJETOS DE HIDRÁULICA URBANA E PONTES



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
2016

**FREDERICO BORGES
CORREIA**

PROJETOS DE HIDRÁULICA URBANA E PONTES

Relatório de estágio apresentado à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica e supervisão do Professor Engenheiro José Alberto Marques Lapa e coorientação do Professor Doutor José Claudino de Pinho Cardoso, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

o júri

presidente

Prof.^a Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa
Professora Associada da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues
Professor Adjunto do Instituto Politécnico de Leiria

Prof. José Alberto Marques Lapa
Professor Auxiliar Convidado da Universidade de Aveiro

agradecimentos

A todos aqueles que contribuíram no desenvolvimento deste trabalho, a todos os que me acompanharam ao longo da minha formação académica, expresso aqui o meu agradecimento.

Aos meus pais, pelo apoio incondicional, as oportunidades que me proporcionaram e pelo amor e paciência que dia após dia demonstraram. À minha irmã pelo carinho, apoio e paciência para comigo, e o exemplo de dedicação e luta. À minha avó Maria, por ser um pilar fundamental da minha educação, pelo amor, apoio e confiança.

Ao meu orientador, Professor José Marques Lapa, pela oportunidade concedida de realizar o estágio na sua empresa, por todos os conhecimentos partilhados, orientação científica, pelas conversas inspiradoras e, acima de tudo, pelo apoio e paciência para comigo ao longo da realização deste trabalho.

Aos colaboradores da Ferreira Lapa, Lda. pelo companheirismo, bom ambiente diário e apoio concedido. Ao Eng. Jorge Catarino, Eng. António Figueiredo e Eng^a. Sara Ferreira, por me auxiliarem na integração no mercado de trabalho e apoio durante o estágio.

Aos restantes docentes e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, pelos conhecimentos partilhados e pelas oportunidades criadas de uma formação completa, desafiante e diversificada.

Ao Diogo, Luciano, Fábio, Pica, Telmo, Chica, Eliana, Catarina, Regina, Cristiano, Flávio, Joel, Pina, Princesa e Zero, pela boa amizade e valiosos momentos vividos em conjunto ao longo desta caminhada. A todos os colegas do departamento pelo companheirismo e espírito de união. Aos meus parceiros do KB, por todas as aventuras, lições e inúmeras memórias que recordarei para sempre.

Ao Al e à Katia, preciosos amigos, verdadeiros irmãos, com quem tantas vezes me refugiei e sempre estiveram prontos para me apoiar e aconselhar.

A todos, muito obrigado!

palavras-chave

Infraestruturas, Hidráulica Urbana, Ponte, Modelação, CSiBridge

resumo

O presente trabalho é respeitante a um estágio de natureza curricular, realizado para cumprimento dos requisitos necessários para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil pela universidade de Aveiro. O estágio, decorrido no gabinete de projetos da empresa Ferreira Lapa Lda., sediado em Aveiro, teve como objetivo acompanhar a equipa de projetistas no desenvolvimento de projetos de natureza diversa dentro do ramo da Engenharia Civil, por forma a completar a formação académica através da aplicação dos conhecimentos em projetos reais.

Este documento visa os dois projetos de maior relevância, em que se participou, nomeadamente o projeto das infraestruturas de saneamento básico e projeto estrutural de uma ponte. Ambos são referentes a um conjunto turístico em desenvolvimento no gabinete, com designação comercial MOUNT EDEN ROYALE, destinado a localizar-se junto à povoação Diogo Martins, freguesia de São Miguel do Pinheiro, concelho de Mértola. Desta forma, este relatório apresenta uma clara divisão em duas partes, dedicadas a ambos os projetos.

A primeira parte aborda o projeto da rede de abastecimento de água potável e combate a incêndios, assim como os projetos das redes de drenagem de águas residuais e pluviais, sendo descrito o conjunto de tarefas e considerações necessárias para conceção destes, desde o traçado ao dimensionamento hidráulico dos vários órgãos.

A segunda parte incide sobre um estudo efetuado com objetivo de analisar uma solução estrutural para uma das pontes a implantar no conjunto turístico. Mediante uma ponderação sobre as várias tipologias estruturais existentes, é proposta uma solução estrutural vigada, constituída por vigas T pré-fabricadas, sendo posteriormente modelada a estrutura com recurso ao *software CSiBridge*. A análise do modelo numérico procede-se segundo as indicações dos Eurocódigos, sendo por fim avaliada a aplicabilidade da solução proposta ao projeto referido.

keywords

Infrastructures, Urban Hydraulics, Bridge, Modeling, CSiBridge

abstract

The present report refers to a completed internship, made in order to obtain the Master's degree in Civil Engineering, granted by the University of Aveiro. The internship, done in the head office of the company Ferreira Lapa Lda., founded in Aveiro, aimed to participate, along with the office's engineers, in the execution of some Civil Engineering projects of diverse nature, in order to enhance the academic formation by applying the acquired skills in real projects.

This document describes both the main projects, namely a sanitary infrastructures project and a bridge structure project. Both refer to a Resort in development in the head office, designated by MOUNT EDEN ROYALE, to be built near the village Diogo Martins, parish of São Miguel, Mértola. Thus, this report is clearly divided in two parts, each dedicated to one project.

The first part focuses the water supply for consumption and emergency project, as well as the waste water and stormwater drainage systems projects, describing the series of necessary tasks and considerations for conclusion of the projects, from the planning to the various elements designing.

The second part concerns about a study made in order to analyse a structural solution for one of the bridges planned for the Resort. Through deliberation about the various existing structural solutions, it is suggested a precast girder solution (T beam), followed by modelation of the structure with CSiBridge. The numerical model analysis is made according to the Eurocodes specifications, followed by an evaluation of the applicability of the suggested solution for the bridge.

ÍNDICES

ÍNDICE GERAL

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento e motivação	1
1.2	Empresa	1
1.3	Objetivos e metodologia.....	2
1.4	Estrutura do documento.....	3
2	MOUNT EDEN ROYALE	5
	PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO	7
3	Projetos de Saneamento Básico	9
4	Sistema de Abastecimento de Água	11
4.1	Elementos base	11
4.1.1	Horizonte de projeto.....	12
4.1.2	Crescimento populacional.....	13
4.1.3	Outros métodos	16
4.1.4	Capitações	17
4.1.5	Fugas e perdas	19
4.1.6	Caudais para combate a incêndios	20
4.1.7	Caudais de dimensionamento.....	21
4.2	Conceção do sistema de abastecimento.....	24
4.2.1	Enquadramento	24
4.2.2	Revisão do traçado	25
4.2.3	Capitações e consumos	27
4.2.4	Caudais de dimensionamento do <i>Resort</i>	28
4.2.5	Reconhecimento de softwares de modelação de sistemas de abastecimento	30
4.2.6	Dimensionamento da rede de distribuição	34
4.2.7	Pré-dimensionamento dos reservatórios de distribuição	40
4.3	Trabalhos finais	42
5	Rede de Drenagem de Águas Residuais Domésticas	45
5.1	Introdução.....	45
5.2	Aspetos gerais e elementos base.....	45
5.2.1	Estações elevatórias de águas residuais	46
5.2.2	Caudais de projeto.....	48
5.3	Conceção da rede de drenagem de águas residuais	50

5.3.1	Descrição geral.....	50
5.3.2	Traçado da rede em planta	50
5.3.3	Determinação do caudal de cálculo.....	51
5.3.4	Dimensionamento da rede.....	51
5.3.5	Resultados do dimensionamento do Aldeamento 6	59
5.3.6	Trabalhos finais.....	62
6	Rede de Drenagem de Águas Pluviais.....	65
6.1	Introdução.....	65
6.2	Aspetos gerais e elementos base.....	66
6.2.1	Caudal de dimensionamento	67
6.3	Conceção do sistema de drenagem de águas pluviais	70
6.3.1	Descrição geral.....	70
6.3.2	Traçado da rede.....	71
6.3.3	Determinação dos caudais pluviais de projeto	71
6.3.4	Modelação da rede	73
6.3.5	Dimensionamento da rede.....	74
6.4	Resultados do dimensionamento da rede da Zona Comunitária.....	75
6.5	Trabalhos finais	77
7	Comentários Finais.....	79
	ESTUDO DE SOLUÇÃO ESTRUTURAL DA PONTE NORTE	81
8	Introdução.....	83
9	Estado de Arte.....	85
9.1	Elementos Constituintes	85
9.1.1	Pilares.....	86
9.1.2	Encontros	86
9.1.3	Fundações.....	87
9.1.4	Aparelhos de apoio.....	87
9.1.5	Juntas de dilatação.....	88
9.2	Critérios de classificação de pontes.....	88
9.2.1	Finalidade.....	88
9.2.2	Geometria.....	89
9.2.3	Comprimento da obra.....	89
9.2.4	Materiais.....	89
9.2.5	Tipologia estrutural	89

9.2.6	Processos construtivos	90
9.3	Descrição das tipologias estruturais	91
9.3.1	Pontes em laje	91
9.3.2	Pontes em viga	92
9.3.3	Pontes em pórtico	93
9.3.4	Pontes em arco	93
9.3.5	Pontes de cabos	95
10	Conceção do Modelo Estrutural.....	97
10.1	Enquadramento e características do projeto	97
10.2	Modelo arquitetónico.....	97
10.3	Modelo estrutural.....	99
10.3.1	Superestrutura	100
10.3.2	Aparelhos de apoio	102
10.3.3	Pilares e encontros	103
10.3.4	Fundações	103
11	CrITÉrios de Dimensionamento	105
11.1	Regulamentação e normas de materiais.....	105
11.2	Materiais	106
11.3	Ações	107
11.3.1	Ações permanentes	108
11.3.2	Sobrecarga rodoviária	109
11.3.3	Ações acidentais	115
11.3.4	Ação do vento	117
11.3.5	Ações térmicas	122
11.3.6	Ação da neve.....	125
11.3.7	Ação sísmica	125
11.3.8	Retração do betão da laje	131
11.4	Combinação de ações	131
11.4.1	Estados limites últimos	132
11.4.2	Estados limites de utilização.....	133
12	Análise do Modelo Numérico.....	137
12.1	Breve descrição do <i>software CSiBridge</i>	137
12.2	Modelação da estrutura.....	137
12.2.1	Traçado	138

12.2.2	Componentes	138
12.2.3	Cargas	141
12.2.4	Associação dos objetos e componentes do modelo	142
12.2.5	<i>Load Cases</i> e combinações de ações	143
12.3	Modelação dos aparelhos elastoméricos.....	144
12.3.1	Pré-dimensionamento dos aparelhos.....	144
12.3.2	Modelação dos aparelhos.....	146
12.4	Análise de esforços do tabuleiro arqueado	148
12.5	Modelo numérico com tabuleiro plano.....	153
12.5.1	Análise do tabuleiro	153
12.5.2	Aplicação de pré-esforço no tabuleiro	156
12.5.3	Verificação aos estados limites últimos.....	165
12.6	Análise das vigas de encabeçamento.....	167
12.7	Análise sísmica dos pilares.....	169
12.7.1	Dimensionamento à flexão	169
12.7.2	Dimensionamento ao esforço transversal	171
12.8	Considerações finais.....	172
13	Restantes Atividades e Comentários Finais	175
13.1	Restantes atividades.....	175
13.2	Comentários finais.....	176
	Referências Bibliográficas	179

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Localização do Resort Mount Eden Royale, na aplicação Google Earth.....	5
Figura 2 – Ordenamento do território do conjunto turístico.....	6
Figura 3 – Traçado da rede de abastecimento (ramificada) do Aldeamento 3.....	27
Figura 4 – Modelação e análise da rede de abastecimento do Aldeamento 1 no software EPANET 2.0.....	34
Figura 5 – Rede de abastecimento do Aldeamento 2.....	38
Figura 6 – Determinação de R0 com auxílio gráfico.....	40
Figura 7 – Mapa de nós do Aldeamento 2.....	43
Figura 8 – Parte do traçado em planta da rede de drenagem de águas residuais do Aldeamento 4, situado entre os buracos 15 e 13; é visível o conjunto de coletores gravíticos da secção norte do Aldeamento, que afluem na câmara de aspiração “CA4.1”.....	53
Figura 9 – Parte sul da rede de drenagem de águas residuais do Aldeamento 4.....	53
Figura 10 – Modelação da rede de coletores do Aldeamento 6 no “CYPE – Infraestruturas de saneamento”.....	56
Figura 11 – Perfil longitudinal dos coletores e câmaras de visita (CV6.12 a CA6.1), retirados diretamente do CYPE- Infraestruturas de saneamento.....	61
Figura 12 – Pormenores tipo de uma câmara de visita “a)” e de uma câmara dissipadora de energia “b)”.....	63
Figura 13 – Curvas IDF para Portugal continental (Matos e Silva,1986).....	69
Figura 14 – Modelação da rede de drenagem de águas pluviais da Zona Comunitária no CYPE – Infraestruturas de saneamento.....	73
Figura 15 - Perfil longitudinal dos coletores e câmaras de visita da rede, desde a câmara (CPZC.8) até à boca de saída (BSZC).	76
Figura 16 - Planta do traçado da rede de drenagem das águas pluviais da Zona Comunitária com os diâmetros dos coletores identificados com recurso a uma escala de cores.	78
Figura 17 – Diferentes tipologias de pontes em arco; em a) e b) é possível verificar duas soluções distintas de arcos inferiores ao tabuleiro; c) apresenta um tabuleiro intermediário; em d) é apresentado um tabuleiro esbelto sustentado por um sistema de tirantes ligados ao arco superior. (Leondhart, 1982)	94
Figura 18 – Exemplos de pontes de cabos.	95
Figura 19 – Corte longitudinal do modelo arquitetónico.	98
Figura 20 – Secção transversal da viga T adotada para o modelo numérico.....	101
Figura 21 – Planta geral da ponte, de acordo com a solução estrutural proposta.....	103

Figura 22 – Alçado frontal tipo do alinhamento de pilares, onde estão incluídas duas fachadas de alvenaria figurativas dos elementos de revestimento.	104
Figura 23 – Disposição das <i>notional lanes</i> para análise global.	109
Figura 24 – Exemplo do carregamento LM1 nas vias de um tabuleiro tipo (Saraiva, 2013).	111
Figura 25 – Aplicação do Load Model 2 num tabuleiro tipo (Vayas & Iliopoulos, 2013).	112
Figura 26 – Esquema dos carregamentos do subsistema TS do LM1 e LM2 (Bouassida <i>et al.</i> , 2012).	112
Figura 27 – Divisão da fachada de revestimento em áreas coloridas.	118
Figura 28 – Coeficiente de exposição $C_e(z_e)$, (NP 1991-1-4, 2010: Anexo Nacional).	120
Figura 29 – Mapas nacionais de isotérmicas para obtenção da T_{min} e T_{max} (NP EN 1991-1-5, 2009).	123
Figura 30 – Espectros de cálculo horizontais obtidos, para ambas as ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2.	130
Figura 31 – Posição das <i>notional lanes</i> (vermelho, verde azul) e vias pedonais (laranja) no tabuleiro, no modelo gerado com o <i>CSiBridge</i>	138
Figura 32 – Definição dos parâmetros geométricos da secção transversal da viga T utilizada no modelo, no <i>CSiBridge</i> (versão 18.1.1).	139
Figura 33 - Definição dos parâmetros geométricos da secção transversal do tabuleiro, no <i>CSiBridge</i> (versão 18.1.1).	140
Figura 34 – Posicionamento dos eixos do veículo, previstos para simulação da situação acidental em que se verifica um desvio do veículo, sobre a zona do elemento de suporte intermédio.	143
Figura 35 – Corte transversal do aparelho de apoio elastomérico considerado.	148
Figura 36 – Momento fletor atuante nas secções compostas longarina/laje do bordo esquerdo do tabuleiro.	149
Figura 37 – Momento fletor atuante nas 1 ^{as} secções compostas longarina/laje do interior do tabuleiro.	149
Figura 38 – Momento fletor atuante nas 2 ^{as} secções compostas longarina/laje do interior do tabuleiro.	149
Figura 39 – Esforço transversal vertical atuante nas secções compostas longarina/laje do bordo esquerdo do tabuleiro.	150
Figura 40 – Esforço transversal vertical atuante nas 1 ^{as} secções compostas longarina/laje do interior do tabuleiro.	150
Figura 41 – Esforço transversal vertical atuante nas 2 ^{as} secções compostas longarina/laje do interior do tabuleiro.	150

Figura 42 – Representação gráfica de tensões verificadas no topo centro das vigas compostas do bordo esquerdo do tabuleiro.	151
Figura 43 – Representação gráfica de tensões verificadas na zona central da base das vigas compostas do bordo esquerdo do tabuleiro.	151
Figura 44 – Esquemas conceptuais das vigas T com traçado dos cabos de pré-esforço exteriores à viga.	152
Figura 45 – Tensão <i>versus</i> tempo nos cordões numa viga pré-tensionada. Adaptado de (Tadros <i>et al.</i> , 2003).	158
Figura 46 – Distribuição as armaduras de pré-esforço.	163
Figura 47 – Armadura transversal da viga composta do vão central (secção longitudinal da viga).	166
Figura 48 – Armadura transversal da viga composta do vão extremo (secção longitudinal da viga).	166

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Horizonte de projeto para vários tipos de obras. (Sousa, 2001a).....	12
Tabela 2 - Métodos para a estimativa de populações em núcleos urbanos.	17
Tabela 3 – Valores de capitação mínima em função do número de habitantes do aglomerado populacional.	18
Tabela 4 – Consumos unitários considerados na determinação dos caudais de cálculo.	28
Tabela 5 – Caudais de cálculo.....	29
Tabela 6 – Folha de cálculo do dimensionamento da rede de abastecimento de água potável do Aldeamento 2 (rede ramificada).....	39
Tabela 7 – Volumes de regularização, de emergência e final, para o reservatório que abastecerá o Aldeamento 2.....	41
Tabela 8 – Diâmetros utilizados no dimensionamento dos coletores gravíticos.....	54
Tabela 9 – Caudal de ponta utilizado no dimensionamento da rede de drenagem do Aldeamento 6.	59
Tabela 10 – Resultados do dimensionamento dos coletores da rede de drenagem de águas residuais do Aldeamento 6.	60
Tabela 11 – Resultados do dimensionamento da câmara de aspiração “CA6.1”.	62
Tabela 12 – Resultados do dimensionamento da conduta elevatória associada à estação elevatória do Aldeamento 6.	62
Tabela 13 – Valores médios do coeficiente C da fórmula racional, para áreas urbanas (ASCE, 1969).	69
Tabela 14 – Caudal de percurso utilizado no dimensionamento da rede de coletores de drenagem de águas pluviais da Zona Comunitária.	75
Tabela 15 – Resultados do dimensionamento dos coletores da rede de drenagem das águas pluviais da Zona Comunitária.	75
Tabela 16 – Características de resistência e deformação dos betões utilizados.	107
Tabela 17 – Características de resistência e deformação do aço A500 NR SD.	107
Tabela 18 – Características dos cordões de pré-esforço adotado.	107
Tabela 19 – Peso próprio dos elementos não estruturais.....	108
Tabela 20 – Determinação do número e largura das <i>notional lanes</i>	109
Tabela 21 – Valores característicos do modelo de sobrecarga rodoviária LM1.	110
Tabela 22 – Fatores de correção α_Q e α_q em função da via i considerada.	110
Tabela 23 – Valor característico da força centrífuga, segundo a tabela 4.3 da norma EN 1991-2 (2003).	114

Tabela 24 – Grupos de ações rodoviárias.....	115
Tabela 25 – Determinação da força resultante da ação do vento nas fachadas do revestimento. ..	120
Tabela 26 – Força resultante da ação do vento incidente no guarda-corpos.	122
Tabela 27 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de cálculo horizontais, para ambas as ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2.....	130
Tabela 28 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de cálculo vertical, para ambas as ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2.	130
Tabela 29 – Valores dos fatores ψ utilizados.	134
Tabela 30 – Combinações de ações fundamentais - estados limites últimos.	134
Tabela 31 – Combinações de ações referentes à situação de projeto acidental.....	135
Tabela 32 – Combinação de ações referente à situação de projeto sísmico.....	135
Tabela 33 – Combinações de ações características – estados limites de utilização.	135
Tabela 34 – Combinações de ações frequentes – estados limites de utilização.	136
Tabela 35 – Combinações de ações quase-permanentes – estados limites de utilização.	136
Tabela 36 – Valores de rotação, translação e força vertical para pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio.	144
Tabela 37 – Verificação do limite da deformação máxima admissível.....	146
Tabela 38 – Determinação da componente horizontal, vertical e rotacional da rigidez do aparelho de apoio.....	147
Tabela 39 – Esforços atuantes de cálculo sobre a secção a meio vão das 3 vigas compostas da metade mais solicitada do tabuleiro.....	154
Tabela 40 – Propriedades da secção das longarinas.....	159
Tabela 41 – Propriedades da secção composta longarina/laje.....	159
Tabela 42 – Determinação da força de pré-esforço na fase de exploração (P_{∞}).	160
Tabela 43 – Dimensionamento das armaduras de pré-esforço necessárias.....	162
Tabela 44 – Perdas instantâneas dos cabos de pós-esforço.....	163
Tabela 45 – Tensões no topo e base das vigas após transferência do pré-esforço às vigas.....	164
Tabela 46 – Armaduras passivas longitudinais de flexão das vigas compostas.....	165
Tabela 47 – Esforços atuantes na viga de encabeçamento dos pilares AP2, devido aos estados limites últimos.....	168
Tabela 48 – Armadura das vigas de encabeçamento.....	168
Tabela 49 – Esforços atuantes nos pilares devido às combinações sísmicas.	170
Tabela 50 – Efeitos de segunda ordem nas zonas críticas.....	171
Tabela 51 – Armadura transversal dos pilares.	171

LISTA DE ABREVIATURAS

Projetos de Saneamento Básico

A	Área;
C	Coefficiente de escoamento, baseado nas características da superfície do terreno;
Cap	Capitação;
C_{md}	Consumo médio diário anual;
C_{pd}	Consumo do dia de maior consumo;
C_{ph}	Consumo máximo horário;
C_{pm}	Consumo médio diário do mês de maior consumo;
D	Diâmetro interior;
d_p	Evolução população;
d_t	Intervalo de tempo;
F	Porcentagem de fugas;
f	Fator de afluência atribuído;
f_{pd}	Fator de ponta diário;
f_{pi}	Fator de ponta instantâneo;
f_{pm}	Fator de ponta mensal;
H	Pressão mínima;
i	Inclinação do coletor;
I	Intensidade de precipitação;
J	Perda de carga unitária
K_s	Coefficiente de Manning-Strickler;
L	Comprimento dos coletores;
N	Número de arranques por hora;

n_a	Número de anos;
n_h	Número de pisos acima do solo;
P	População;
$Pop(t)$	População a servir no ano t ;
Q	Caudal;
Q_a	Caudal afluyente à câmara;
Q_{ce}	Caudal de cálculo da conduta elevatória;
Q_{com}	Caudal de águas residuais industriais;
Q_{dom}	Caudal de águas residuais domésticas;
Q_e	Caudal elevado (m^3/s);
Q_{eq}	Caudal equivalente;
Q_{ind}	Caudal de águas residuais industriais;
Q_{inf}	Caudal de infiltração;
Q_j	Caudal a jusante;
Q_m	Caudal a montante;
Q_{md}	Caudal médio diário;
Q_{pd}	Caudal de ponta diário;
Q_{per}	Caudal de percurso;
Q_{pi}	Caudal de ponta instantâneo;
Q_{pl}	Caudal de ponta pluvial;
Q_{pl}	Caudal de projeto pluvial;
Q_{plp}	Caudal de percurso de águas pluviais;
Q_{pm}	Caudal de ponta mensal;
Q_{pr}	Caudal de ponta instantâneo de águas residuais;
R_0	Volume de regularização;

R2	Volume de reserva para combate a incêndios;
R3	Volume de reserva para situação de avaria;
R _h	Raio hidráulico;
S	Área de secção de conduta;
t	Tempo;
T _a	Taxa de crescimento aritmético;
t _{adu}	Tempo de adução;
t _c	Tempo de concentração;
t _{dis}	Tempo de distribuição
t _{dis}	Tempo de distribuição;
t _f	Tempo final;
T _g	Taxa de crescimento geométrico;
t _i	Tempo inicial;
t _p	Duração da precipitação;
t _r	Tempo máximo de retenção;
t _{rep}	Tempo de reparação;
T	Tempo de retorno;
V	Velocidade;
V _{max}	Volume máximo;
V _{min}	Volume mínimo;

Estudo de Solução Estrutural da Ponte Norte

A	Ação acidental;
a'	Largura efetiva do aparelho de apoio elastomérico;
A_E	Ação sísmica;
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do Tipo A;
A_{gt}	Porcentagem total de extensão do aço à força máxima;
A_r	Área efetiva reduzida devido aos efeitos de carregamento;
A_{ref}	Área de referência;
A_s	Área de armadura de reforço;
a_{vg}	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical;
b'	Comprimento efetivo do aparelho de apoio elastomérico;
C	Fator de carregamento do vento;
c_e	Coefficiente de exposição;
C_{fx}	Coefficiente de força do vento na direção horizontal x;
c_{pe}	Coefficiente de pressão para a pressão exterior;
$c_s c_d$	Coefficiente estrutural;
d_{Ed}	Deslocamento transversal no topo do pilar;
E_c	Módulo de compressibilidade;
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão;
$E_{Ed,x}$	Esforços devidos à ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;
$E_{Ed,y}$	Esforços devidos à ação sísmica segundo o eixo horizontal y escolhido para a estrutura;
$E_{Ed,z}$	Esforços devidos à aplicação da componente vertical da ação sísmica de cálculo;
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;
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
f_{ctk}	Valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples;
F_w	Força do vento atuante;
f_{yk}	Valor característico da tensão da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado;
$f_{yp0,1k}$	Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço;
f_{ypk}	Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço;
G_k	Valor característico de uma ação permanente;
G_s	Módulo de corte do elastómero;
H_b	Altura total do aparelho de apoio;
h_{gep}	Altura do elemento guarda-corpos;
I	Momento de inercia;
Kh	Rigidez horizontal do aparelho de apoio;
K_L	Fator característico do carregamento;
K_V	Rigidez vertical do aparelho de apoio;
K_θ	Rigidez rotacional do aparelho de apoio;
k_μ	Desvio angular parasita dos cabos de pós-tensionamento;
L	Comprimento da área carregada;
M_{Ed}	Valor de cálculo do Momento fletor atuante;
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço axial atuante;
n_i	Número de vias fictícias (<i>notional lanes</i>);
\emptyset	Diâmetro;
P	Pré-esforço;

P_0	Força de pré-esforço transferida para o betão após as perdas instantâneas;
P_{max}	Força de puxe máxima aplicada à armadura de pré-esforço;
P_{∞}	Força de pré-esforço verificada após perdas diferidas;
q	Coefficiente de comportamento;
Q_{ak}	Valor característico de uma carga de eixo único (<i>Load Model 2</i>) para pontes rodoviárias;
q_{fk}	Valor característico da força vertical uniformemente distribuída nas vias pedonais;
Q_{ik}	Magnitude característica da carga unitária (<i>Load Model 1</i>);
q_{ik}	Magnitude característica da carga distribuída (<i>Load Model 1</i>);
Q_k	Valor característico de uma ação variável;
Q_{lk}	Magnitude característica das forças longitudinais (travagem e aceleração) atuantes em pontes rodoviárias;
q_p	Pressão dinâmica de pica;
Q_{tk}	Magnitude característica das forças transversais ou centrífugas atuantes em pontes rodoviárias;
Q_{trk}	Força transversal de travagem em pontes rodoviárias
S	Coefficiente de solo
S'	Fator de forma do aparelho de apoio
$S_d(T)$	Espetro de cálculo para análise elástica;
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
T_B	Limite inferior do periodo no patamar de aceleração espectral constante;
T_C	Limite superior do periodo no patamar de aceleração espectral constante;
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
$T_{e,max}$	Componente da variação uniforme de temperatura máxima em pontes;
$T_{e,min}$	Componente da variação uniforme de temperatura mínima em pontes;
t_i	Espessura de uma camada individual de elastómero;

T_{\max}	Temperatura máxima do ar à sombra;
T_{\min}	Temperatura mínima do ar à sombra;
T_q	Altura total das camadas de elastómero do aparelho de apoio elastomérico;
TS	<i>Tandem System</i> do modelo de sobrecarga <i>Load Model 1</i> ;
UDL	Carga uniformemente distribuída do modelo de sobrecarga <i>Load Model 1</i> ;
v_b	Valor de referência da velocidade do vento;
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal atuante;
$V_{xy,d}$	Resultante máxima horizontal dos deslocamentos relativos, obtida pela soma vetorial de $V_{x,d}$ e $V_{y,d}$;
W	Largura da faixa de rodagem entre lances;
w_b ; w_t	Módulo de resistência à flexão;
w_e	Pressão exterior na superfície individual à altura (z_e);
W_i	Largura da via fictícia i ;
z_e	Altura de referência para a pressão exterior;
α_{qi} , α_{Qi}	Fator de ajuste de alguns modelos de sobrecarga rodoviária nas vias i ;
β	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;
β_Q	Fator de ajuste do modelo de sobrecarga <i>Load Model 2</i> ;
ΔL	Comprimento de reentrada das cunhas;
ΔM	Incremento de momento fletor devido aos efeitos de 2ª ordem;
ΔP_{el}	Perda da força de pré-esforço devido à deformação instantânea do betão;
ΔP_r	Perda da força de pós-tensionamento devido à reentrada das cunhas;
ΔP_u	Perda da força de pós-tensionamento devido ao atrito;
$\Delta T_{M,heat}$	Componente linear da variação diferencial positiva de temperatura;
$\Delta T_{N,con}$	Amplitude máxima das variações negativas (contração) da componente de temperatura uniforme em pontes;

$\Delta T_{N,exp}$	Amplitude máxima das variações positivas (dilatação) da componente de temperatura uniforme em pontes;
$\Delta T_{N,exp}$	Componente linear da variação diferencial negativa de temperatura;
$\Delta \sigma_c$	Variação de tensão no betão;
$\epsilon_{c,d}$	Deformação de compressão de projeto no aparelho de apoio;
ϵ_{cu}	Extensão última do betão à compressão;
$\epsilon_{q,d}$	Deformação de corte de projeto no aparelho de apoio devido aos movimentos de translação no aparelho de apoio;
$\epsilon_{t,d}$	Soma das deformações no aparelho de apoio devido aos esforços de dimensionamento;
$\epsilon_{\alpha,d}$	Deformação angular de projeto no aparelho de apoio;
μ	Coefficiente de atrito ente armadura de pré-esforço e bainha;
μ_d	Ductilidade em movimento;
ξ	Amortecimento viscoso;
ρ	Massa volúmica;
Υ_I	Coefficiente de importância;
φ_j	Fator de amplificação dinâmica a aplicar na proximidade de juntas do tabuleiro de pontes rodoviárias;

ACRÓNIMOS

ASCE	American Society of Civil Engineers
CEN	<i>European Committee for Standardization</i>
CSI	<i>COMPUTERS & STRUCTURES, Inc</i>
ETAR	Estação de Tratamento de Águas Residuais
GLS	<i>Glass Lined Steel</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NP	Norma Portuguesa
EN	Norma Europeia
PP	Polipropileno
RGSPDADAR	Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e motivação

O presente relatório enquadra-se na unidade curricular de Estágio, integrante do plano curricular do Mestrado Integrado em Engenharia, promovido pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. Com este, pretende-se descrever todo o acompanhamento e trabalho desenvolvido no gabinete de projetos da empresa *Ferreira Lapa, Lda.*, incidindo sobretudo em duas especialidades distintas da Engenharia Civil: Hidráulica Urbana e Estruturas.

A possibilidade de participar no desenvolvimento de projetos de engenharia civil, colaborando com uma equipa experiente e qualificada, não só permite uma consolidação e aplicação prática dos vários conhecimentos adquiridos, como também uma coesa conclusão da formação académica. A opção da realização do Estágio para conclusão dos estudos foi motivada por esta visão, com a certeza de uma maturação do aluno e uma melhor preparação para a inserção no mercado de trabalho.

1.2 Empresa

A *Ferreira Lapa, Lda.* é uma empresa multifacetada situada em Aveiro, que opera sobre vários domínios, entre os quais se destacam Engenharia Civil, Energias Renováveis e Gestão de Empreendimentos. Composta por uma equipa jovem e experiente, tem ganho confiança no mercado nacional e internacional, apresentando soluções fortes a todos os desafios, com um espírito inovador e ambicioso. A vasta experiência e conhecimento do Diretor Geral, Marques Lapa, assim como o espírito cooperativo e inovador de todos os colaboradores, levaram ao desejo de realizar o estágio nesta empresa, onde se possibilita crescimento profissional e pessoal. Também a proximidade do patrono Marques Lapa com o meio académico, como professor universitário, fornece-lhe uma maior sensibilidade das necessidades e valências de um estudante a realizar o seu primeiro estágio, contribuindo para uma experiência mais agradável e uma transição mais confortável.

1.3 Objetivos e metodologia

Os objetivos do estágio passaram pelo acompanhamento de alguns projetos em execução no gabinete, visando a aplicação dos conhecimentos adquiridos ao longo da formação académica e aprofundamento dos mesmos, através da observação e colaboração com a equipa. Pretendeu-se promover o reconhecimento da regulamentação portuguesa e europeia, em especial a aplicável aos projetos abordados, e a aquisição de competências na utilização de *softwares* de cálculo automático e sua aplicação na execução desses mesmos projetos. Em acréscimo, também beneficiar das particularidades únicas da realização de um estágio num gabinete de projetos, desenvolvendo capacidades sociais e de trabalho em equipa, assim como, capacidades de análise e de resiliência face aos desafios inerentes à execução de projetos e metodologias para uma melhor integração no mercado profissional.

Serão abordados dois projetos principais, embora se tenha procurado acompanhar os diversos trabalhos a decorrer, assim como participar nas visitas técnicas. Ambos os projetos descritos incidiram sobre um *resort* turístico em fase de projetos de execução.

No primeiro projeto pretendeu-se conceber as infraestruturas de hidráulica urbana, nomeadamente a rede de abastecimento de água potável, e as redes de drenagem de águas residuais e pluviais em sistema separativo. Posteriormente, com foco na área estrutural, propôs-se realizar um estudo prévio de uma solução estrutural para uma obra de arte viária, modelando a estrutura com recurso ao *CSiBridge* e analisando a viabilidade da solução estrutural.

Para acompanhamento da equipa na realização destes projetos e nas outras atividades decorrentes foi necessário reconhecer os projetos em execução na empresa, enquadramento destes e metodologias de trabalho exercidas pela equipa. Foi efetuada uma consulta e avaliação da legislação e regulamentação portuguesa e europeia aplicável a sistemas de distribuição de água e drenagem de águas residuais e dimensionamento estrutural, em especial estruturas de obras de arte. Foi também efetuada uma pesquisa sobre soluções estruturais de obras de arte rodoviárias. No âmbito das ferramentas informáticas, foi necessário estudar e aperfeiçoar a utilização dos seguintes programas:

- Autodesk AutoCAD;
- Cype Infraestruturas de Saneamento;
- CsiBridge.

1.4 Estrutura do documento

No sentido de expor as atividades desenvolvidas durante o Estágio, este documento encontra-se dividido em 13 Capítulos.

O presente capítulo apresenta o trabalho e expõe os objetivos pretendidos na realização deste, sendo também apresentada a empresa de acolhimento.

No capítulo 2 é feita uma breve apresentação do conjunto turístico no qual se inserem os dois projetos principais descritos neste documento.

No capítulo 3 é apresentado o plano geral dos sistemas de saneamento básico a realizar no conjunto turístico, introduzindo as infraestruturas que se propôs a dimensionar.

Os capítulos 4, 5 e 6 referem-se ao primeiro projeto realizado, nomeadamente a conceção da rede de abastecimento de água (capítulo 4) e conceção das redes de drenagem de águas residuais (capítulo 5) e águas pluviais (capítulo 6). Em cada um dos capítulos é apresentado um breve estado de arte sobre estes projetos, seguido da descrição das considerações e decisões tomadas, assim como dos trabalhos efetuados.

As conclusões e comentários finais relativos aos trabalhos apresentados nos capítulos 4, 5 e 6 são apresentados no capítulo 7.

No capítulo 8 é iniciada a descrição do segundo projeto, apresentando os objetivos que se propôs atingir na execução deste.

No capítulo 9 é feita uma breve introdução teórica sobre obras de arte rodoviárias, apresentando os vários elementos constituintes destas obras, critérios de classificação e tipologias estruturais existentes.

O enquadramento da obra de arte em estudo e considerações tomadas na conceção do modelo estrutural que se propôs analisar, assim como apresentação dos elementos constituintes da obra e materiais adotados, encontram-se no capítulo 10.

No capítulo 11 são dispostos os critérios de dimensionamento, apresentado o procedimento efetuado para quantificação das várias ações solicitantes consideradas na análise, segundo os eurocódigos, e combinações de ações.

No capítulo 12 é efetuada uma breve apresentação do *software* CSiBridge e descrito o processo de definição do modelo numérico. Ainda, neste capítulo, são apresentados os

resultados do cálculo automático e respetiva análise, por forma a avaliar a aplicabilidade da solução estrutural proposta, bem como as considerações finais e propostas de estudo futuro para a ponte.

Por último, no capítulo 13 é feita uma breve descrição de restantes atividades em que se colaborou ao longo do estágio, e apresentam-se os comentários finais relativamente a este trabalho.

2 MOUNT EDEN ROYALE

O conjunto turístico, com designação comercial *MOUNT EDEN ROYALE*, desenvolve-se na freguesia de São Miguel do Pinheiro, concelho de Mértola, junto da povoação Diogo Martins, num terreno designado por Herdade do Cerro Alto com uma área registada de 233,875 hectares (ha). Este será formado por: 7 empreendimentos compostos por 6 aldeamentos turísticos e 1 hotel ocupando 60 hectares, vários equipamentos de animação autónoma, incluindo um campo de golf de 18 buracos; equipamentos de apoio e uso comum e ainda espaços verdes, compostos por vegetação autóctone, cursos de água não intervencionados e lagos artificiais. O conjunto turístico está dimensionado para 3000 camas, das quais 2860 serão distribuídas por unidades habitacionais localizadas nos aldeamentos turísticos, com diferentes tipologias (moradias unifamiliares, moradias geminadas, moradias em banda e apartamentos), e as restantes 140 serão distribuídas por 72 suítes no hotel.

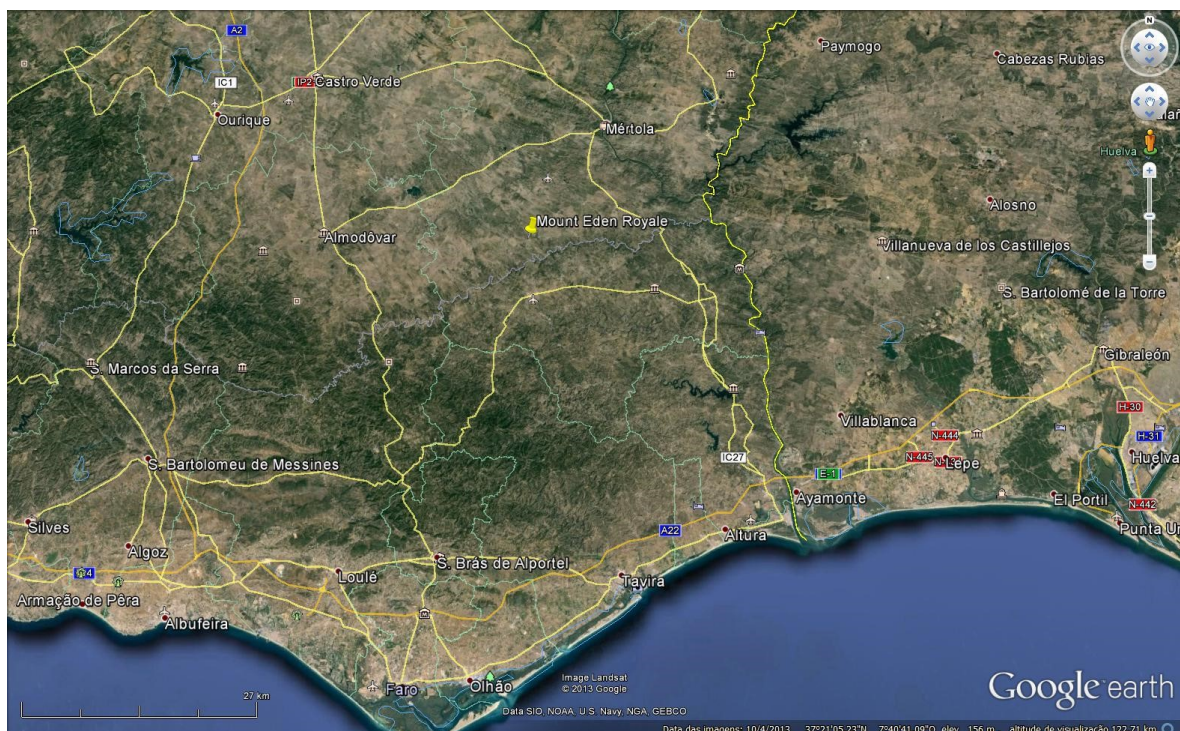


Figura 1- Localização do Resort Mount Eden Royale, na aplicação Google Earth.

Quanto aos equipamentos de animação autónomos, destacam-se o campo de golfe, que inclui o edifício para o *Country Club House* e 6 lagos artificiais, campos de prática para golfe, que

incluem um *Driving Range*, um centro equestre, um clube de bowling, um heliporto para situações de emergência e ainda um clube de ténis.

Na Figura 2, é possível observar a organização dos espaços, segundo o plano urbanístico, onde se destacam os aldeamentos (Ald.), o hotel (Hot.), o Country Club (C.C.), a Zona Comunitária (Z.C.), a Zona Administrativa (Z.A.) e a Zona Técnica (Z.T.).

Os vários empreendimentos constituintes do Resort serão interligados por vias de circulação, das quais salientam-se as vias principais, Rua Norte e a Rua Sul. Estas cruzam a Ribeira da Lampreia, estando previsto a construção de duas pontes semelhantes.

A legislação principal que presidiu à conceção do conjunto turístico foi o Decreto-Lei 39/2008 de 7 de março, com Declaração de Retificação 25/2008 de 6 de maio e alterado pelo Decreto-Lei 228/2009 de 14 de setembro. Salienta-se o carácter privado das instalações e infraestruturas presentes no *Resort*, que confere uma maior permissividade relativamente a certos regulamentos e imposições.

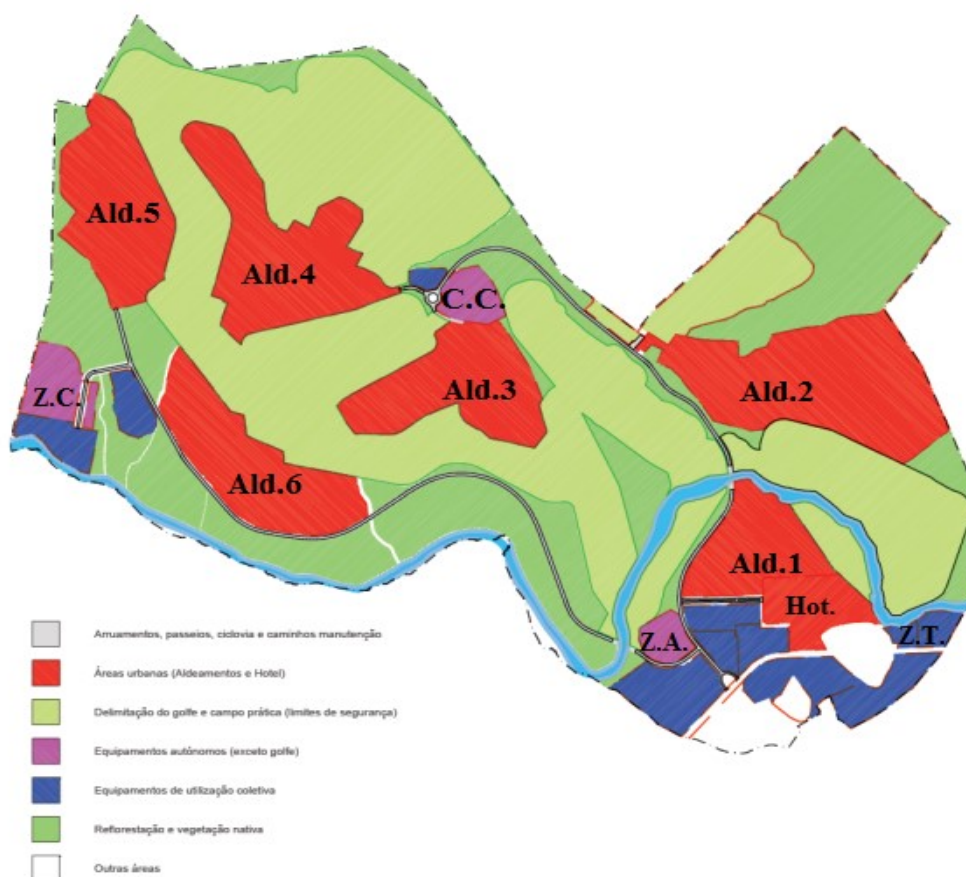


Figura 2 – Ordenamento do território do conjunto turístico.

PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO

3 PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO

Na presente empreitada, a rede de abastecimento de água potável será garantida por adução a partir da rede pública, da responsabilidade da *Águas Públicas do Alentejo*, até um reservatório apoiado de duas células, localizado favoravelmente numa das zonas de maior altitude e centrado relativamente a todos os empreendimentos. Este será complementado por um sistema de tratamento secundário e câmara de manobra com central hidropressora. A partir do reservatório principal, a água será conduzida para reservatórios secundários localizados em cada aldeamento ou próximos de equipamentos. Os reservatórios serão enterrados ou semienterrados para minimizar os impactos visuais no *Resort*. O abastecimento destina-se, principalmente, à satisfação dos consumos domésticos e consumos dos equipamentos e serviços, mas também deve assegurar o funcionamento da rede de combate a incêndios.

Para a rega de espaços verdes e limpeza de zonas comuns, será criada uma rede de abastecimento de água proveniente do tratamento das águas residuais. Esta opção prende-se com o facto de o Alentejo ser uma região seca e de baixa pluviosidade, obrigando a que a poupança no consumo e utilização da água se processe como um fator de extrema importância. Este tratamento será executado por uma ETAR (estação de tratamento de águas residuais) própria a ser implementada no *Resort*, numa zona de serviços de apoio ao empreendimento e dissimulada com a vegetação, de forma a reduzir o impacto visual e ceder maior conforto aos moradores e visitantes do *Resort*.

A rede de drenagem de águas residuais será constituída por um sistema de coletores, adaptado à topografia do terreno, colocados sensivelmente a meio dos arruamentos, ligados entre si por câmaras de visita. O sistema de drenagem irá drenar as águas, e descarregá-las na ETAR, predominantemente por meio gravítico.

Os trabalhos realizados durante o estágio visaram a conceção do sistema de abastecimento de água potável e do sistema de drenagem de águas residuais e pluviais que servirão os empreendimentos habitacionais (aldeamentos e hotel), assim como todos os equipamentos situados na Zona Comunitária, Zona Técnica, Zona Administrativa e o *Country Club*.

Por forma a integrar a equipa responsável pelo projeto das redes de saneamento básico e participar na execução dos trabalhos propostos, assegurando uma execução correta dos

mesmos, foi necessário consultar o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR), sendo este o documento regulamentar afeto à execução de sistemas de saneamento básico. (Decreto lei, 1995). Socorreu-se também aos apontamentos e material reunidos durante a frequência das Unidades Curriculares “Hidráulica Geral I”, “Hidráulica Geral II” e “Hidráulica Urbana”, e procedeu-se a uma pesquisa e consulta de documentos normativos, assim como a literatura e material de apoio da área técnica em questão.

4 SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Os sistemas de abastecimento de água têm um papel fundamental no dia a dia da sociedade e no seu desenvolvimento socioeconómico. Estes devem garantir o abastecimento de água potável, com qualidade e segurança, de forma económica. Torna-se, assim, fundamental garantir a continuidade do serviço destas infraestruturas e criar condições de maior eficiência no desenvolvimento de novos sistemas. (Boulos *et al.*, 2014)

Desta forma, procurou-se implementar um sistema de abastecimento fiável, capaz de assegurar o bom funcionamento global do conjunto turístico, preservando a segurança, saúde pública e conforto dos utilizadores. Foi assim reunido um resumido estado de arte, orientador de uma boa prática de projeção deste tipo de infraestruturas.

4.1 Elementos base

Para elaborar um projeto de sistemas de tratamento e abastecimento de água ou de drenagem de águas residuais e pluviais é fundamental proceder a uma avaliação, o mais correta possível, das capitações para as quais se irá dimensionar as infraestruturas, como também as características da água na sua origem e após a utilização e características do meio recetor. O uso da água, que pode passar por abastecimento de carácter doméstico, carácter industrial, rega, sustento de vida animal e vegetal, transporte de águas residuais, entre outros é um dos principais aspetos a analisar, por forma a determinar eficazmente os volumes de água necessários. No entanto, é imprescindível estudar outros aspetos como o clima e condições geográficas da área onde a obra se insere, as condições socioeconómicas e hábitos da população a servir e qualidade da água. É de extrema importância compreender que diversas condições são variáveis ao longo do tempo, em particular as socioeconómicas. Podemos então sumarizar os elementos base a considerar num projeto como:

- Horizonte de projeto;
- População de projeto;
- Área e topografia de projeto;
- Caudais de projeto;
- Hidrologia de projeto.

4.1.1 Horizonte de projeto

A ampliação de infraestruturas de saneamento básico implica trabalhos economicamente e tecnicamente onerosos, sendo inviável o aumento da capacidade dos sistemas de acordo com o crescimento das necessidades da entidade a servir. Torna-se assim necessário projetar as obras, com capacidade suficiente para satisfazer a procura ao longo do tempo. Por outro lado, quanto maior a dimensão da obra, maior será o investimento inicial. Assim sendo, é necessário avaliar o período ideal para o qual se assegurará a satisfação das necessidades, em conformidade com o capital disponível para execução e manutenção da obra. Este período denomina-se “horizonte de projeto”. A decisão deste período passa pela avaliação dos seguintes fatores:

- Vida útil das obras e equipamento, considerando o seu desuso, desgaste, envelhecimento e obsolescência;
- Grau de dificuldade de ampliação;
- Previsão do crescimento populacional e evolução dos hábitos de consumo da água, tanto pessoais como industriais;
- Evolução da taxa de juro durante o período de amortização do investimento;
- Funcionamento da obra nos primeiros anos de exploração, período em que os órgãos trabalham com caudais inferiores aos considerados no dimensionamento.

Podemos então dizer que uma maior vida útil dos materiais e equipamentos, uma dificuldade acrescida de ampliação, um crescimento populacional reduzido e homogêneo e um bom funcionamento do sistema nos anos iniciais, proporcionam um horizonte de projeto maior. Na Tabela 1 são apresentados exemplos de horizontes de projeto, para diferentes tipos de obras, adaptado de Sousa (2001a):

Tabela 1- Horizonte de projeto para vários tipos de obras. (Sousa, 2001a)

Tipo de Obra	Duração Provável (anos)	Período de Amortização (anos)	Horizonte de Projeto (anos)
Furos, captações	50 a 60	30	20 a 30
Grandes adutoras e coletores emissários	60 a 80	40 a 60	50
Conduções principais de água potável	50 a 100	30 a 40	30 a 40
Bombas e outros equipamentos eletromecânicos	25 a 35	20 a 25	20 a 25

Estes valores são estimativos, baseados na experiência profissional e observação, sendo que outros autores apresentam valores ligeiramente diferentes. A evolução dos materiais e das técnicas construtivas, estudos de projeto mais cuidados, alterações dos hábitos de consumo das populações, incremento da eficiência dos eletrodomésticos e aparelhos sanitários e evolução dos processos industriais são exemplos de aspetos que promovem uma incerteza nestes valores, que devem ser considerados apenas indicativos. Atualmente, em Portugal, considera-se que o horizonte de projeto para sistemas de abastecimento e de drenagem de águas residuais é 40 anos para condutas e obras de construção civil, e 20 anos para equipamentos eletromecânicos.

4.1.2 Crescimento populacional

Como já referido, os sistemas de abastecimento de água e drenagem de águas residuais e pluviais devem ser projetados com vista a satisfazer não só a população atual, como também a população futura, contemporânea do horizonte de projeto. Desta forma, o conhecimento da evolução populacional é fundamental para definir os consumos previstos e os caudais de dimensionamento, reunindo as condições necessárias para realizar um projeto sólido, capaz de assegurar a fidelidade das infraestruturas e o compromisso efetuado. Esta matéria é caracterizada por alguma incerteza, tornando-se necessário considerar vários aspetos distintos, não sendo sensato recorrer-se unicamente aos métodos matemáticos. Devem ser analisados os dados referentes à evolução passada como indicador, mas também procurar analisar a situação socioeconómica atual e prever a sua evolução. A título de exemplo, deve-se procurar informação sobre futuros planos urbanísticos, e programas de desenvolvimento industrial, comercial, agrícola, turístico e académico, cuja aplicação afeta consideravelmente o crescimento populacional. Seguidamente, descrevem-se algumas ferramentas utilizadas pelos projetistas.

4.1.2.1 Estudos de planeamento urbanístico

Os estudos de planeamento urbanístico da zona em análise são uma ferramenta importante para o projetista. Nestes estudos são analisados vários fatores para além dos demográficos, que permitem compreender a situação socioeconómica da região, favorecendo uma previsão mais fiável do crescimento populacional. Estes estudos incidem também sobre a gestão espacial da região, definindo áreas preferenciais para habitação, comércio, indústria, etc.,

levando a diferentes densidades populacionais. Igualmente importante é o planeamento turístico da região, que não só incrementa o desenvolvimento económicos e aumento da população residente, como também pode conduzir a aumentos da população flutuante. A avaliação quantitativa da população flutuante, e a sua evolução, deve ser feita com recurso a registos existentes e análise das infraestruturas e condições locais.

Na ausência dos estudos de planeamento urbanístico, deve-se proceder à recolha de informação junto das Câmaras Municipais ou das Juntas de Freguesia, permitindo a tomada de conhecimento sobre fatores pontuais importantes, para além dos estritamente demográficos. (Sousa & Marques, 2009)

4.1.2.2 Censos populacionais

Foram realizados recenseamentos gerais da população portuguesa, desde o século XX, em 1911, 1920, 1930, 1940, 1950, 1960, 1970, 1981, 1991, 2001 e 2011. Os recenseamentos de 1911, 1940, 1960, 1981, 1991, 2001 e 2011 discriminam a população por lugares, enquanto os restantes que apresentam os resultados por concelhos e freguesias. Os resultados de todos estes recenseamentos foram publicados pelo Instituto nacional de Estatística.

4.1.2.3 Recenseamentos eleitorais

Para além dos recenseamentos gerais da população, é ainda possível dispor dos recenseamentos eleitorais. Estes permitem recolher dados posteriores ao último recenseamento geral, embora apenas abranjam a população residente com mais de 18 anos de idade. Deve-se ter em conta que a percentagem de população com idade inferior a 18 anos tem variado consideravelmente nos últimos 20 anos. (Sousa & Marques, 2009)

4.1.2.4 Métodos de projeção demográfica

Como referido anteriormente, a evolução temporal de uma população é afetada por diversos fatores económicos, geopolíticos e sociais. Para além da influência da indústria e urbanização, aspetos climatéricos, investimentos em polos educacionais, incremento da oferta profissional, degradação paisagística e ambiental, entre outros, existem ainda acontecimentos não tão previsíveis, como por exemplo, o aumento brusco da população

portuguesa, em 1975, com a chegada dos desalojados das ex-colónias, ou a emigração em massa dos refugiados Sírios para a Europa, verificada em 2015.

Na sua globalidade, a população mundial tem aumentado ao longo do tempo, embora esta matéria seja variável entre diferentes países e inconstante ao longo do tempo. Em Portugal, a taxa de aumento tem vindo a estabilizar ou até mesmo a reduzir. Os processos utilizados nas tentativas de tradução da evolução populacional baseiam-se num fundamento comum, investigar as condições que ocorreram no passado através de dados estatísticos e avaliar a hipótese de que os fatores de crescimento verificados no passado continuarão a repercutir-se no futuro. Assim, o processo inicia-se com a interpretação da evolução verificada, procedendo posteriormente a uma extrapolação da tendência observada. Os métodos de projeção podem ser causais ou não causais, conforme a utilização explícita das razões das variações demográficas. Seguidamente apresentar-se-ão alguns métodos não causais, que consideram a réplica da evolução passada, no futuro.

4.1.2.5 Método de crescimento aritmético

Neste método admite-se que o crescimento da população se efetua segundo uma progressão aritmética, onde a evolução populacional (d_p) no intervalo de tempo (d_t) é constante, independentemente da população (P) no tempo (t). Sendo T_a a taxa de crescimento aritmético da população temos:

$$T_a = \frac{d_p}{d_t} \quad (1)$$

Integrando a expressão no período de t_i a t_f conduz à determinação de T_a :

$$T_a = \frac{P_f - P_i}{t_f - t_i} \quad (2)$$

onde P_f e P_i correspondem respetivamente à população final e população inicial, e t_f e t_i correspondem respetivamente ao tempo final e tempo inicial. Sendo n_t o número de anos de intervalo, ou seja, a diferença entre t_f e t_i , a estimativa da população futura obtém-se por:

$$P_f = P_i + n_t \times T_a \quad (3)$$

4.1.2.6 Método de crescimento geométrico

Caso o aumento populacional d_p , no intervalo d_t , for proporcional ao valor P da população, o crescimento acompanha uma progressão geométrica, sendo a curva representativa da evolução da população uma parábola. A equação diferencial que traduz este crescimento é:

$$\frac{d_p}{d_t} = T_g P \quad (4)$$

onde T_g é a taxa de crescimento geométrico da população. Integrando a expressão, no período de t_i a t_f , obtém-se:

$$T_g = \frac{\ln P_f - \ln P_i}{t_f - t_i} \quad (5)$$

A estimativa da população futura será obtida a partir de:

$$P_f = P_i e^{n T_g} \quad (6)$$

Sendo n o número de anos de intervalo entre t_i e t_f . Como os valores de T_g são, em geral, pequenos, esta expressão é equivalente à conhecida fórmula dos juros compostos:

$$P_f = P_i (1 + T_g)^{n t} \quad (7)$$

4.1.3 Outros métodos

Existem ainda outros métodos para estimar a evolução da população. Embora não se descrevam todos em detalhe, na Tabela 2, retirada de Sousa (2001a), são apresentados esquematicamente alguns dos restantes métodos, assim como os já referidos.

Tabela 2 - Métodos para a estimativa de populações em núcleos urbanos.

Método	Expressão	Significado dos Parâmetros	Valor das Constantes
Gráfico Aritmético	$\frac{d_p}{d_t} = T_a$	P - população t - tempo, em anos T _a - taxa de crescimento aritmético	$T_a = \frac{P_f - P_i}{t_f - t_i}$
Gráfico Geométrico	Progressão geométrica $\frac{d_p}{d_t} = T_g P$	T _g - taxa de crescimento geométrico	$T_g = \frac{\ln P_f - \ln P_i}{t_f - t_i}$
	Juros compostos $P_f = P_i(1 + T)^{(t_f - t_i)}$	T - taxa (ou juro) de crescimento	$T = e^{\frac{\ln P_f - \ln P_i}{t_f - t_i}} - 1$
Taxa de crescimento decrescente	$\frac{d_p}{d_t} = T_d(S - P)$	S - população de saturação T _d - taxa de crescimento decrescente	$T_d = \frac{-\ln \frac{S - P_f}{S - P_i}}{t_f - t_i}$
Curva logística	$P = \frac{S}{1 + me^{bt}}$	censos em t = 0, t = t ₁ , t = t ₂ = 2t ₁ m, b constantes n - intervalos entre censos (n = t1) P _i - população para t = 0	$S = \frac{2P_1P_2 - P_1^2(P_1 + P_2)}{P_1P_2 - P_1^2}$ $m = \frac{S - P_i}{P_i}$ $b = \frac{1}{n} \ln \frac{P_i(S - P_1)}{(S - P_i)}$
Razão e correlação	$P = k_r P_R$	P ₁ - população do centro urbano no último censo P _{1R} - população da região no último censo P - população do centro urbano a prever P _r - população da região prevista k _r - fator de correlação	$k_r = \frac{P_1}{P_{1R}}$

4.1.4 Capitações

Entende-se por capitação o volume de água médio que cada habitante gasta por dia e é habitualmente expresso em litros por habitante e por dia (l/hab/dia). Este volume tende a variar consoante vários aspetos sociais e demográficos, como por exemplo o clima, os hábitos diários da população, a atividade profissional predominante, o nível de vida médio da população, a quantidade de espaços verdes, etc. Desta forma, é difícil avaliar as capitações

a atribuir a um determinado núcleo urbano, em especial na ausência de registos significativos de consumos. (Marques & Sousa, 2009)

A consulta da literatura da especialidade leva a constatar que os valores de consumos sugeridos, diferem entre si, podendo servir de base para o estudo inicial, mediante uma análise crítica, por forma a atribuir os valores mais apropriados para o projeto em estudo.

4.1.4.1 Consumos domésticos

A quantidade de água para satisfazer os consumos domésticos de um aglomerado urbano depende maioritariamente do número de habitantes e do respetivo consumo unitário. Tem sido verificado um aumento deste valor ao longo do tempo.

O RGSPDADAR impõe limites mínimos para as capitações, referentes exclusivamente às distribuições domésticas, em função do número de habitantes que compõem os núcleos populacionais. Estes encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores de captação mínima em função do número de habitantes do aglomerado populacional.

Capitação Mínima	Número de Habitantes
80 l/hab/dia	Até 1000
100 l/hab/dia	De 1000 a 10000
125 l/hab/dia	De 10000 a 20000
150 l/hab/dia	De 20000 a 50 000
175 l/hab/dia	Acima de 50000

4.1.4.2 Consumos industriais e comerciais

As quantidades de água utilizadas pelas indústrias dependem da atividade industrial em questão. Assim, a avaliação das necessidades passa por analisar a natureza da atividade industrial e consultar os organismos oficiais e as entidades capazes de fornecer valores de consumos apropriados (Marques & Sousa, 2009). O Regulamento encaminha para uma análise individual de cada caso e posterior acréscimo destes consumos aos consumos domésticos.

Relativamente aos consumos comerciais, o regulamento indica que as capitações associadas podem, na sua generalidade, ser incorporadas nos valores médios da capitação global. É também referido o valor de 50 l/habitante/dia, no caso de atividade comercial intensa, ou, como alternativa, considerar os consumos localizados em função de variáveis como a área útil, natureza do serviço ou número de funcionários.

É possível encontrar várias sugestões de valores relativos aos consumos industriais e comerciais, descritos na literatura da especialidade, embora estes não sejam totalmente consensuais. Consequentemente, recomenda-se uma análise cuidada das atividades em desenvolvimento na zona em estudo, procurando atribuir os valores mais apropriados. De notar que alguma literatura é contemporânea do RGSPDADAR e desde a sua publicação os valores dos consumos têm vindo a alterar-se por inúmeras razões sociais e tecnológicas.

4.1.4.3 Consumos públicos

Os consumos públicos não são englobados nos consumos domésticos, embora parte destes se deva à satisfação das necessidades da população. Em alguns casos é possível serem englobados na capitação global, no entanto, a presença de estabelecimentos públicos com elevado número de utilizadores leva a consumos de elevadas proporções, sendo por isso necessário considerá-los de forma distinta. (Marques & Sousa, 2009)

Os volumes de água utilizados na lavagem de arruamentos, rega de espaços verdes, lavagem de coletores e em bebedouros e fontanários são, segundo o regulamento, consumos públicos e podem ser considerados incorporados nos valores médios da capitação global, variando entre 5 a 20 l/habitante/dia. Os consumos relativos a estabelecimentos de saúde, ensino, prisionais, militares, bombeiros e instalações desportivas, devem ser considerados individualmente conforma as suas características (área útil, número de funcionários, número de utentes máximo, etc.).

4.1.5 Fugas e perdas

É necessário também referir a importância de considerar perdas e fugas no dimensionamento dos sistemas de abastecimento e distribuição. É praticamente impossível assegurar a estanquidade total das condutas e de outros elementos constituintes dos sistemas. Mesmo uma construção com elevada qualidade técnica está sujeita a anomalias e imperfeições como

juntas deficientes ou estanquidade falível dos reservatórios. Por sua vez, o envelhecimento leva à deterioração dos materiais e condutas, originando incrementos do volume perdido. Estas perdas físicas são pouco comuns numa construção nova, mas é sensato considerar uma percentagem de compensação dado que uma fuga, ainda que pequena, resulta em grandes volumes perdidos dada a continuidade desta. Existem também perdas não físicas correspondentes a volumes consumidos, mas não faturados. Estas resultam de ligações clandestinas ou sem contador, contadores avariados, erros de leitura, etc. (Marques & Sousa, 2009)

Em geral, designa-se por “fugas” às perdas físicas, enquanto que as não físicas são referidas apenas como “perdas”. No entanto esta distinção não é consensual, sendo comum encontrar documentos e referências onde as designações estão invertidas, não havendo esclarecimento no regulamento. (Afonso, 1997)

Torna-se assim vital, por forma a assegurar a eficiência económica e técnica dos sistemas, criar campanhas contra fugas e perdas, que permitam manter tais anomalias dentro dos limites aceitáveis. Tais campanhas passam, parcialmente, pela realização de diagnósticos e inspeções periódicas, em busca de indicadores da existência de perdas físicas, como reduções anormais das pressões, pavimentos húmidos em tempo seco, elevados caudais noturnos nos coletores residuais, vegetação verde anormal em zonas secas, entre outros. A redução das fugas resulta numa redução dos custos de produção e favorece uma melhor exploração das infraestruturas, evitando elevados investimentos. Similarmente, a redução das perdas assegura um desempenho financeiro benéfico para a manutenção e melhoramento dos serviços prestados. (Sousa, 2001a)

Segundo o RGSPDADAR, o caudal de fugas não deve ser inferior a 10% do volume de água entrado no sistema. Este deve ser avaliado com um limite mínimo, que só se verifica com ótimas condições de construção e manutenção.

4.1.6 Caudais para combate a incêndios

O RGSPDADAR indica o caudal instantâneo que deverá ser garantido para combate a incêndios numa determinada zona, em função do risco de ocorrência e propagação dos mesmos. É referida uma classificação, a atribuir à zona em estudo, à qual corresponderá o respetivo caudal regulamentar.

Segue-se a classificação presente no regulamento:

- Grau 1 - zona urbana de risco mínimo de incêndio, devido à fraca implantação de edifícios, predominantemente do tipo familiar;
- Grau 2 - zona urbana de baixo grau de risco, constituída predominantemente por construções isoladas com um máximo de quatro pisos acima do solo;
- Grau 3 - zona urbana de moderado grau de risco, predominantemente constituída por construções com um máximo de dez pisos acima do solo, destinadas à habitação, eventualmente com algum comércio e pequena indústria;
- Grau 4 - zona urbana de considerável grau de risco, constituída por construções de mais de dez pisos, destinadas a habitação e serviços públicos, nomeadamente centros comerciais;
- Grau 5 - zona urbana de elevado grau de risco, caracterizada pela existência de construções antigas ou de ocupação essencialmente comercial e de atividade industrial que armazene, utilize ou produza materiais explosivos ou altamente inflamáveis.

Em função do grau de risco, o caudal instantâneo a garantir é de:

- Grau 1 – 15 l/s;
- Grau 2 – 22,5 l/s;
- Grau 3 – 30 l/s;
- Grau 4 – 45 l/s;
- Grau 5 – a definir caso a caso.

Na ausência das condições económicas ou técnicas necessárias para assegurar os caudais referidos através da rede pública, dimensionada para consumos normais, nomeadamente em pequenos aglomerados, o RGSPDADAR indica que devem ser providenciadas reservas de água, em locais apropriados, por forma a, em conjunto com os caudais disponíveis na rede de distribuição existente, sejam garantidos os caudais de combate regulamentares.

4.1.7 Caudais de dimensionamento

É fundamental compreender que o consumo de água não é constante, apresentando variações. Estas variações evidenciam-se em comunidades mais pequenas e em curtos

espaços de tempo. Ao longo de um dia, os consumos tomam valores praticamente nulos no período noturno e atingem dois picos horários, um entre as 7 e as 9 horas da manhã e o outro entre as 18 e as 20 horas. Com o aumento da similaridade dos hábitos diários de uma população, também estes picos tendem a aumentar. Estes tomam valores superiores relativamente aos médios diários, pelo que devem ser cuidadosamente considerados durante o dimensionamento da rede de distribuição. Também durante a semana são verificadas diferenças de consumo, em especial no fim de semana. As estações do ano, caracterizadas por alterações meteorológicas, têm uma forte influência nos consumos, levando a grandes variações ao longo do ano. É comum verificarem-se aumentos significativos nos meses de maior calor, em especial nas zonas continentais onde a amplitude de temperaturas é maior. Em Portugal, é durante os meses de julho e agosto que se regista a ponta máxima anual, e o consumo máximo mensal eleva-se, habitualmente, 30% acima do médio. (Marques & Sousa, 2009)

Consequentemente, conclui-se que existem vários valores de consumo, dos quais se salientam os seguintes:

- Consumo médio diário anual (C_{md}), obtido pelo quociente entre o volume total consumido no ano e número de dias do ano;
- Consumo médio diário do mês de maior consumo (C_{pm}), calculado através do quociente entre o volume gasto no mês de maior consumo e o número de dias que compõe esse mês;
- Consumo do dia de maior consumo (C_{pd}), valor do volume gasto no dia do ano em que se registou maior consumo;
- Consumo máximo horário (C_{ph}), correspondente ao volume de água gasto na hora em que o consumo foi maior, ao longo do ano.

No entanto, no âmbito de projeto não são considerados consumos, sendo utilizados os caudais associados: caudal médio diário (Q_{md}), caudal de ponta mensal (Q_{pm}), caudal de ponta diário (Q_{pd}) e o caudal de ponta horário, também designado por caudal de ponta instantâneo (Q_{pi}). Os caudais de ponta são fundamentais no dimensionamento de sistemas de abastecimento, pois não basta conhecer os caudais médios, sendo necessário considerar situações extremas. Para tal, obtêm-se os caudais de ponta através do produto dos caudais médios por fatores de ponta, descritos seguidamente:

Fator de ponta mensal (f_{pm}) – obtido pela seguinte expressão:

$$f_{pm} = \frac{C_{pm}}{Q_{md}} \quad (8)$$

Fator de ponta diário (f_{pd}) – determinado pela expressão:

$$f_{pd} = \frac{C_{pd}}{C_{md}} \quad (9)$$

Fator de ponta instantâneo (f_{pi}) – calculado, segundo o RGSPDADAR, através da seguinte expressão:

$$f_{pi} = 2 + \frac{70}{\sqrt{P}} \quad (10)$$

onde P é a população a abastecer.

Na falta de elementos que permitam estabelecer valores mais rigorosos, é comum adotar o valor de 1,3 para o fator de ponta mensal e o valor de 1,5 para o fator de ponta diário.

As expressões que permitem calcular os caudais de dimensionamento são:

- Caudal médio diário com fugas

$$Q_{md}(t) = P(t) \times Cap(t) + F \quad (11)$$

- Caudal de ponta mensal

$$Q_{pm}(t) = f_{pm} \times P(t) \times Cap(t) + F \quad (12)$$

- Caudal de ponta diário

$$Q_{pd}(t) = f_{pd} \times P(t) \times Cap(t) + F \quad (13)$$

- Caudal de ponta instantâneo

$$Q_{pi}(t) = f_{pi} \times P(t) \times Cap(t) + F \quad (14)$$

Onde:

$P(t)$ – população a servir no ano t (hab);

$Cap(t)$ – capitação no ano t (l/hab/dia);

F – fugas na rede (%Fugas \times Pop(t) \times Cap(t)).

Os sistemas de abastecimento são constituídos por vários órgãos, tais como: obras de captação, estações elevatórias, condutas adutoras, estações de tratamento de água, reservatórios, condutas de distribuição, entre outros. No dimensionamento dos vários órgãos, atenta-se à sua localização no sistema. Para os posicionados a montante dos reservatórios de distribuição, adota-se o caudal de ponta diário ou o caudal de ponta mensal. Se for utilizado o caudal de ponta mensal, o reservatório será dimensionado para compensar as flutuações de consumo ao longo do dia e possuirá uma reserva para o dia de maior consumo. O dimensionamento com recurso ao caudal de ponta diário não prevê esta reserva. Se os órgãos estiverem posicionados a jusante dos reservatórios de distribuição, deve-se adotar o caudal de ponta instantâneo. (Sousa, 2001a)

4.2 Conceção do sistema de abastecimento

4.2.1 Enquadramento

Um sistema de distribuição de água, também denominado por rede de distribuição, é composto pelo conjunto de condutas e elementos especiais que asseguram o transporte e distribuição de água, desde os reservatórios de distribuição até aos utilizadores, por forma a satisfazer a quantidade e pressão adequadas. (Marques & Sousa, 2009)

O sistema de distribuição de água potável do *Resort* será garantido por adução a partir da rede pública da responsabilidade da *Águas Públicas do Alentejo*, até um reservatório principal de duas células, tipo *GLS (Glass Lined Steel)*, localizado favoravelmente numa das zonas de maior altitude e centrado relativamente a todos os empreendimentos. Este será complementado por um sistema de tratamento secundário e câmara de manobra com central hidropressora. A partir do reservatório principal, a água será conduzida para reservatórios secundários localizados em cada aldeamento, na Zona Comunitária, na Zona Técnica e Hotel. Os reservatórios serão enterrados ou semienterrados para minimizar os impactos visuais no *Resort*.

Esta rede de distribuição destina-se a satisfazer os consumos domésticos e não domésticos dos vários dispositivos prediais, incluindo os serviços técnicos, comerciais e equipamentos de lazer, como também pretende garantir o adequado funcionamento da rede de combate a incêndios.

Como já referido, para a rega de espaços verdes e limpeza de zonas comuns, será criada uma rede de distribuição própria, proveniente do tratamento das águas residuais. A conceção desta rede não foi prevista no plano do estágio efetuado.

O Material adotado para as condutas da rede de distribuição foi PEAD (PE100) da classe PN10.

4.2.2 Revisão do traçado

Tendo integrado a equipa responsável pelo projeto da rede de saneamento do Resort, seguiu-se um período de reconhecimento dos trabalhos já concebidos. Após este, a primeira tarefa proposta passou pela revisão do traçado provisório que já havia sido efetuado e distribuição dos hidrantes da rede de combate a incêndios.

A rede previamente traçada era do tipo ramificada, tipologia que se optou por manter. Uma rede ramificada requer menor comprimento de tubagem, resultando numa maior economia relativamente ao investimento inicial, ainda que, em alguns casos, esta solução conduza à necessidade de diâmetros maiores, dado que o abastecimento de cada troço só se procede por um extremo, reduzindo a economia desejada. No entanto, o plano urbanístico projetado caracteriza-se por aldeamentos com arruamentos de acesso único, e com baixa capacidade habitacional, excluindo assim a eventual necessidade de condutas de diâmetros excessivos. Ademais, esta solução leva a um sentido de escoamento bem definido e a um caudal unicamente dependente dos consumos a jusante, simplificando o cálculo da rede.

Deve-se salientar, porém, duas desvantagens notórias desta tipologia de rede: a inevitabilidade de interromper o abastecimento a jusante de um ponto, onde ocorra uma avaria ou se efetue uma eventual intervenção, e o aparecimento de pontos mortos nas extremidades a jusante, onde se verificam velocidades muito baixas, chegando a ser praticamente nulas.

A distribuição dos hidrantes pelos arruamentos do Resort, tendo sido o primeiro contacto com uma rede de combate a incêndios, revelou-se mais desafiante do que esperado, em especial na procura pelo equilíbrio entre os aspetos técnicos e os socioeconómicos. Além de respeitar as indicações técnicas dadas pelo regulamento, foi fundamental uma reflexão constante sobre as necessidades dos profissionais que habitualmente recorrem a estes elementos, por forma a elaborar uma disposição que garanta facilidade e segurança nas

intervenções, sem descuidar a componente estética dos empreendimentos e o conforto dos residentes. Foi também necessário tomar conhecimento do *modo operandi* das entidades intervenientes no combate a incêndios, com especial foco na sua interação com os hidrantes.

Optou-se por realizar uma rede de combate a incêndios conjunta com a rede de abastecimento, não se justificando economicamente a separação. Quanto ao risco de ocorrência de incêndio e propagação do mesmo, atribuiu-se a categoria “Grau 1”, indicada para “zonas urbanas de risco mínimo de incêndio, devido à fraca implantação de edifícios, predominantemente do tipo familiar”. Para esta categoria, o regulamento impõe a garantia de um caudal instantâneo de 15 l/s e uma distância mínima entre hidrantes de 200 m. A utilização de marcos de incêndio foi privilegiada, evitando bocas de incêndio, procurando assim respeitar o recomendado pelo RGSPPDADAR, que refere também as condições ideais para implantação.

Distribuídos os hidrantes, o traçado foi progressivamente revisto e adaptado de forma a criar uma solução segura e eficaz. A alteração mais significativa previu a implantação de tubagem unicamente num dos lados dos arruamentos, ao contrário da primeira abordagem onde esta era implantada em ambos os lados. Esta alteração não reflete a solução ideal descrita no regulamento, mas confere um benefício técnico-económico proveniente da redução do volume de movimentos de terra e da quantidade de condutas. De notar ainda que, a decisão de implantar as condutas apenas num lado dos arruamentos conduz também a um aumento de caudal em cada conduta e conseqüentemente velocidades superiores. Este incremento de velocidades adquire uma importância elevada, dado que o diâmetro nominal mínimo regulamentar para condutas de distribuição que asseguram o serviço de combate a incêndios, para zonas de risco “grau 1”, toma o valor de 80 mm, dimensão essa que face aos caudais reduzidos a circular em grande parte dos aldeamentos, levaria a velocidades reduzidas e conseqüente estagnação da água e formação de depósitos, condicionando a qualidade da mesma.

O término da revisão do traçado efetuou-se com a análise da necessidade de implantação de acessórios na rede. Foram colocadas válvulas de seccionamento em pontos estratégicos e decidiu-se colocar descargas de fundo nos pontos extremos dos vários troços, permitindo assim efetuar operações de limpeza, desinfeção e reparação.



Figura 3 – Traçado da rede de abastecimento (ramificada) do Aldeamento 3.

4.2.3 Capitações e consumos

Uma questão fundamental a considerar na elaboração de um projeto de abastecimento é o crescimento populacional, que influenciará o valor dos consumos no futuro. Geralmente são considerados os consumos esperados no ano de início da exploração, assim como os consumos previstos ao fim de 20 e 40 anos. No entanto, dada a natureza turística da empreitada em análise, a população considerada permanecerá constante ao longo do tempo, sendo esta a lotação máxima do Resort. Desta forma, não foi necessário considerar diferentes valores de capitação para diferentes anos. Não obstante, a fim de salvaguardar a satisfação das necessidades dos utilizadores da rede, ao longo do horizonte de projeto, foi feita uma reflexão sobre a evolução dos hábitos de utilização de água, que ao longo das últimas décadas têm se tornado mais consumistas e com tendência a evoluir neste sentido. Atentou-se também ao facto de que estes mesmos hábitos se alteram quando exercidos em instalações turísticas, variando em termos de volume de água gasta e horários, face ao habitualmente verificado na rotina diária das populações. Outro aspeto considerado foi a classe social do público alvo, classe média alta, que estatisticamente apresentam valores de consumo mais elevados.

Por outro lado, contrariamente às particularidades referidas, que apelam a valores de capitação elevados, a região onde o empreendimento se situa é carente de uma utilização moderada deste recurso.

Ponderadas as particularidades, e após a consulta de recomendações atuais para valores de capitação, decidiu-se que o valor de 150 l/hab/dia seria apropriado para satisfazer as necessidades dos consumos domésticos do empreendimento. Os valores de consumo atribuídos aos restantes serviços e elementos do conjunto turístico encontram-se na Tabela 4.

Tabela 4 – Consumos unitários considerados na determinação dos caudais de cálculo.

Natureza do Edifício ou Serviço	Consumo Unitário
Balneários	30 l/m ² /dia
Escritórios	50 l/funcionário/dia
Hotel	900 l/hóspede/dia
Lojas e minimercados	15 l/m ² /dia
Piscinas	10 l/m ² de projeção horizontal/dia
Restauração	40 l/m ² /dia

4.2.4 Caudais de dimensionamento do *Resort*

Para o dimensionamento da rede de distribuição foram utilizados os caudais de ponta instantâneos. Com recurso à expressão (14), determinaram-se os caudais respetivos aos vários aldeamentos (1 ao 6), à Zona Técnica, à Zona Comunitária, ao Hotel e ao *Country Club*. O reservatório de distribuição situado no Aldeamento 1, para além de abastecer este aldeamento, fornece também a Zona Administrativa, pelo que se determinou um único caudal de dimensionamento para estas duas zonas. A percentagem de fugas considerada foi de 10%, assumindo que os materiais a utilizar e as condições de instalação serão as ideais para conceber uma instalação de qualidade elevada.

A Tabela 5 apresenta os valores dos caudais calculados.

Tabela 5 – Caudais de cálculo.

Local	Designação	Quantidade	f_{pi}	Q_{pi} (l/dia)	Q_{pi} (l/s)
Aldeamento 1 e Zona Administrativa	População	600 hab.	4,86	610 545,44	7,10
	Balneários	300 m ²			
	Minimercado	340 m ²			
	Piscina	325 m ²			
	<i>Snack-bar</i>	270 m ²			
	Escritórios	100 func.			
Aldeamento 2	População	845 hab.	4,41	750 138,87	8,68
	Balneários	299 m ²			
	Loja	995 m ²			
	Minimercado	240 m ²			
	Piscina	249 m ²			
	Restaurante	242 m ²			
Aldeamento 3	População	659 hab.	4,73	607 319,25	7,03
	Balneários	369 m ²			
	Minimercado	240 m ²			
	Piscina	269 m ²			
	Restaurante	240 m ²			
Aldeamento 4	População	999 hab.	4,21	768 957,56	8,90
	Balneários	388 m ²			
	Minimercado	252 m ²			
	Piscina	288 m ²			
	Restaurante	252 m ²			
Aldeamento 5	População	577 hab.	4,91	590 394,71	6,83
	Balneário	458 m ²			
	Minimercado	252 m ²			
	Piscina	358 m ²			
	Restaurante	252 m ²			
Aldeamento 6	População	531 hab.	5,04	553 155,94	6,40
	Balneário	379 m ²			
	Minimercado	252 m ²			
	Piscina	279 m ²			
	Restaurante	252 m ²			
Hotel	Hóspede	160 hósp.	7,53	1 099 293,97	12,72
Zona comunitária	População	270 hab.	5,50	514 942,61	5,96
	Balneário	100 m ²			

Local	Designação	Quantidade	f_{pi}	Q_{pi} (l/dia)	Q_{pi} (l/s)
	Loja	71 m ²			
	Piscina	100 m ²			
	Restaurante	400 m ²			
	<i>Snack-bar</i>	155 m ²			
Zona técnica	População	140 hab.	7,72	182 766,62	2,12
	Loja	120 m ²			
<i>Country club</i>	Lotação	400 pessoas	5,50	502 320,00	5,81
	Restaurante	550 m ²			
	<i>Snack-bar</i>	193 m ²			

4.2.5 Reconhecimento de softwares de modelação de sistemas de abastecimento

A modelação de sistemas hidráulicos e simulação da qualidade da água é a forma mais eficiente de prever o comportamento de redes de distribuição de água. A utilização de ferramentas que permitam criar modelos fiáveis tem-se tornado imprescindível para prever o comportamento de novas redes, analisar as falhas e pontos críticos de redes existentes e avaliar as melhores condições para intervenções (Rossman, 2000).

Um modelo bem executado permite avaliar a resposta do sistema a várias condições e encontrar alternativas que garantam o alcance dos objetivos, cada vez mais exigentes. Permite também analisar a qualidade da água, questão cada vez mais pertinente devido ao aumento dos agentes contaminantes e redução da integridade das infraestruturas (Boulos *et al.*, 2014).

Desta forma, considerou-se que havia todo o interesse em experimentar alguns softwares de modelação de sistemas de abastecimento. O principal objetivo era reconhecer algumas das ferramentas disponíveis e aumentar as valências nesta área técnica, dado que, até à data, não tinha havido qualquer contacto com softwares direcionados para esta área.

Após uma pesquisa sobre os softwares disponíveis, decidiu-se analisar três deles: “CYPE – Infraestruturas de água” versão 2016.i, “WaterCAD” e “Epanet 2.0”. Caso fossem reunidas as condições apropriadas e alcançado um adequado nível de manuseamento num dos softwares, pretendia-se recorrer ao mesmo para dimensionamento da rede em paralelo com uma folha de cálculo já verificada em Microsoft Excel.

Primeiramente foi efetuado um levantamento de todos os dados necessários para modelação da rede, sendo que, a obtenção dos valores das cotas foi a tarefa mais demorada, dado que foi necessário analisar todos os perfis longitudinais e transversais das vias de comunicação, assim como recorrer ao *Civil3D* da *Autodesk* para obter as cotas dos pontos não coincidentes com os arruamentos. Reunidas as condições para criar um modelo fiel decidiu-se testar os vários softwares, analisando o Aldeamento 6, dado tratar-se do aldeamento mais pequeno.

De uma forma geral, a modelação da rede precedeu-se segundo os seguintes passos:

1. Introdução de dados gerais, tais como: materiais, tipo de terreno, base de dados dos diâmetros, parâmetros máximos e mínimos de velocidades e pressões, etc;
2. Desenho da rede, introduzindo os vários nós e condutas necessárias;
3. Introdução dos restantes elementos da rede, como reservatórios, bombas, válvulas, e outros;
4. Introdução dos valores de consumo associados aos respetivos nós, ou valores de consumos distribuídos pelos vários troços;
5. Definição das cotas em cada nó ou órgão da rede;

Concluída a criação do modelo, procedeu-se ao dimensionamento.

Descreve-se em seguida o contacto efetuado com os softwares.

4.2.5.1 CYPE – Infraestruturas de água

“*Infraestruturas de água*” é um módulo do software “*CYPE*” produzido pela *CYPE Ingenieros*, uma empresa espanhola com mais de 30 anos de experiência em Arquitetura, Engenharia e Construção, e distribuído em Portugal, na data presente, pela “*Top – Informática*”.

Como já referido, decidiu-se modelar a rede do aldeamento 6 e analisar o seu abastecimento. A interface do software é simples e intuitiva, o que permitiu um rápido manuseamento das várias ferramentas. Logo de início foi possível definir vários aspetos gerais da obra, como materiais, tipo de terreno, limites de pressões e velocidades, entre outros. Seguidamente, modelou-se a rede desenhando a mesma, introduzindo os vários elementos constituintes. O software permite importar máscaras a partir de ficheiros no formato *dxf*, o que facilitou a

introdução dos nós e tramos. Após a atribuição dos consumos nos vários nós e definição da bomba, procedeu-se à análise da rede.

O Software permite criar várias hipóteses de consumos para cada nó, por forma a criar várias combinações de cálculo, possibilitando uma análise complexa de várias situações reais. Não foi realizada nenhuma combinação de hipóteses pois o pretendido nesta fase era apenas testar as ferramentas, realizando uma análise estática simples.

Uma desvantagem verificada foi o tempo necessário para que o processo de cálculo concluísse, revelando-se bem mais demorado relativamente ao processo dos outros softwares. Deparou-se também com alguns resultados não satisfatórios relativamente ao dimensionamento, nomeadamente na escolha de diâmetros. Verificou-se ainda que alguns valores de pressão distanciavam-se do esperado. No entanto, acredita-se que a maioria destas situações se deviam a deficientes configurações do modelo por parte do utilizador.

4.2.5.2 EPANET 2.0

O segundo programa utilizado foi o Epanet 2.0. Este software foi produzido pela *U.S. Environmental Protection Agency* (USEPA) e é distribuído gratuitamente, o que lhe confere uma vantagem notória, em especial no ambiente académico. O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) traduziu e adaptou o programa e os materiais de apoio de forma a promover a ferramenta entre os profissionais, estudantes e docentes.

Nos primeiros instantes de utilização, notou-se que a interface do software não era tão visualmente agradável como a de outros softwares disponíveis e as ferramentas para criação dos modelos eram demasiado limitadas, carecendo de algumas funcionalidades básicas que possibilitam trabalhar fluidamente. Por estas razões, deparou-se com algumas dificuldades na fase inicial de utilização, em especial no desenho da rede. Não obstante, após uma habituação à interface e comandos disponíveis, conseguiu-se simular a rede do aldeamento 6 criando um modelo idêntico ao realizado no CYPE. O programa não permite realizar um dimensionamento automático, pelo que apenas foi possível realizar análises à rede.

O processamento da análise é rápido e o programa permite visualizar os resultados de vários parâmetros, tanto no formato de tabelas como graficamente. Uma característica interessante deste software é a possibilidade de indicar padrões horários de consumo, permitindo efetuar uma análise dinâmica de forma simples. Existe também a opção de definir intervalos de

valores referentes a várias características do escoamento e associá-los a padrões de cor, facilitando a visualização dos resultados, em especial nas análises dinâmicas onde se consegue observar em tempo real o comportamento da rede de forma intuitiva. Esta funcionalidade permite uma análise mais personalizada e facilita a determinação dos pontos mais críticos. O software concede ainda a possibilidade de realizar uma análise da qualidade da água. Embora esta opção não tenha sido muito explorada, utilizou-se esta ferramenta para determinar o número de horas máximo que a água poderia permanecer na rede, num ciclo de 24 horas.

4.2.5.3 WaterCAD

O WaterCAD é produzido pela Bentley, entidade responsável pela produção e distribuição de vários softwares de modelação e análise de infraestruturas, bastante utilizados por profissionais em todo o mundo. Dos três softwares foi o menos utilizado durante o período de experimentação. Similarmente ao procedido com os outros softwares, procurou-se modelar a rede de abastecimento do aldeamento 6 e realizar uma análise. Este software aparentou ser o mais complexo dos três experimentados, com uma interface mais intimidante. Permite uma interação com outros softwares, tanto da Bentley como de outras entidades, como o *AutoCAD* e o *ArcGIS*, indo ao encontro da metodologia *BIM (Building information modeling)*, que a *Bentley* tem procurado difundir com a sinergia entre as suas ferramentas.

Após modelada a rede, procedeu-se à sua análise, seguida de uma comparação com os resultados obtidos nas análises efetuadas com os outros programas. De uma forma geral, os resultados eram semelhantes. No entanto, devido à falta de tempo, não foi possível explorar devidamente todas as funcionalidades do software. Foi perceptível que para utilizar este programa de forma viável seria necessário dedicar mais tempo a experimentar e estudar as suas ferramentas. No entanto, dadas as capacidades do software, pretende-se no futuro voltar a experimentar o WaterCAD, dado que o domínio das suas ferramentas potenciará uma melhor conceção de futuros projetos de sistemas de abastecimento.

4.2.5.4 Comentários finais

Dentre os três softwares, o Epanet 2.0 foi o que se mostrou mais apropriado para utilizar neste projeto. Apesar das suas limitações quanto às ferramentas direcionadas para desenho da rede, o *software* revelou-se bastante completo quer na análise de dados como no *output* de resultados. Efetivamente, chegou-se a modelar os 6 aldeamentos, com o objetivo de comparar a análise destes com os resultados do dimensionamento efetuado com recurso a folhas de cálculo de Excel. Um dos principais objetivos era verificar o comportamento dinâmico da rede, utilizando padrões de consumo, determinados por forma a recriar os hábitos de consumo habitualmente verificados em conjuntos turísticos. Pretendia-se também explorar melhor as ferramentas de análise da qualidade da água, nomeadamente registar o período de tempo em que esta permaneceria em circulação na rede. No entanto, uma dificuldade em definir eficazmente as bombas nos vários reservatórios e a limitação de tempo imposta pelos prazos de entrega a que a empresa estava sujeita, levou à carência de confiança nos modelos e consequente desistência destes objetivos.

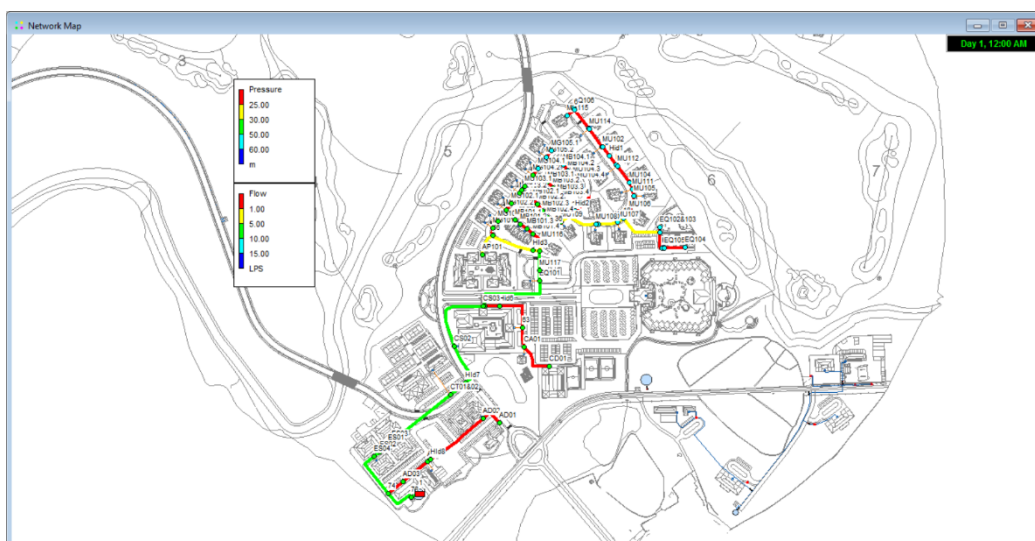


Figura 4 – Modelação e análise da rede de abastecimento do Aldeamento 1 no software EPANET 2.0.

4.2.6 Dimensionamento da rede de distribuição

O dimensionamento da rede foi efetuado com recurso a folhas de cálculo efetuadas com o Microsoft Excel. Em todo este processo, procurou-se minimizar os custos, selecionando os

diâmetros mais apropriados sem nunca descurar as imposições regulamentares dispostas do RGSPDADAR:

- A velocidade de escoamento não deverá exceder o valor calculado pela expressão (15):

$$V=0,127 \times D^{0,4} \quad (15)$$

Onde:

V – velocidade (m/s);

D – diâmetro interno da tubagem (mm);

- A velocidade de escoamento no ano de início da exploração não deverá ser inferior a 0,30 m/s, e nas condutas onde não seja possível verificar este limite, dever-se-á de prever dispositivos que permitam efetuar descargas periódicas;
- A pressão máxima, estática ou de serviço, em qualquer ponto de utilização não deve exceder os 600 kPa, medida ao nível do solo;
- A pressão de serviço em qualquer dispositivo de utilização predial para o caudal de ponta não deve ser, em regra, inferior a 100 kPa o que, na rede pública e ao nível do arruamento, corresponde aproximadamente ao obtido pela expressão (16). Por razões de conforto dos utilizadores, a pressão mínima foi limitada a 300 kPa.

$$H=100+40 \times n_h \quad (16)$$

Onde:

H – pressão mínima (kPa);

n_h – número de pisos acima do solo;

- A variação máxima de pressão em cada nó, ao longo do dia, não deverá exceder 300 kPa.

Segue-se uma descrição da metodologia utilizada no dimensionamento da rede:

1. Designação dos nós da rede em planta;
2. Medição do comprimento real dos troços;
3. Incremento de 10% do comprimento real dos troços das condutas, por forma a obter o comprimento de cálculo necessário para a determinação das perdas de carga;

4. Determinação do caudal de percurso (Q_{per}) para cada troço, somando os vários consumos respetivos aos vários tipos de ocupação (p.e: moradia, balneário, loja), face a sua localização exata na rede;

5. Determinação do caudal a jusante (Q_j) e de montante (Q_m) de cada troço, sendo que:

$$Q_m = Q_{per} + Q_j; \quad (17)$$

6. Cálculo do caudal equivalente (Q_{eq}) de cada troço, necessário para calcular as perdas de carga, segundo a expressão:

$$Q_{eq} = Q_j + 0,55 \times Q_{per}; \quad (18)$$

7. Escolha de diâmetros para cada troço, assegurando o cumprimento das indicações regulamentares;

8. Cálculo da velocidade a montante e a jusante de cada troço, com recurso à seguinte expressão:

$$Q = S \times v; \quad (19)$$

Onde:

Q – caudal (m^3/s);

S – área da secção da conduta (m^2);

v – velocidade de escoamento (m/s);

9. Verificação do cumprimento das limitações máximas e mínimas para a velocidade;

10. Determinação da perda de carga unitária (J), recorrendo à fórmula monómia adequada ao material da conduta:

$$Q = 58,9 \times D^{2,59} \times J^{0,56} \quad (20)$$

11. Registo das cotas dos vários nós;

12. Determinação das cotas e alturas piezométricas dos troços, com base na cota de soleira do reservatório;

13. Determinação das pressões máximas em cada nó, verificando o cumprimento do limite máximo. O valor da pressão é obtido pela diferença entre a cota de soleira do reservatório e a cota topográfica de cada nó;

14. Determinação das flutuações, através da diferença entre a pressão máxima e a altura piezométrica a jusante, e verificação do limite máximo regulamentar.

Este procedimento foi utilizado para dimensionar a rede de distribuição de água dos vários aldeamentos e zonas de apoio. Neste documento não serão apresentados todos os resultados obtidos, dada a repetição do procedimento. Serão assim apresentados somente os resultados do dimensionamento da rede referente ao Aldeamento 2.

A Tabela 6 apresenta os valores obtidos com a utilização da folha de cálculo, tendo sido considerado que a cota de soleira do reservatório toma o valor de 251 metros. Isto permite simular o valor de pressão da bomba que será necessária para obter os resultados descritos.

Pela análise da tabela é possível observar que a velocidade mínima regulamentar não foi cumprida em algumas das condutas. Esta situação já era esperada face aos baixos valores de consumo verificados em alguns arruamentos. Nestes casos, o diâmetro mínimo regulamentar levará sempre a velocidades demasiado baixas. Nestas situações, como já indicado, seguiu-se o disposto no RGSPDADAR e colocaram-se descargas de fundo nas extremidades dos troços. Salienta-se que, em todos os troços em que não existem hidrantes a jusante, o diâmetro mínimo regulamentar passa de 80 mm para 60 mm, pois deixam de ter a função de assegurar o serviço de combate a incêndios. Nestes troços atribuiu-se o diâmetro nominal de 63 mm.

Após o dimensionamento, procedeu-se à análise da solução determinada quando afetada pelo caudal instantâneo de combate a incêndios (15 l), verificando o comportamento da rede dimensionada face à utilização individual de cada um dos hidrantes. Como esperado, as situações mais desfavoráveis foram verificadas na utilização dos hidrantes mais afastados e com cotas mais elevadas. Deve notar-se que em situação de combate a incêndio, o regulamento admite alturas piezométricas inferiores a 100 kPa, e não é imposta qualquer limitação de velocidades nas condutas.

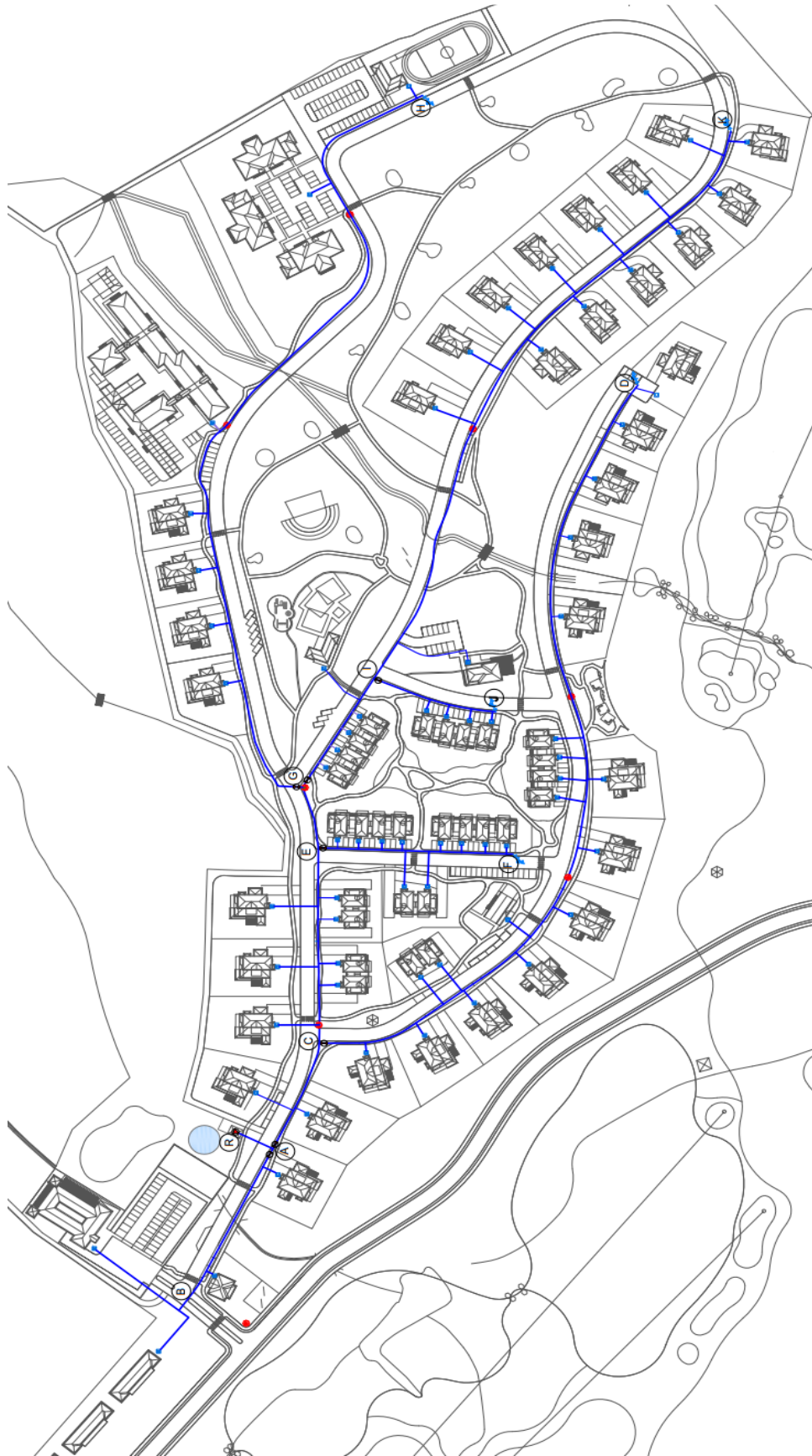


Figura 5 – Rede de abastecimento do Aldeamento 2

Tabela 6 – Folha de cálculo do dimensionamento da rede de abastecimento de água potável do Aldeamento 2 (rede ramificada).

Troço	Designação	Comprimento real (m)	Comprimento de cálculo (m)	Caudal			Diâmetro	Velocidade			Perda de carga		Cota topográfica		Cota piezométrica		Altura piezométrica		Pressão máxima (m.ca)	Flutuação (m.ca)	
				Total de percurso (l/s)	De jusante (l/s)	De montante (l/s)		Equivalente de cálculo (l/s)	Nominal (mm)	Interior (mm)	Jusante (m/s)	Montante (m/s)	Máxima (m/s)	Unitária (m/km)	Total (m)	Montante (m)	Jusante (m)	Montante (m)			Jusante (m)
R-A		17,00	18,70	0,00	8,68	8,68	160,00	130,80	0,65	0,65	0,89	2,52	0,05	220,90	220,84	251,00	250,95	30,10	30,11	30,16	0,05
A-B		96,00	105,60	1,04	0,57	1,04	63,00	51,60	0,00	0,50	0,61	1,70	0,18	220,84	220,00	250,95	250,77	30,11	30,77	31,00	0,23
A-C		60,00	66,00	0,20	7,55	7,55	160,00	130,80	0,55	0,57	0,89	1,97	0,13	220,84	220,98	250,95	250,82	30,11	29,84	30,02	0,18
C-D		426,00	488,60	1,75	0,96	1,75	90,00	73,60	0,00	0,41	0,71	0,79	0,37	220,98	215,08	250,82	250,45	29,84	35,37	35,92	0,55
C-E		102,00	112,20	0,53	5,45	5,69	125,00	102,20	0,63	0,69	0,81	3,59	0,40	220,98	218,62	250,82	250,42	29,84	31,80	32,38	0,58
E-F		90,00	99,00	0,50	0,28	0,50	63,00	51,60	0,00	0,24	0,61	0,46	0,05	218,62	220,43	250,42	250,37	31,80	29,94	30,57	0,63
E-G		33,00	36,30	0,00	4,66	4,66	110,00	90,00	0,73	0,73	0,77	4,99	0,18	218,62	216,80	250,42	250,24	31,80	33,44	34,20	0,76
G-H		435,00	478,50	2,35	1,29	2,35	90,00	73,60	0,00	0,55	0,71	1,33	0,64	216,80	198,37	250,24	249,60	33,44	51,23	52,63	1,40
G-I		66,00	72,60	0,71	1,99	2,31	90,00	73,60	0,38	0,54	0,71	2,87	0,21	216,80	216,70	250,24	250,03	33,44	33,33	34,30	0,97
I-J		60,00	66,00	0,19	0,10	0,19	63,00	51,60	0,00	0,09	0,61	0,08	0,01	216,70	220,66	250,03	250,03	33,33	29,37	30,34	0,97
I-K		337,00	370,70	1,41	0,78	1,41	90,00	73,60	0,00	0,33	0,71	0,54	0,20	216,70	204,31	250,03	249,83	33,33	45,52	46,69	1,17

4.2.7 Pré-dimensionamento dos reservatórios de distribuição

O acompanhamento do projeto do sistema de abastecimento previu um pré-dimensionamento dos reservatórios de distribuição que servirão os aldeamentos, o Hotel, a Zona Técnica, a Zona Administrativa e a Zona Comunitária. Segue a descrição dos cálculos realizados para o reservatório do Aldeamento 2.

O RGSPDADAR indica que a capacidade dos reservatórios de distribuição deve ser, pelo menos, a capacidade resultante da soma do volume necessário para o normal funcionamento da rede e o volume necessário para fazer face a uma situação de emergência ou avaria.

Para calcular o volume necessário para regularização da distribuição (R0), dimensionou-se a adução para o dia de maior consumo do ano (fator de ponta diário de valor 1,5). Assumiu-se que os reservatórios de distribuição serão abastecidos num período de 20 horas (t_{adu}). Recorreu-se ao método simplificado onde a capacidade de regularização é determinada pela maior diferença entre a curva dos caudais acumulados na adução e a curva dos consumos acumulados. A Figura 6 apresenta o gráfico realizado por forma a determinar a capacidade (R0).

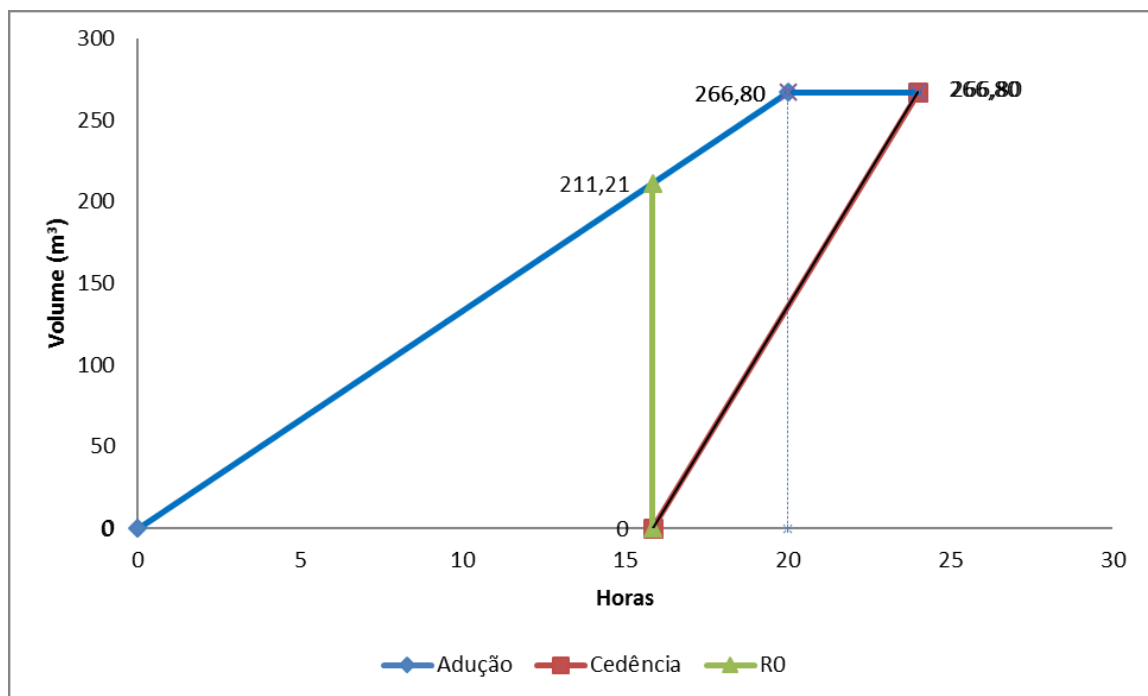


Figura 6 – Determinação de R0 com auxílio gráfico.

A duração da distribuição a partir do reservatório foi determinada através da expressão (21):

$$t_{dis} = \frac{24}{f_{pi}} \times f_{pd} \quad (21)$$

Onde:

t_{dis} – tempo de distribuição (horas);

f_{pi} – fator de ponta instantâneo (anumérico);

f_{pd} – fator de ponde diário (anumérico).

O volume de reserva para incêndio (R2) é obtido em função do grau de risco da zona. Tratando-se de uma zona classificada com grau de risco 1, o volume mínimo é de 75 m³.

Face a uma situação de avaria, deve-se prever uma reserva (R3) por forma a assegurar a continuidade do funcionamento do abastecimento. Este volume foi obtido através da multiplicação do caudal de ponta diário pelo tempo necessário para localização e reparação da avaria, e posterior divisão pelo tempo da adução (20 horas). O RGSPDADAR refere que o tempo necessário para localização da avaria, varia entre 1 a 2 horas, e o tempo de reparação varia entre 4 a 6 horas. No entanto, devido à natureza do empreendimento, considerou-se que o volume deveria assegurar o funcionamento da rede para um tempo de reparação de 24 horas (t_{rep}). Esta decisão foi motivada pela necessidade de assegurar a continuidade do serviço da infraestrutura na pior das situações, garantindo a satisfação dos utilizadores do Resort.

A Tabela 7 apresenta os valores dos volumes de regularização e de emergência, assim como o volume dimensionado para o reservatório.

Tabela 7 – Volumes de regularização, de emergência e final, para o reservatório que abastecerá o Aldeamento 2

F_{56}	f_{pi}	Consumo Total (f_{pd})	t_{dis}	t_{adu}	t_{rep}	R0	R2	R3	Volume do Reservatório
(-)	(-)	(m ³ /s)	(horas)	(horas)	(horas)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
1,5	4,41	266,8	8,17	20,00	24,00	211,21	75,00	320,16	531,37

4.3 Trabalhos finais

Concluído o dimensionamento da rede de abastecimento, acompanhou-se a equipa responsável pelo projeto na realização e compilação da memória descritiva e peças desenhadas. Entre as peças desenhadas, destacam-se:

- Planta geral do Resort e do traçado do sistema de abastecimento, recorrendo a uma escala de cores para destacar os diâmetros dos coletores;
- Mapa de nós (Figura 7);
- Pormenores tipo da vala técnica, das descargas de fundo, dos hidrantes e respetivas ligações e das válvulas de seccionamento.

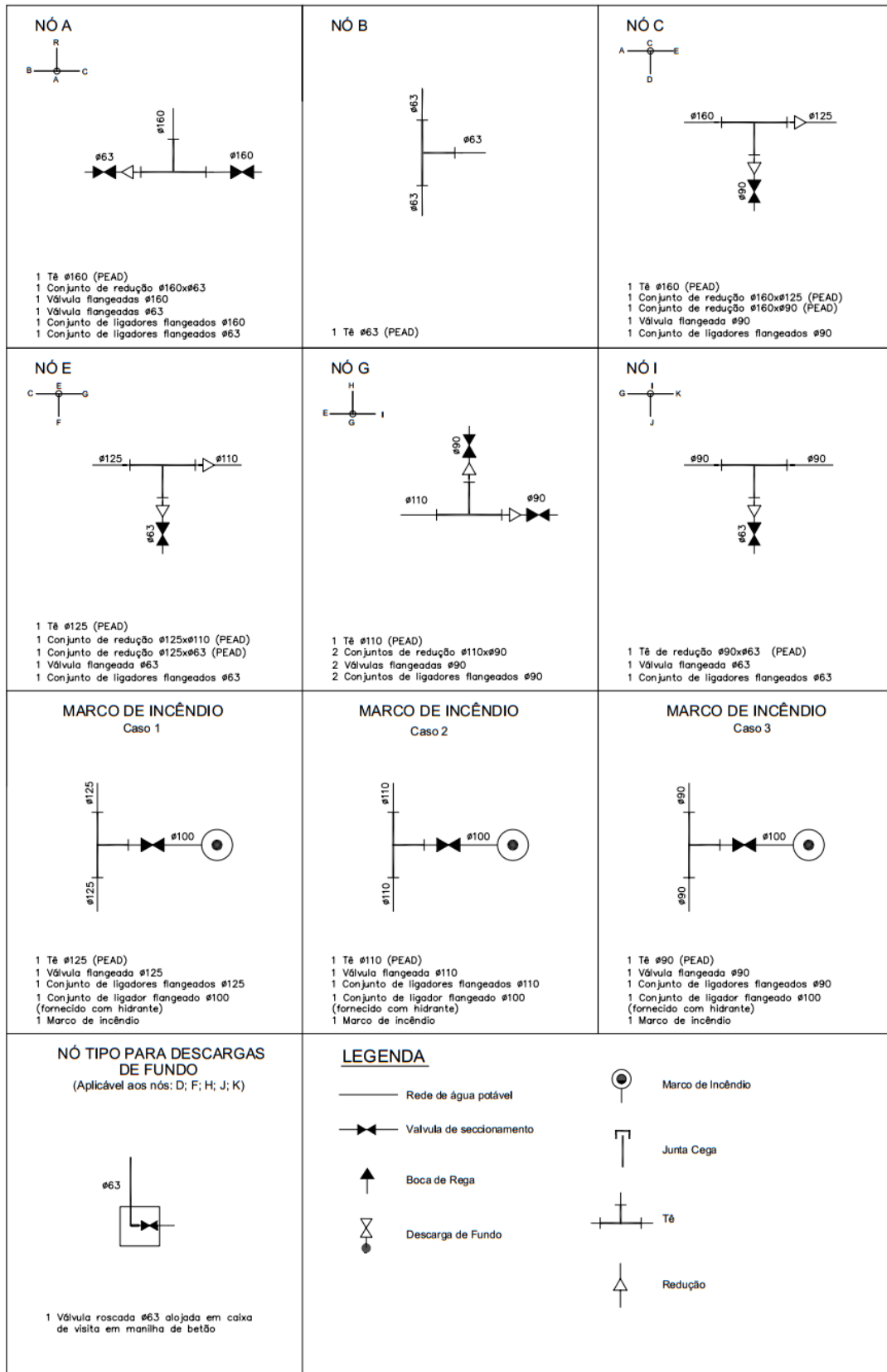


Figura 7 – Mapa de nós do Aldeamento 2.

5 REDE DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS DOMÉSTICAS

5.1 Introdução

A utilização de água por parte das comunidades tem como consequência a produção de águas residuais domésticas e industriais. As águas residuais caracterizam-se por conterem quantidades elevadas de matéria orgânica e matérias poluentes nocivas à saúde pública, sendo imperativo proceder à sua recolha. Para tal, recorre-se a sistemas de drenagem de águas residuais, tanto domésticas como industriais, provenientes de instalações sanitárias, cozinhas, instalações de lavagem de roupa, instalações familiares ou coletivas, e outras fontes de origem. As águas residuais domésticas contêm largas quantidades de matéria orgânica biodegradável e geralmente tendem a manter as suas características relativamente constantes ao longo do tempo. As águas residuais industriais caracterizam-se pela quantidade elevada de compostos físicos e químicos que transportam, que variam conforme a natureza industrial da zona, e podem levar a graves consequências ambientais e de saúde pública caso não sejam tomadas as devidas precauções. Desta forma, é necessário proceder à recolha e transporte das águas residuais, em condições de segurança e higiene, de forma contínua. (Marques & Sousa, 2009)

5.2 aspetos gerais e elementos base

De acordo com o RGSPDADAR, conforme a natureza das águas residuais que transportam, os sistemas de drenagem de águas residuais podem classificar-se como:

- Separativos, quando constituídos por duas redes de coletores distintas; uma para as águas residuais domésticas e industriais e outra para as águas pluviais ou similares;
- Unitários, quando constituídos por uma só rede de coletores, recolhendo em conjunto as águas residuais domésticas, industriais e pluviais;
- Mistos, se constituídos pela conjugação dos dois anteriores, em que parte funciona como um sistema unitário e a restante parte funciona como um sistema separativo;
- Separativos parciais ou semi-separativos, apenas aplicado em condições excecionais, onde se admite a ligação de águas pluviais aos coletores de águas residuais domésticas (por exemplo, águas de pátios interiores).

Independentemente da tipologia, todos os sistemas dispõem de um conjunto de componentes principais, para além das tubagens e ligações presentes nos edifícios, sendo eles: ramais de ligação, coletores, interceptores e emissários. São também elementos constituintes um conjunto de órgãos acessórios que possibilitam o bom funcionamento das redes. Segue-se uma breve descrição da finalidade dos elementos principais e dos órgãos acessórios mais comuns:

- Ramais de ligação – promovem a ligação ou descarga de águas residuais domésticas para a rede de drenagem;
- Coletores – tubagem, geralmente de secção circular, que fazem a recolha e posterior transporte das águas residuais;
- Emissários e interceptores – destinam-se ao transporte das águas residuais recolhidas pela rede de drenagem para o local de tratamento ou destino final;
- Câmaras de visita – permitem a inspeção e limpeza dos coletores, remoção de obstruções e verificação das características de escoamento e da qualidade da água residual;
- Câmaras de corrente de varrer – Destinam-se à limpeza dos coletores, quando não se consegue condições de autolimpeza;
- Sistemas elevatórios – Destinam-se ao transporte das águas residuais quando a drenagem gravítica não é uma solução tecnicamente ou economicamente viável;
- Descarregadores – órgãos ligados a coletores de recurso, que permitem a continuidade da drenagem em situações de avaria ou quando a afluência resulta em caudais excessivos;
- Sifões invertidos – canalizações rebaixadas, com escoamento sob pressão, para permitir travessias sob obstáculos que impossibilitem a passagem da canalização em linha reta;

5.2.1 Estações elevatórias de águas residuais

Uma estação elevatória de águas residuais é um órgão delicado dos sistemas de saneamento, sendo necessário avaliar bem as condições de localização, conceção e dimensionamento, assim como garantir uma monitorização assídua e uma manutenção apropriada por forma a assegurar o funcionamento adequado ao longo do tempo. Este órgão permite vencer perfis acentuados, onde as condutas gravíticas não permitem transportar o caudal.

Esta instalação apresenta maiores dificuldades de concepção do que uma estação elevatória de água potável, entre as quais se destacam as concentrações significativas de matéria em suspensão e a avaliação do caudal inconstante ao longo do dia. Torna-se assim necessário avaliar criteriosamente as condições do escoamento e do sistema de saneamento, procurando resolver da forma mais adequada as dificuldades presentes.

Uma estação elevatória de águas residuais é composta por:

- Obra de entrada;
- Câmara de aspiração para regularização de caudal;
- Grupos elevatórios;
- Conduto elevatória;
- Equipamentos de proteção, comando e controlo;
- Órgãos e equipamentos complementares diversos.

Em regra, a obra de entrada é constituída por uma câmara de grades, com os equipamentos adequados.

A câmara de aspiração, também designada por poço de bombagem, torna-se necessária para a regularização entre os caudais afluentes e o caudal elevado, visto que os primeiros estão sujeitos a grandes variações, não possibilitando o bombeamento contínuo de caudal constante. A câmara deve ser construída de forma a ser facilmente visitável, para permitir intervenções de limpeza e manutenção e, em alguns casos, dispor de uma descarga de emergência para situações em que a capacidade máxima é excedida. O volume útil da câmara corresponde ao espaço limitado por um volume mínimo e um volume máximo. O primeiro deve ser fixado por forma a limitar vórtices suscetíveis de provocar a entrada de ar nas condutas, e o segundo deve ser estabelecido por forma a evitar regolfos no coletor afluente. O Volume útil deve também ser suficiente para evitar enchimentos rápidos e consequentes frequências de arranque elevadas, mas não ser demasiado grande por forma a conduzir a períodos longos de retenção. (Almeida, 1981)

O número de grupos elevatórios a instalar no sistema depende de diversos fatores, tais como:

- Variação diária do caudal;
- Variação de caudal médio ao longo do ano e ao longo do horizonte de projeto;
- Limites de velocidade considerados aceitáveis para a conduta elevatória;
- Custos de instalação e exploração.

5.2.2 Caudais de projeto

Os caudais de projeto de sistemas de drenagem de águas residuais comunitárias são conseguidos com a determinação dos consumos de água domésticos, comerciais e industriais. A metodologia de avaliação destes consumos foi já descrita no subcapítulo 4.1.4.

Da totalidade de água consumida, apenas uma parte afluí para a rede de drenagem, sendo por isso necessário definir um fator de afluência à rede. Este fator deverá ser multiplicado ao valor da capitação de consumo de água doméstica, por forma a obter a capitação de afluência à rede de drenagem de águas residuais domésticas. Segundo o RGSPDADAR, os fatores de afluência devem ser discriminados por zonas de características idênticas, e dependem da extensão de zonas verdes ajardinadas ou agrícolas e dos hábitos de vida da população, variando geralmente entre 0,70 e 0,90.

Para avaliação do número de habitantes em cada troço de coletor, é possível recorrer a dois métodos: o número de habitantes por metro linear de coletor e o da densidade populacional (número de habitantes por hectare de área drenante). Quando a rede de drenagem serve uma área muito uniforme em termos de densidade populacional e utilização do solo, é recomendável utilizar o primeiro método. O segundo método implica um conhecimento mais pormenorizado das características urbanísticas da zona em estudo.

No que respeita aos caudais residuais industriais e comerciais, é possível seguir duas metodologias distintas. Caso as unidades industriais e comerciais sejam de pequena dimensão e se encontrem disseminadas no aglomerado, os caudais respetivos poderão ser englobados nos caudais de águas residuais domésticas. Por outro lado, se a atividade comercial e industrial é considerável e concentrada, torna-se indispensável proceder a uma inventariação e localização das várias unidades, por forma a conhecer os caudais rejeitados e estimados os futuros caudais.

Os caudais de infiltração dependem da extensão da rede, da natureza da hidrologia do terreno e do tipo e estado de conservação do material dos coletores, das juntas e das câmaras de visita. O RGSPDADAR estipula que caso não se disponha de dados experimentais locais ou informações similares, o valor do caudal de infiltração pode considerar-se:

- Igual ao caudal médio anual, nas redes de pequenos aglomerados com coletores a jusante até 300 mm;

- Proporcional ao comprimento e diâmetro de coletores, nas redes de médios e grandes aglomerados; caso se trate de um aglomerado grande e os coletores sejam recentes ou a construir, podem-se estimar valores de caudais de infiltração da ordem de 0,500 m³/dia, por centímetro de diâmetro e por quilómetro de comprimento da rede pública; caso se tratem de coletores em conservação precária, pode-se atingir valores de 4 m³/dia, por centímetro e por quilómetro;

O regulamento refere também que em situações onde se verifique uma melhor estanquidade da rede, os valores podem ser inferiores aos referidos anteriormente.

Para efeitos de dimensionamento, é necessário obter o caudal de ponta, calculado através da soma das várias componentes (caudal doméstico, industrial, comercial e de infiltração), afetos pelo fator de ponta, como se pode verificar na expressão (22).

$$Q_{pr} = f_{pi} \times Q_{dom} + Q_{inf} + Q_{ind} + Q_{com} \quad (22)$$

Onde:

Q_{pr} – caudal de ponta instantâneo de águas residuais (l/s)

f_{pi} – fator de ponta instantâneo (adimensional)

Q_{dom} – caudal médio diário de águas residuais domésticas (l/s)

Q_{inf} – caudal de infiltração (l/s)

Q_{ind} – caudal de ponta instantâneo de águas residuais industriais (l/s)

Q_{com} – caudal de ponta instantâneo de águas residuais comerciais (l/s)

O fator de ponta instantâneo (f_{pi}) deve ser determinado com base na análise de registos locais, como os valores de consumo de água, o número de ligações e número de habitantes servidos, o tempo de permanência dos efluentes na rede de drenagem. No entanto, na ausência de elementos suficientes, o fator pode ser estimado pela expressão (23), descrita no regulamento.

$$f_p = 1,5 + 60/\sqrt{P} \quad (23)$$

Onde:

f_p – fator de ponta instantâneo (adimensional);

P – população que gera os caudais afluentes (hab.);

5.3 Conceção da rede de drenagem de águas residuais

5.3.1 Descrição geral

Para realizar um projeto de um sistema de drenagem de águas residuais, é fundamental proceder a um completo reconhecimento da área em estudo, por forma a conceber uma solução com rigor e qualidade.

Análogo ao projeto da rede de abastecimento de água, o conhecimento topográfico da área é fundamental. Dada a natureza do empreendimento, considerou-se fundamental preservar ao máximo a morfologia natural do terreno, evitando ao máximo os movimentos de terra. Como descrito anteriormente, o terreno é significativamente rugoso, com elevações e depressões suaves, variando as cotas altimétricas entre 195,0 m e 252,0 m, e é atravessado por várias linhas de água.

Conforme o recomendado pelo RGSPDADAR, definiu-se que o sistema seria do tipo separativo, em todo o conjunto turístico. Os diferentes coletores para as águas residuais domésticas e de comércio e águas pluviais permitem transportar estas para os diferentes destinos finais, sendo que as águas residuais serão drenadas para a ETAR que será construída no próprio empreendimento, e as águas pluviais serão encaminhadas para os lagos ou linhas de água.

Os coletores gravíticos serão realizados em polipropileno corrugado (PPc) de rigidez circunferencial SN8, e as condutas sob pressão serão realizadas em PEAD PN10. Segundo Pardal (2012) o polipropileno apresenta várias vantagens, entre as quais: uma densidade inferior à de outros materiais plásticos, um coeficiente de atrito baixo, elevada resistência a químicos e solventes orgânicos, boa resistência à compressão diametral, ao impacto e melhor comportamento face ao calor relativamente a outros materiais plásticos utilizados para o mesmo fim.

5.3.2 Traçado da rede em planta

Para proceder ao traçado da rede em planta, foi necessário analisar os documentos do levantamento topográfico assim como os perfis dos arruamentos para obter as cotas destes. Respeitando o RGSPDADAR, procurou-se implantar as condutas no eixo da via pública dos arruamentos, sendo que na ausência de condições para tal, respeitou-se a distância limite

de 1 metro do limite das propriedades. Nas situações em que não era viável implantar nos arruamentos, procurou-se respeitar as limitações das propriedades, assim como foi necessário respeitar os campos de golf e lagos.

Em várias zonas do Resort, face a condicionamentos topográficos, o transporte gravítico não seria viável, tendo sido necessário prever estações elevatórias. A disposição de câmaras de visita foi feita nos pontos de cabeceira das redes, nos pontos de confluência de coletores e nos pontos de mudança de direção, inclinação ou de diâmetro dos coletores. Nos alinhamentos retos garantiu-se a distância máxima de 60 metros entre câmaras quando perante coletores não visitáveis ou 100 metros caso se tratassem de coletores visitáveis. A jusante das condutas sob pressão, foram colocadas câmaras dissipadoras de energia, para posterior ligação à rede gravítica.

5.3.3 Determinação do caudal de cálculo

Concluído o traçado da rede, foi possível determinar o caudal de infiltração. Dado tratar-se de uma instalação nova e prevendo uma construção tecnicamente eficiente e a utilização de materiais e acessórios de qualidade, adotou-se um caudal de infiltração de 0,0005 l/s/m. Por forma a proceder ao cálculo do caudal de infiltração, mediu-se o comprimento, em planta, das condutas gravíticas, obtendo o valor do caudal de infiltração total.

O caudal de drenagem das águas residuais domésticas foi determinado com base nos valores de consumos e capitações referidos no subcapítulo 4.1.4, englobando o caudal afluyente à rede devido à atividade comercial, visto tratar-se de uma atividade reduzida e as unidades estarem dissipadas nas urbanizações. O fator de afluência considerado foi de 0,80.

Calculado o fator de ponta instantâneo para cada aldeamento ou zona em estudo, procedeu-se ao cálculo dos caudais de ponta, recorrendo à expressão (22), necessários para dimensionamento da rede.

5.3.4 Dimensionamento da rede

O dimensionamento da rede de drenagem foi realizado com recurso ao módulo “Infraestruturas de saneamento” do software de cálculo automático Cype, versão 2016.i. O software permite modelar a rede e proceder ao respetivo dimensionamento, possibilitando ainda a extração de desenhos dos perfis longitudinais das condutas. No entanto, os troços da

rede sob pressão não foram dimensionados com recurso a esta ferramenta, dado que esta não permite definir condutas sob pressão. Assim, apenas foram modelados os segmentos com escoamento gravítico.

Após o período de reconhecimento do software, em particular no módulo “Infraestrutura de água” (subcapítulo 4.2.5.1), a utilização deste software para este trabalho decorreu de forma mais fluída, visto a interface ser semelhante e a estrutura das ferramentas de modelação ser partilhada.

Foi necessário criar vários modelos em separado, dado que, para além de se realizar um dimensionamento individual para cada zona analisada (aldeamentos, hotel, Zona Técnica e Zona Comunitária) e para os arruamentos principais (Rua Norte e Rua Sul), foi também necessário dividir em partes algumas destas áreas. Isto deve-se ao facto de o software aceitar apenas uma caixa interceptora. É possível observar na Figura 8 e Figura 9 o traçado da rede do Aldeamento 4, onde se distingue dois conjuntos de coletores gravíticos distintos, que transportam o caudal até estações elevatórias, por forma a transportar o caudal, sob pressão, até à Rua Norte.

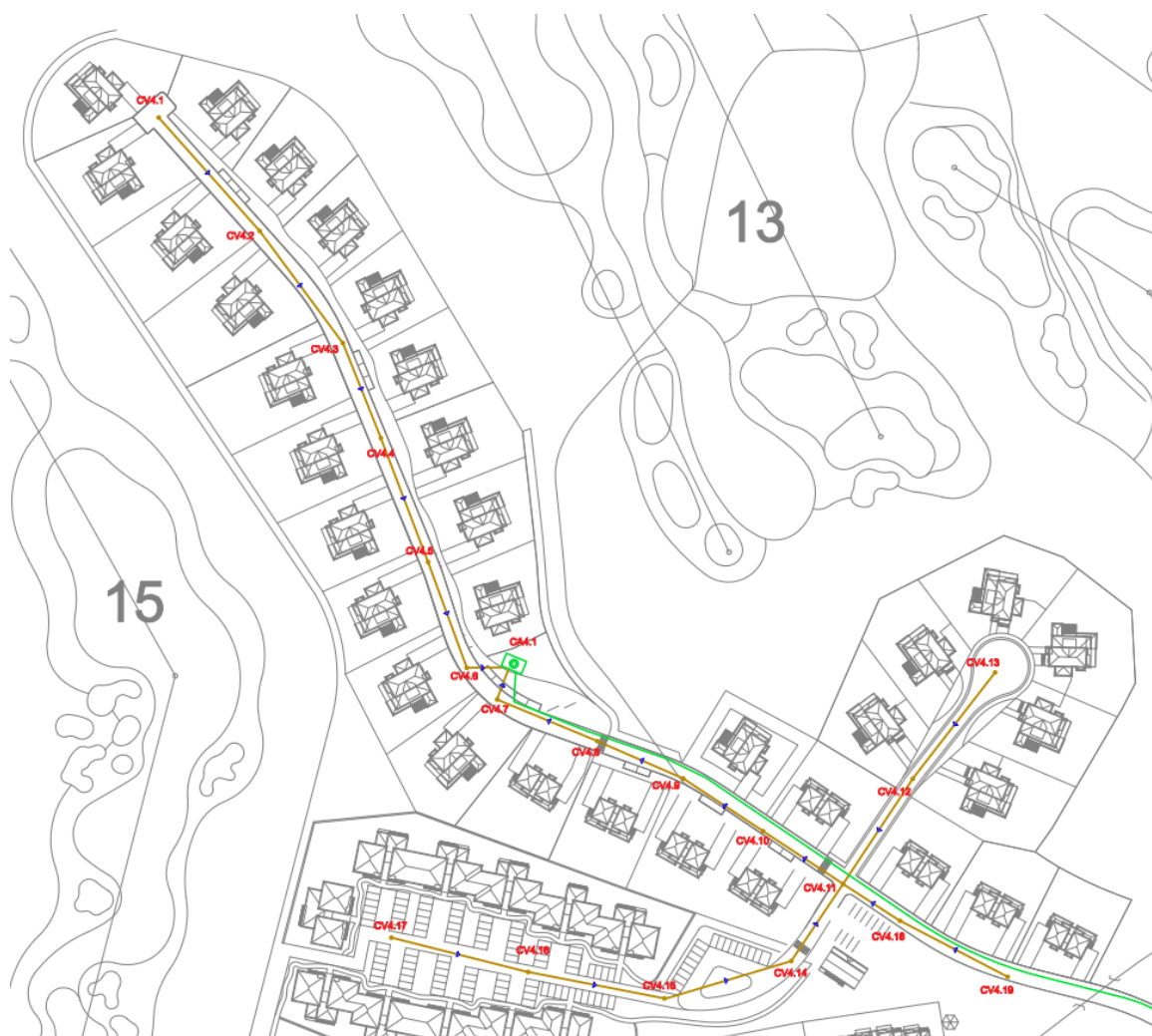


Figura 8 – Parte do traçado em planta da rede de drenagem de águas residuais do Aldeamento 4, situado entre os buracos 15 e 13; é visível o conjunto de coletores gravíticos da secção norte do Aldeamento, que afluem na câmara de aspiração “CA4.1”.



Figura 9 – Parte sul da rede de drenagem de águas residuais do Aldeamento 4.

Os subcapítulos seguintes descrevem a metodologia seguida para dimensionamento da rede de drenagem do complexo turístico, sendo depois apresentados os resultados obtidos para os coletores situados no Aldeamento 6.

5.3.4.1 Modelação da rede

A criação dos modelos iniciou-se pela definição do tipo de terreno, os materiais utilizados, e o tipo de formulação de cálculo.

Como referido, o material seleccionado para realização dos coletores foi o polipropileno corrugado de rigidez circunferencial SN8. Foi assim criada uma biblioteca de diâmetros, cujos valores são apresentados na Tabela 8, retirados de um catálogo comercial da Politejo de 2012 relativos a Polipropileno corrugado da Ambidur.

Tabela 8 – Diâmetros utilizados no dimensionamento dos coletores gravíticos.

Diâmetros Nominais (mm)	Diâmetros Interiores (mm)
200	167
250	209
315	263
400	335
500	418
630	527

A fórmula adotada para cálculo da rede foi a de Manning-Strickler, expressão (23), visto tratar-se da mais referida na literatura e ter sido a utilizada na unidade curricular “Hidráulica Urbana”, onde se lecionou o dimensionamento deste tipo de infraestruturas. Para o coeficiente de rugosidade do material (n), adotou-se o valor de 0,009.

$$Q = K_s \times S \times R_h^{2/3} \times i^{1/2} \quad (23)$$

Onde:

Q – caudal escoado (l/s);

K_s – coeficiente de Manning-Strickler ($m^{1/3}/s$) obtido por $1/n$;

S – área da secção do escoamento ou área molhada (m^2);

R_h – raio hidráulico (m);

i – inclinação do coletor (%).

Para facilitar o desenho da rede, foi importado o traçado em planta, realizado com recurso ao Civil3D da *Autodesk*[®], para servir de máscara. Desta forma, foi possível desenhar a rede corretamente, assim como introduzir os vários elementos acessórios. Introduzidas as condutas (tramos) e câmaras de visita, procedeu-se à introdução das cotas e edição da nomenclatura. A nomenclatura das câmaras de visita e câmaras de aspiração foi realizada de acordo com a tipologia “CVx.y” e “CAx.y”, respetivamente, onde “x” representa o indicativo do aldeamento, zona ou arruamento de inserção, e “y” assume um carácter numérico indicativo da câmara. Desta forma, a terceira câmara de visita do Aldeamento 1 é identificada como “CV1.3”. Concluída a introdução dos vários elementos e respetiva nomenclatura, procedeu-se à introdução das cotas da via rodoviária nos nós correspondentes às câmaras de visita.

Ao contrário do efetuado para modelação da rede de abastecimento, os valores do caudal afluente foram introduzidos nos tramos. O caudal total de cada zona foi dividido pelo comprimento total dos coletores a servir essa mesma zona, recorrendo assim ao método do número de habitantes por metro de coletor. A utilização desta metodologia justifica-se pela homogénea distribuição das habitações e serviços a que a rede se destina.

Definida a rede, assim como introduzidos todos os dados necessários, procedeu-se ao dimensionamento.



Figura 10 – Modelação da rede de coletores do Aldeamento 6 no “CYPE – Infraestruturas de saneamento”.

5.3.4.2 Dimensionamento da rede de coletores gravíticos

Por forma a realizar um dimensionamento correto da rede, respeitando todas as imposições regulamentares, definiram-se alguns limites no menu “dados gerais da obra”:

- Diâmetro nominal mínimo de 200 mm;
- Velocidade máxima admissível de 3,00 m/s;
- Velocidade mínima admissível de 0,60 m/s;
- Inclinação dos coletores mínima de 0,50%;
- Inclinação dos coletores máxima de 15%;
- Altura da lâmina líquida máxima igual a 50% do diâmetro da conduta, caso o escoamento se efetue condutas de diâmetro igual ou inferior a 500 mm, e altura limite igual a 75% do diâmetro caso o escoamento se efetue em condutas de diâmetro superior a 500 mm;
- Profundidade mínima de assentamento dos coletores de 1m, medida deste o extradorso superior do coletor até ao pavimento da via pública.

Definidos todos os parâmetros e imposições, procedeu-se ao dimensionamento e cálculo da rede. O software dimensiona automaticamente os coletores e atribui a inclinação necessária para respeitar as limitações. No entanto verificou-se que, em algumas situações, o software não respeitou a sequência de secções a jusante, ou seja, o dimensionamento automático

atribuiu a alguns coletores diâmetros inferiores ao atribuído a montante. Segundo o RGSPPDADAR, esta situação não é permitida, nunca podendo reduzir a secção dos coletores a jusante. Desta forma foi necessário verificar todos os tramos e alterar manualmente os diâmetros irregulares.

Foram também necessárias algumas alterações do traçado em planta, visto que a solução inicial levaria a escavações demasiado profundas, retirando viabilidade económica à solução. Esta situação deveu-se a sucessivos declives das condutas, aliados a elevações topográficas. Foi por isso necessário procurar alternativas por forma a reduzir este volume de escavação.

Outro aspeto tido em conta foi a altura de entrada dos coletores nas câmaras de visita de forma a que esta não ultrapassasse 0,50 m. Assegurando esta altura máxima, foi possível projetar a rede com recurso a câmaras de visita simples evitando projetar câmaras de visita com queda guiada. Esta opção prende-se com o desejo de standardizar as câmaras de visita e criar o mínimo de variação nas opções técnicas, garantindo mais qualidade por repetição e redução de erros.

Conseguida uma solução tecnicamente e economicamente viável, retiraram-se as tabelas de dimensionamento e cálculo, assim como os perfis longitudinais dos vários coletores.

5.3.4.3 Dimensionamento das câmaras de aspiração

Como referido anteriormente, está prevista a instalação de estações elevatórias em pontos onde as condutas gravíticas não permitem transportar o caudal para a ETAR. O dimensionamento da câmara de aspiração previu o cálculo do volume útil. O cálculo da Câmara de aspiração foi efetuado com base nos apontamentos obtidos na frequência da unidade curricular “Hidráulica Urbana”, assim como com base nalguma consulta bibliográfica efetuada. De facto, considerou-se que este dimensionamento é complexo, não havendo um consenso total na metodologia, por parte da bibliografia consultada. A incerteza de alguns parâmetros, como a variação dos caudais e a evolução comportamental dos grupos elevatórios leva a que a confiança no cálculo destes equipamentos se adquira com uma larga experiência de projeto.

O volume útil corresponde ao espaço limitado por um volume mínimo, um volume máximo, o número de arranques do grupo elevatório e do tempo máximo de retenção permitido. Considerou-se que o tempo de retenção (t_r) seria de 10 minutos, tempo máximo permitido

segundo o RGSPDADADAR, atribuindo assim um limite mínimo de 6 arranques por hora (N) ao equipamento elevatório. O caudal elevado (Q_e) deve corresponder, no mínimo, ao caudal de ponta previsto. Por outro lado, o caudal afluyente mínimo é de difícil avaliação pela ausência de elementos estatísticos que permitam estabelecer um valor correto. Segundo Sousa (2001b), considera-se, com base em estudos e medições realizadas, que o fator de ponta indica uma relação entre o caudal máximo e o médio.

O cálculo do volume mínimo foi efetuado segundo a expressão (24).

$$V_{\min} = \frac{60}{N} \times 15 \times Q_e \quad (24)$$

Onde:

V_{\min} – volume mínimo (m^3);

N – número de arranques por hora;

Q_e - caudal elevado (m^3/s).

O Volume máximo foi determinado com recurso à expressão (25).

$$t_r = \frac{V_{\max}}{60 \times Q_a} + \frac{V_{\max}}{(60 \times (Q_e - Q_a))} \quad (25)$$

Onde:

t_r – tempo máximo de retenção (min.)

V_{\max} – volume máximo (m^3)

Q_e – caudal elevado (m^3/s)

Q_a - caudal afluyente à câmara (m^3/s)

Por vezes, não se consegue obter um volume útil que se encontre dentro dos limites máximos e mínimos, sendo que o Volume mínimo calculado é superior ao máximo. Nestas situações, recorre-se a vários grupos elevatórios a funcionar em alternância, reduzindo o volume mínimo a metade. Esta solução implica complicações técnicas na eventualidade de um dos grupos avariar.

5.3.4.4 Dimensionamento de condutas elevatórias

O dimensionamento das condutas elevatórias foi realizado de forma a respeitar as indicações regulamentares impostas no RGSPPDADAR:

- O diâmetro interior mínimo recomendável de 100 mm;
- Velocidade mínima de escoamento de 0,70 m/s;
- Perfil longitudinal preferencialmente ascendente;

Para reduzir os efeitos de choque hidráulico, procurou-se limitar a velocidade máxima em 1,5 m/s. O caudal considerado no cálculo foi o caudal elevado pelo grupo elevatório, respetivo a cada estação elevatória. Como referido, o material utilizado para as condutas elevatórias foi PEAD PN10. A expressão utilizada para determinar o diâmetro apropriado a cada conduta foi:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_{ce}}{\pi \times V}} \quad (26)$$

Onde:

D – diâmetro interior da conduta (m);

Q_{ce} – caudal de cálculo da conduta elevatória (l/s);

V – velocidade de escoamento (m/s).

5.3.5 Resultados do dimensionamento do Aldeamento 6

Segue-se a apresentação de resultados obtidos no dimensionamento do Aldeamento 6. Na Tabela 9 apresentam-se os valores obtidos para o fator de ponta instantâneo (f_{pi}), o fator de afluência atribuído (f), o comprimento total dos coletores medido em planta (L), o caudal de infiltração total (Q_{inf}), caudal médio diário das águas residuais domésticas (Q_{dom}), onde se insere o caudal devido ao comércio, e o caudal de ponta utilizado no dimensionamento (Q_{pr}).

Tabela 9 – Caudal de ponta utilizado no dimensionamento da rede de drenagem do Aldeamento 6.

f_{pi} (-)	f (-)	Q_{dom} (l/s)	L (m)	Q_{inf} (l/s)	Q_{pr} (l/s)
4,10	0,80	1,25	920,27	0,46	4,55

Os valores dos diâmetros e das inclinações atribuídas a cada tramo, assim como os caudais e velocidades verificadas, são apresentados na Tabela 10. Salienta-se que o caudal final obtido no último coletor é superior ao determinado. Esta pequena discrepância resulta do arredondamento do valor do caudal unitário de percurso atribuído aos tramos, assim como de um ligeiro aumento do comprimento total dos tramos no modelo, dado que o desenho da rede no software, ainda que auxiliado pela importação da máscara, carece de uma certa precisão, assim como, o arredondamento do valor unitário de caudal atribuído às condutas. Esta diferença não cria problemas ao dimensionamento efetuado, pois toma um valor muito reduzido. Para este aldeamento, o diâmetro mínimo foi suficiente para drenar o volume total das águas residuais. Para obter as velocidades mínimas, foi necessária uma inclinação significativa nos coletores de cabeceira, o que não se tornou viável em todos os aldeamentos, onde não se verificaram velocidades mínimas nos coletores de cabeceira, situação prevista pelo RGSPPDADAR.

Tabela 10 – Resultados do dimensionamento dos coletores da rede de drenagem de águas residuais do Aldeamento 6.

Tramo (-)	Comprimento (m)	Diâmetro Nominal (mm)	Inclinação (%)	Caudal (l/s)	Altura Lâmina Líquida (mm)	Velocidade (m/s)
CV6.1 – CV6.2	44,93	200	3,41	0,23	7,80	0,61
CV6.2 – CV6.3	49,51	200	1,84	0,47	12,79	0,61
CV6.3 – CV6.4	36,02	200	1,36	0,65	16,01	0,61
CV6.4 – CV6.5	36,65	200	1,28	0,84	18,26	0,64
CV6.5 – CV6.6	32,83	200	1,52	1,00	19,10	0,72
CV6.8 – CV6.7	28,08	200	5	0,14	5,73	0,60
CV6.7 – CV6.6	14,21	200	3,59	0,21	7,49	0,61
CV6.6 – CV6.9	26,61	200	2,03	1,34	20,55	0,87
CV6.9 – CV6.10	24,91	200	1,89	1,47	21,82	0,87
CV6.10 – CV6.11	36,58	200	0,85	1,65	28,03	0,68
CV6.25 – CV6.24	51,11	200	2,92	0,26	8,59	0,60
CV6.24 – CV6.23	23,22	200	2,2	0,37	10,95	0,61
CV6.23 – CV6.22	33,72	200	1,78	0,54	13,73	0,63
CV6.22 – CV6.21	19,08	200	1,52	0,64	15,40	0,63
CV6.21 – CV6.20	34,56	200	1,3	0,81	17,91	0,64

Tramo (-)	Comprimento (m)	Diâmetro Nominal (mm)	Inclinação (%)	Caudal (l/s)	Altura Lâmina Líquida (mm)	Velocidade (m/s)
CV6.20 – CV6.19	27,55	200	1,05	0,95	20,32	0,62
CV6.19 – CV6.18	48,83	200	0,84	1,19	23,96	0,62
CV6.28 – CV6.27	38,24	200	3,88	0,19	7,02	0,60
CV6.27 – CV6.26	14,53	200	4,27	0,26	7,98	0,69
CV6.26 – CV6.18	42,77	200	5,1	0,48	10,11	0,88
CV6.18 – CV6.17	30,58	200	3,76	1,82	20,50	1,18
CV6.17 – CV6.11	49,69	200	4,93	2,07	20,42	1,35
CV6.11 – CV6.12	31,42	200	0,76	3,88	43,93	0,84
CV6.12 – CV6.13	15,07	200	0,53	3,95	48,69	0,74
CV6.13 – CV6.14	21,01	200	0,86	4,06	43,67	0,89
CV6.14 – CV6.15	42,96	200	0,81	4,27	45,40	0,89
CV6.15 – CV6.16	47,94	200	0,77	4,51	47,34	0,88
CV6.16 – CA6.1	19,67	200	0,97	4,61	45,20	0,96

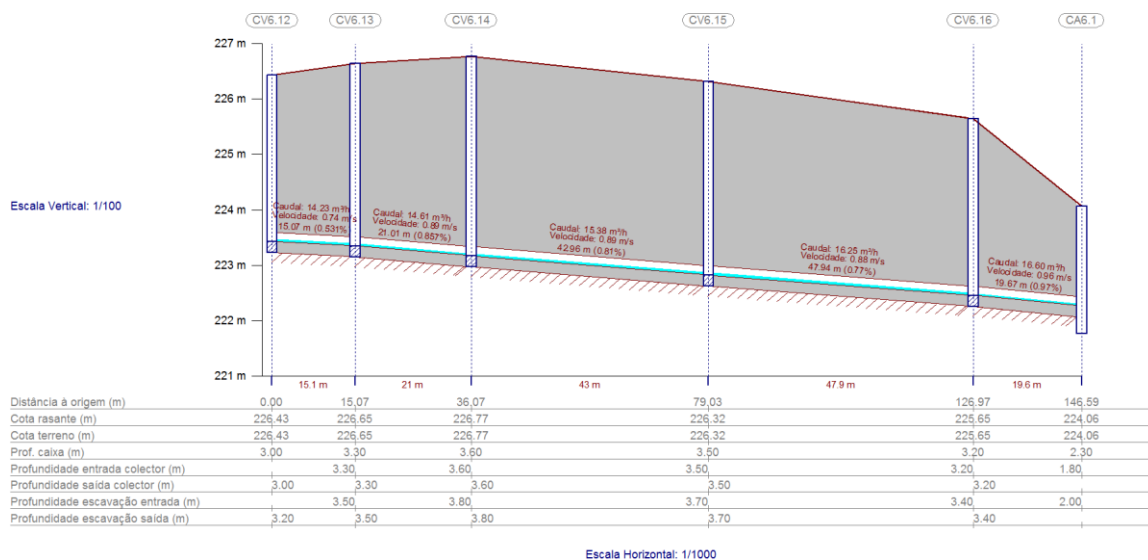


Figura 11 – Perfil longitudinal dos coletores e câmaras de visita (CV6.12 a CA6.1), retirados diretamente do CYPE-Infraestruturas de saneamento.

O dimensionamento da câmara de aspiração foi realizado para um caudal elevado de valor igual ao caudal máximo de ponta e para um caudal afluente mínimo, no qual não é considerado o fator de ponta. Deve notar-se que a câmara de aspiração apresentada,

denominada “CA6.1”, pertence à estação elevatória situada a sul do Aldeamento 6, responsável por elevar os caudais afluentes dos aldeamentos 6 e 5, assim como da Zona Comunitária. Como se pode observar na Tabela 11, o volume mínimo calculado é superior ao máximo. Face a estes resultados, deve-se assegurar dois grupos elevatórios a operar em alternância, como já referido no subcapítulo 5.3.4.3. Desta forma o volume mínimo é reduzido a metade, tomando assim o valor do volume máximo calculado como o volume a considerar para a câmara.

Tabela 11 – Resultados do dimensionamento da câmara de aspiração “CA6.1”.

Q_a (m ³ /s)	Q_e (m ³ /s)	N	Volume mínimo (m ³)	Volume máximo (m ³)
0,003524	0,014694444	6	2,204167	1,607197

O dimensionamento da conduta elevatória foi realizado para o caudal elevado referido anteriormente. Face aos valores de velocidade obtidos para um diâmetro nominal de 160 mm, foi necessário recorrer a um diâmetro nominal de 200 mm, onde a velocidade obtida situa-se no limite mínimo desejado.

Tabela 12 – Resultados do dimensionamento da conduta elevatória associada à estação elevatória do Aldeamento 6.

Q_e (l/s)	Diâmetro Nominal (mm)	Diâmetro Interior (mm)	Velocidade (m/s)	Velocidade Máxima (m/s)
14,69	160,00	130,80	1,094	0,89
	200,00	163,60	0,70	0,98

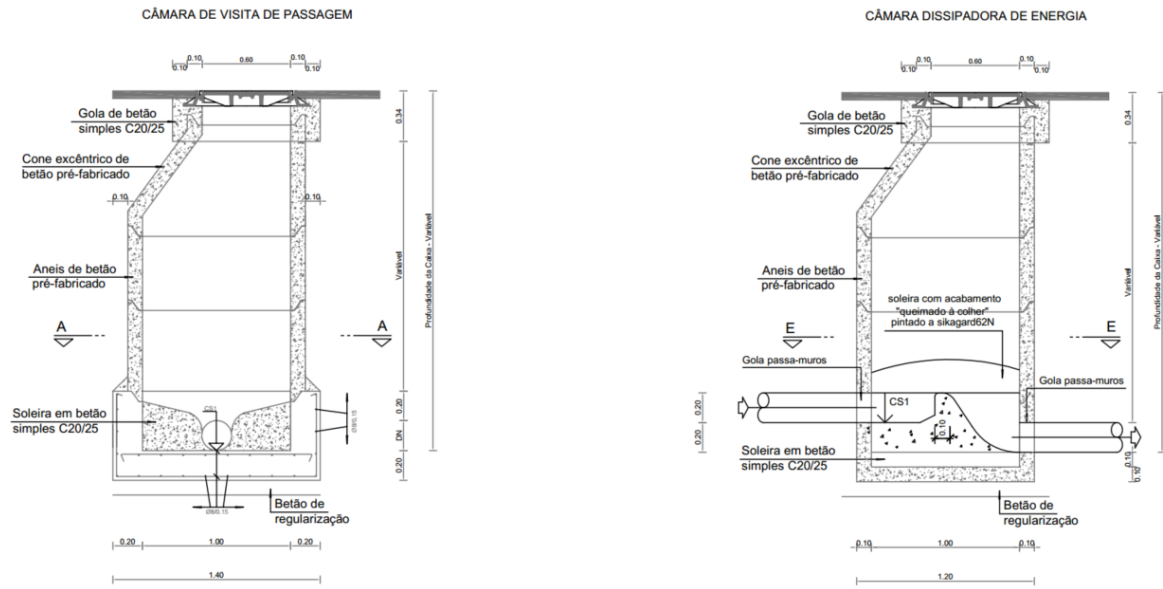
5.3.6 Trabalhos finais

Após o dimensionamento das redes, acompanhou-se a equipa responsável pelo projeto na realização da memória descritiva de todo o processo. Auxiliou-se também na realização e compilação das peças desenhadas, que incluíram:

- Perfis longitudinais dos coletores e câmaras de visita;
- Planta geral e individual dos aldeamentos, Zona Técnica, Zona Administrativa, Zona Comunitária, Hotel, Country Club, Rua Norte e Rua

Sul, onde se evidencia o traçado das redes de coletores, com uma escala de cores para os diâmetros;

- Pormenores tipo da vala técnica, das câmaras de visita e dissipadoras de energia, das câmaras de aspiração e maciços de amarração.



a) Câmara de visita de passagem

b) Câmara dissipadora de energia

Figura 12 – Pormenores tipo de uma câmara de visita “a)” e de uma câmara dissipadora de energia “b)”.

6 REDE DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS

6.1 Introdução

Nos últimos anos tem-se assistido a um crescimento e expansão urbana caracterizados por um ritmo acelerado de urbanização de áreas inicialmente rurais. Este fenómeno tem criado perturbações no ciclo hidrológico natural e fomentadas situações ameaçadoras do desenvolvimento equilibrado dos centros populacionais. Tem-se tornado cada vez mais visível a incapacidade das redes de drenagem pluvial, tanto por sub-dimensionamento ou entupimentos das secções, dispositivos, etc.

Torna-se assim necessário, cada vez mais, conceber sistemas de drenagem de águas pluviais mais eficazes, mas também economicamente viáveis, onde se evidenciam vários objetivos e desafios para os urbanistas e projetistas:

- Redução da extensão de redes dos coletores, maximizando a integração de áreas permeáveis no seio das áreas impermeáveis;
- Aumentar o volume de água pluvial infiltrada;
- Aumentar o volume de água pluvial interceptada ou retida nas depressões do solo e nas árvores e vegetação;
- Permitir que, durante precipitações intensas, se criem condições controladas de escoamento de superfície ao longo das superfícies impermeabilizadas, por forma a minimizar os incómodos para os utentes e o desgaste das infraestruturas;
- Aumento das precauções relativas aos efeitos nocivos da decadente qualidade da água pluvial.

Dada a interdependência entre os caudais pluviais, a bacia drenante e o tipo de ocupação do solo, torna-se aconselhável conceber as infraestruturas de drenagem logo na fase inicial do planeamento urbanístico, procedendo à avaliação de aspetos como: a proximidade dos aglomerados populacionais junto dos grandes cursos de água, a relação de cotas entre os aglomerados populacionais e os níveis de cheia das linhas de água ou maré, o comportamento mecânico dos terrenos nas zonas montanhosas ou encostas, a rejeição de caudais pluviais em linhas de água, etc. (Matos *et al.*, 2014)

6.2 Aspectos gerais e elementos base

Os sistemas separativos de drenagem de águas pluviais são constituídos, essencialmente, por redes de coletores e órgãos acessórios, assim como órgãos especiais e instalações complementares. A rede de coletores é o conjunto de condutas que efetuam o transporte dos caudais pluviais afluentes, desde os dispositivos de entrada até ao destino final. Os coletores contemporâneos são de betão ou materiais poliméricos como PVC e PP corrugado. Os órgãos acessórios existentes num sistema são:

- Dispositivos de entrada – sarjetas de passeio, dispositivos sempre associados a um lancil de passeios, com entrada lateral, ou sumidouros cuja entrada é feita inferiormente;
- Câmaras de visita – destinadas a facilitar o acesso aos coletores para inspeção, limpeza e manutenção.

No que respeita à capacidade de vazão dos dispositivos de entrada, os sumidouros têm uma capacidade superior relativamente às sarjetas. A implantação destes dispositivos em valetas rebaixadas aumenta a eficiência destes, sendo, no entanto, necessário moderar a profundidade da valeta por forma a não comprometer a segurança do tráfego. Os sumidouros podem ser instalados em série ou isolados, havendo ainda a possibilidade de utilização de sistemas conjunto “sarjeta-sumidouro, que consistem num sumidouro duplo disposto em paralelo com uma sarjeta de passeio, cuja abertura lateral tem o mesmo desenvolvimento que o sumidouro.

Relativamente aos órgãos especiais e instalações complementares, podemos encontrar:

- Desarenadores – instalações complementares destinadas a provocar a deposição de materiais anormais transportados na água;
- Bacias de retenção – bacias cujo fim é regularizar os caudais pluviais afluentes, compatibilizando o caudal a jusante com a capacidade de transporte da rede;
- Câmaras drenantes – dispositivos destinados à retenção e infiltração de água pluvial;
- Instalações elevatórias – por forma a realizar o transporte do caudal em situações em que as condutas gravíticas não permitam, por inviabilidade técnica ou económica;

6.2.1 Caudal de dimensionamento

A determinação do caudal de águas pluviais, resultado da transformação de precipitação em escoamento, é um processo complexo com um elevado grau de incerteza. A quantificação do caudal é função da intensidade das chuvas, deduzida pela análise de dados pluviométricos, e da frequência de chuvas intensas, da área a drenar e do coeficiente de escoamento. A complexidade do cálculo advém assim da aleatoriedade e variabilidade temporal e espacial da precipitação, da diversificada tipologia de superfícies (impermeáveis, semipermeáveis e permeáveis) e da própria complexidade associada à hidráulica do escoamento.

Para determinar o caudal de ponta de cheia é possível recorrer a diversos métodos cinemáticos, empíricos e estatísticos. De entre os métodos disponíveis, o método racional é o que se destaca pela sua vasta utilização e divulgação, tendo sido o mais utilizado em Portugal nas últimas décadas. Este método permite calcular, com facilidade e rapidez, caudais com qualquer frequência, sendo, no entanto, contestada a sua aplicação em bacias com áreas superiores a 2000 ha, nomeadamente no caso de serem bacias rurais ou semi-rurais. (Sousa, 2001b)

O método racional, aplicado à determinação de caudais de ponta pluviais, expressa-se segundo a equação (27).

$$Q_{pl} = C \times I \times A \quad (27)$$

Onde:

Q_{pl} – caudal de ponta pluvial (m^3/s);

C – coeficiente de escoamento, baseado nas características da superfície do terreno (adimensional);

I – intensidade de precipitação ($m^3/(ha.s)$);

A – Área da bacia de drenagem (ha).

A hipótese de base do método reside no conceito de tempo de concentração (t_c) e na linearidade da relação entre a precipitação útil ($C \times I$) caudal (Q). A intensidade de precipitação deve ser avaliada para condições críticas, ou seja, deve-se considerar que toda a área da bacia contribui para a avaliação do caudal na secção em estudo, situação verificada quando o tempo de precipitação atinge o tempo de concentração. O tempo de concentração

pode ser definido como o tempo que a água precipitada no ponto da bacia mais afastado da secção jusante leva a atingir esta secção. Em bacias urbanas, o tempo de concentração é calculado através da soma do tempo de entrada e o tempo de percurso. O primeiro trata-se do tempo correspondente ao percurso superficial das águas pluviais até ao primeiro dispositivo de entrada, o segundo trata-se do tempo entre o percurso o dispositivo de entrada e a secção a jusante do troço.

Para Portugal, Costa (1983) recomenda os seguintes valores para o tempo de entrada: 5 minutos em áreas de declive superior a 8%, 7,5 a 10 minutos em áreas de declive compreendido entre 1,5% a 8% e 10 a 15 minutos caso o declive seja inferior a 1,5%.

As curvas de intensidade-duração-frequência (curvas IDF) relacionam a intensidade de precipitação (I) com a duração da precipitação (t_p), de igual valor ao tempo de concentração, para um determinado período de retorno (T). A expressão (28) representa esta relação.

$$I = a' \times t_p^{n'} \times \frac{0,024}{86,400} \quad (28)$$

Sendo que:

I – intensidade de precipitação (l/s/m²);

t_p – duração da precipitação (min.)

As curvas IDF para Portugal continental, propostas por Matos e Silva (1986), estão representadas na Figura 13.



Período de retorno, T (ano)	Região pluviométrica					
	A		B		C	
	Curva IDF Lisboa		Curva IDF Lisboa - 20%		Curva IDF Lisboa + 20%	
	a'	n'	a'	n'	a'	n'
2	202,72	-0,577	162,18	-0,577	243,26	-0,577
5	259,26	-0,562	207,41	-0,562	311,11	-0,562
10	290,68	-0,549	232,21	-0,549	348,82	-0,549
20	317,74	-0,538	254,19	-0,538	381,29	-0,538
50	349,54	-0,524	279,63	-0,524	419,45	-0,524
100	365,62	-0,508	292,5	-0,508	438,75	-0,508

Região pluviométrica A - inclui as áreas não referidas em B e C.

Região pluviométrica B - inclui os concelhos seguintes: Alfândega da Fé, Alijó, Almeida, Armamar, Boticas, Bragança, Carrizado de Ansiães, Chaves, Figueira de Castelo Rodrigo, Freixo de Espada à Cinta, Macedo de Cavaleiros, Meda, Miranda do Douro, Mirandela, Mogadouro, Montalegre, Murça, Penedono, Pinhel, Ribeira de Pena, Sabrosa, Santa Marta de Penaguião, São João de Pesqueiro, Sernancelhe, Tabuaço, Torre de Moncorvo, Trancoso, Valpaços, Vila Flor, Vila Pouca de Aguiar, Vila Nova de Foz Côa, Vila Real, Vimioso e Vinhais.

Região pluviométrica C - inclui os concelhos das Regiões autónomas dos Açores e da Madeira e, do Continente, os concelhos da Guarda, Manteigas, Moimenta da Beira, Sabugal e Tarouca, e as áreas situadas a altitude superior a 700 metros dos concelhos de Aguiar da Beira, Amarante, Arcos de Valdevez, Arganil, Arouca, Castanheira de Pêra, Castro Daire, Celorico da Beira, Cinfães, Covilhã, Fundão, Góis, Gouveia, Lamego, Marvão, Melgaço, Oleiros, Pampilhosa da Serra, Ponte da Barca, Resende, Seia, S. Pedro do Sul, Terras de Bouro, Tondela, Vale de Cambra, Vila Nova de Paiva e Vouzela.

Figura 13 – Curvas IDF para Portugal continental (Matos e Silva,1986).

O coeficiente C é apresentado na Tabela 13, proposta pelo MANUAL N°37 da ASCE, em função da tipologia de superfície e ocupação. Este coeficiente é a relação entre o volume total de água escoada numa secção e o volume de água precipitada na bacia que contribui para essa secção.

Tabela 13 – Valores médios do coeficiente C da fórmula racional, para áreas urbanas (ASCE, 1969).

Tipologia de ocupação	Coeficiente C
Comercial	
No centro da cidade	0,70 - 0,95
Nos arredores	0,50 - 0,70
Residencial	
Habitações unifamiliares	0,30 - 0,50
Prédios isolados	0,40 - 0,60
Prédios geminados	0,60 - 0,70
Suburbano	0,25 - 0,40

Tipologia de ocupação Coeficiente	Coeficiente C
Industrial	
Pouco denso	0,50 - 0,80
Muito denso	0,60 - 0,90
Parques e cemitérios	0,10 - 0,25
Campos de jogos	0,20 - 0,40
Pavimento	
Asfáltico	0,70 - 0,95
Betão	0,80 - 0,95
Passeios para peões	0,75 - 0,85
Coberturas (telhados)	0,75 - 0,95
Relvado sobre solo permeável	
Plano <2%	0,05 - 0,10
Médio, 2% a 7%	0,10 - 0,15
Inclinado > 7%	0,15 - 0,20
Relvado sobre solo impermeável	
Plano <2%	0,13 - 0,17
Médio, 2% a 7%	0,18 - 0,22
Inclinado > 7%	0,25 - 0,35

6.3 Conceção do sistema de drenagem de águas pluviais

6.3.1 Descrição geral

Este projeto teve como objetivo a conceção do sistema de drenagem das águas pluviais provenientes dos arruamentos, e restantes áreas impermeáveis como estacionamento e passeios.

Como referido no capítulo referente ao projeto da rede de drenagem de águas residuais (capítulo 5), o sistema de águas pluviais será separativo. Para além de respeitar a recomendação do regulamento para sistemas novos, esta solução permite descarregar os caudais pluviais nas linhas de água existentes no Resort, assim como nos lagos artificiais previstos.

O sistema será constituído por coletores realizados em PP corrugado SN8, à semelhança dos coletores destinados ao escoamento das águas residuais, e câmaras de visita. Os dispositivos de entrada adotados serão sumidouros, em face da superior eficiência hidráulica verificada

em relação às sarjetas de passeio. O descarregamento dos caudais será realizado através de bocas de saída direta.

A rede foi projetada por forma a funcionar graviticamente em todo o complexo turístico e o dimensionamento foi realizado com recurso ao módulo “Infraestruturas de saneamento” do Cype, versão 2016.i, à semelhança do efetuado para a rede de drenagem de águas residuais.

Os subcapítulos seguintes descrevem a metodologia adotada para conceção do sistema de drenagem de águas pluviais, sendo, por fim, apresentados os resultados obtidos no dimensionamento da rede de coletores relativa à Zona Comunitária.

6.3.2 Traçado da rede

Após uma análise cuidadosa da área do Resort, em especial à topografia e às várias linhas de água, definiu-se aproximadamente os vários pontos onde os caudais deverão ser descarregados. Posto isto, procedeu-se à execução do traçado, com recurso ao AutoCAD.

O traçado da rede de drenagem das águas pluviais foi realizado por forma a acompanhar o traçado dos arruamentos, procurando conciliar com o traçado da rede de drenagem das águas residuais, permitindo a implantação das duas na mesma vala. No entanto, não foi possível proceder desta forma em várias secções do complexo turístico, por necessidade de alcançar o destino pretendido, afastado dos arruamentos, ou por forma a conseguir o traçado ideal para o escoamento gravítico. Respeitaram-se os limites das propriedades, salvaguardando 1 metro de distância entre estes e os coletores. Respeitou-se também a distância máxima entre as câmaras de visita de 60 metros, face aos coletores utilizados não visitáveis.

Foram também implantados os sumidouros no traçado, assim como as ligações destes aos coletores. No entanto deve-se notar que não foi realizado nenhum dimensionamento destes elementos, servindo apenas a solução apresentada como um estudo prévio.

6.3.3 Determinação dos caudais pluviais de projeto

A determinação dos caudais pluviais de projeto procedeu-se respeitando a seguinte metodologia:

1. Fixação do período de retorno, para o qual se pretende dimensionar a rede;
2. Escolha da curva IDF aplicável à zona em estudo, face ao período de retorno fixado;

3. Cálculo da intensidade média de precipitação, para um tempo igual ao tempo de concentração;
4. Medição das áreas drenantes em cada secção de cálculo;
5. Adoção do coeficiente de escoamento C , face à tipologia da superfície em análise;
6. Cálculo do caudal, com recurso à expressão (27).

Considerou-se que o dimensionamento seria realizado em função de um período de retorno de 10 anos. A localização da área em estudo (Mértola) insere-se na Curva IDF Lisboa, que para o período de retorno adotado, o parâmetro a' toma o valor de 290,68 e o parâmetro n' toma o valor de -0,549. Desta forma calculou-se a intensidade de precipitação, recorrendo à expressão (28), para um tempo de concentração de 7,5 minutos.

A medição das áreas previu as superfícies de arruamentos, passeios e estacionamento. A medição foi realizada com recurso ao AutoCAD. As áreas privadas e superfícies de serviços e equipamentos públicos não foram contabilizadas neste cálculo, pois está previsto um reaproveitamento das águas precipitadas nestas áreas, para cada moradia ou equipamento. Na sua grande maioria, as águas precipitadas nesta área deverão escoar para as zonas verdes do Resort, que representam uma maioria significativa da área total do complexo. O valor do coeficiente de escoamento adotado foi 1. A Tabela 13 indica valores entre 0,75 e 0,95 para estas superfícies, no entanto, com vista a realizar um sobredimensionamento optou-se por assumir uma total impermeabilidade das superfícies analisadas. Esta decisão foi motivada pela possibilidade de parte das águas precipitadas nos espaços públicos e áreas impermeáveis das propriedades privadas escoarem para os arruamentos, assim como pelas análises pluviométricas do local que indicavam ocorrências de precipitação de curta duração, mas de forte intensidade. Desta forma, o ligeiro sobredimensionamento assegura uma maior viabilidade do desempenho da solução.

Determinados todos os parâmetros necessários, calcularam-se os vários caudais de projeto, necessários para o dimensionamento dos coletores.

6.3.4 Modelação da rede

A criação dos modelos da rede procedeu-se de forma análoga ao descrito no subcapítulo 5.3.4.1. Inicialmente definiram-se os dados gerais da obra como o tipo de terreno, os materiais, profundidade de implantação dos coletores mínima (1 m) e a fórmula de cálculo (Manning-Strickler). Foi reutilizada a biblioteca de diâmetros introduzida anteriormente, apresentada na Tabela 8.

Para introdução dos tramos e caixas de visita, foram importados os ficheiros de formato “dwg.” Correspondentes ao traçado em planta dos vários aldeamentos e zonas do projeto. Introduzidos todos os tramos, caixas de visita e dispositivos de descarga (bocas de saída), procedeu-se à identificação das caixas de visita e introdução das cotas do terreno. A nomenclatura das caixas de visita foi efetuada segundo a tipologia “CPx.y” onde “x” representa o aldeamento ou a zona de inserção, e “y” deverá ser o carácter numérico de identificação da caixa. Desta forma, a segunda caixa do Aldeamento 1 deverá ser identificada como “CP1.2”. As bocas de saída foram identificadas de forma semelhante segundo a nomenclatura “BSx.y”.

De forma idêntica ao sucedido na modelação das redes de drenagem de águas residuais, foi necessário dividir em partes as redes das águas pluviais, pois o software permite unicamente um elemento de descarga por modelo. Desta forma, para cada aldeamento e zona servida pelas redes, foram criados vários modelos, em função do número de pontos de descarga.

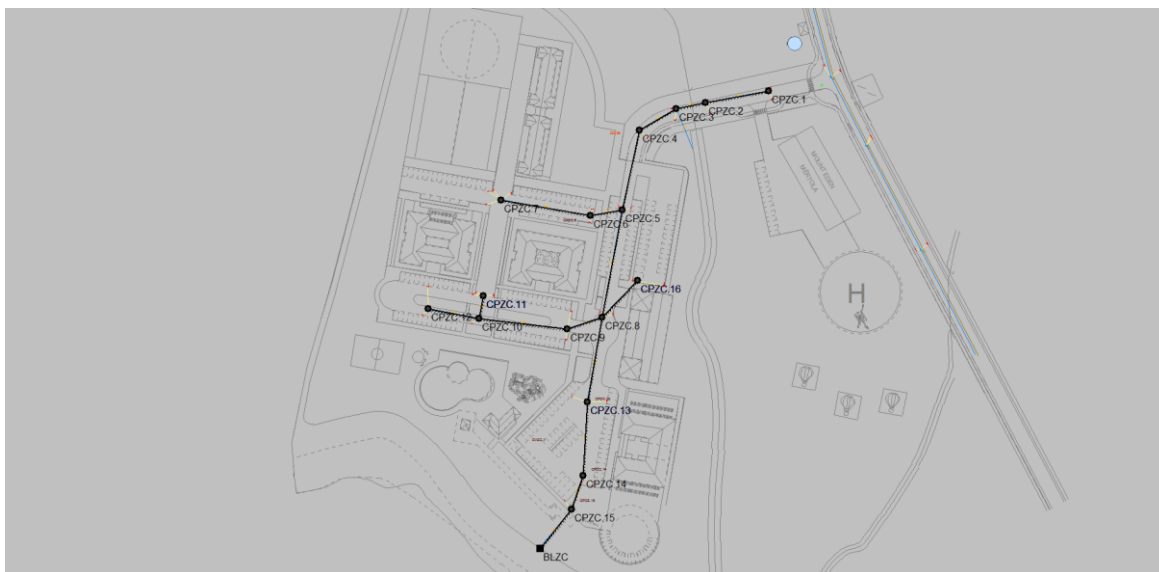


Figura 14 – Modelação da rede de drenagem de águas pluviais da Zona Comunitária no CYPE – Infraestruturas de saneamento.

O caudal de projeto relativo a cada rede, foi atribuído aos tramos na forma de um caudal de percurso (Q_{pip}). Para tal, foram medidos os comprimentos em planta dos coletores obtendo o comprimento total da rede por zona, dividindo o caudal de projeto (Q_{pi}) de cada zona por esse comprimento. Obteve-se assim o caudal de percurso a atribuir a cada coletor. Este método de distribuição do caudal torna-se uma aproximação segura da real solicitação das condutas por parte das águas escoadas, dado que os estacionamento e passeios estão distribuídos de forma homogénea ao longo dos arruamentos das áreas em estudo.

6.3.5 Dimensionamento da rede

Para assegurar um dimensionamento correto, definiram-se as limitações e aspetos que o software necessitava de respeitar:

- Velocidade mínima de 0,9 m/s (por forma a obter capacidade de autolimpeza, face às matérias sólidas arrastadas pelo escoamento);
- Velocidade máxima de 5 m/s;
- Inclinação máxima de 15% e mínima de 0,5%;
- Diâmetro nominal mínimo de 200 mm;
- Altura da lâmina líquida máxima igual ao diâmetro interno da conduta;
- Profundidade mínima de implantação de 1 m.

Definidos todos os parâmetros, procedeu-se ao dimensionamento e cálculo das redes. Idêntico ao sucedido no processo de dimensionamento da rede de drenagem de águas residuais, foi necessário ajustar o traçado de alguns elementos, dado que a solução original não permitiria cumprir os requisitos de velocidades e inclinações sem gerar um volume de escavação economicamente inviável. Esta situação verificou-se em especial nos coletores finais, dado que as bocas de saída, localizadas junto aos cursos de água, encontravam-se a cotas significativamente mais baixas que as cotas dos pavimentos rodoviários, obrigando a declives não regulamentares. A análise dos resultados finais do dimensionamento das redes de coletores evidencia uma maior utilização de diâmetros elevados. Esta situação justificava-se pelos caudais de ponta pluviais serem significativamente maiores que os residuais.

6.4 Resultados do dimensionamento da rede da Zona Comunitária

Segue-se a apresentação dos resultados obtidos o dimensionamento da rede de coletores pluviais da Zona Técnica. A Tabela 14 apresenta o valor do caudal de percurso calculado, necessário para definição da afluência aso coletores no modelo e posterior dimensionamento.

Tabela 14 – Caudal de percurso utilizado no dimensionamento da rede de coletores de drenagem de águas pluviais da Zona Comunitária.

C	I	A	Q _{pl}	L	Q _{plp}
(-)	(l/s/m ²)	(m ²)	(l/s)	(m)	(l/s/m)
1	0,027	5909,06	157,84	479,89	0,33

Tabela 15 – Resultados do dimensionamento dos coletores da rede de drenagem das águas pluviais da Zona Comunitária.

Tramo	Comprimento	Diâmetro Nominal	Inclinação	Caudal	Altura Lâmina Líquida	Velocidade
(-)	(m)	(mm)	(%)	(l/s)	(mm)	(m/s)
CPZC.1 - CPZC.2	32,63	DN200	3,98	11,33	65,27	1,43
CPZC.2 - CPZC.3	15,29	DN200	4,21	16,64	79,69	1,61
CPZC.3 - CPZC.4	21,69	DN250	0,92	24,17	139,76	0,99
CPZC.5 - CPZC.4	41,46	DN315	0,75	38,56	170,87	1,03
CPZC.6 - CPZC.7	46,11	DN200	5,36	16,01	72,80	1,75
CPZC.5 - CPZC.6	16,28	DN200	4,91	21,66	88,98	1,83
CPZC.5 - CPZC.8	55,51	DN400	0,72	79,50	233,50	1,21
CPZC.12 - CPZC.10	26,53	DN200	3,84	9,21	58,99	1,33
CPZC.11 - CPZC.10	11,78	DN200	3,06	4,09	41,16	0,97
CPZC.10 - CPZC.9	44,88	DN250	1,78	28,88	126,00	1,34
CPZC.9 - CPZC.8	18,63	DN250	6,78	35,35	95,10	2,33
CPZC.16 - CPZC.8	26,20	DN200	0,55	9,10	103,03	0,64
CPZC.8 - CPZC.13	43,44	DN500	0,60	139,03	305,84	1,29
CPZC.13 - CPZC.14	37,19	DN500	0,81	151,95	291,60	1,49
CPZC.14 - CPZC.15	18,37	DN500	1,62	158,32	236,37	1,98
CPZC.15 - BSZC	25,36	DN500	3,98	158,32	181,49	2,77

Por análise da Tabela 15, pode-se verificar que não foi possível obter a velocidade mínima num dos coletores de cabeceira. Esta situação é prevista no regulamento, sendo necessário intensificar a regularidade de inspeções e limpezas, por forma a certificar que não existe acumulação de matérias solidas em quantidade suficiente para prejudicar o funcionamento da infraestrutura.

À semelhança do verificado nos resultados do dimensionamento da rede de drenagem das águas residuais do Aldeamento 6 (Tabela 10), o caudal final que é descarregado pela boca de saída a sul da zona comunitária é ligeiramente superior ao que foi calculado. Esta situação é igualmente devida à ligeira diferença de comprimentos dos coletores modelados, e ao arredondamento do caudal de percurso. Esta diferença de caudal não invalida a solução calculada, pois não só é uma diferença mínima como também assegura um maior conforto da rede.

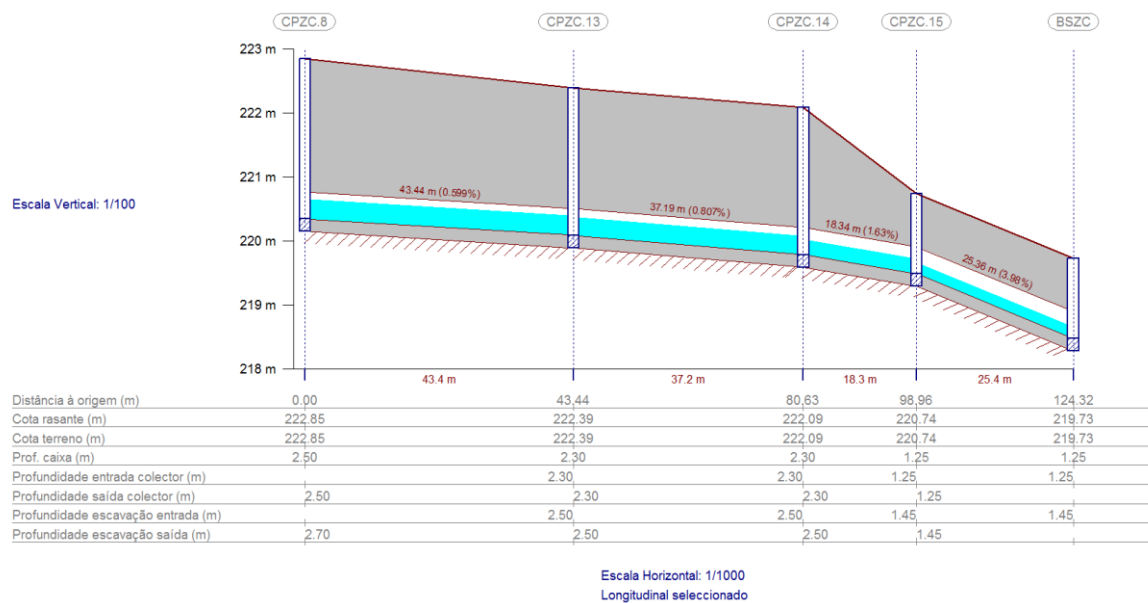


Figura 15 - Perfil longitudinal dos coletores e câmaras de visita da rede, desde a câmara (CPZC.8) até à boca de saída (BSZC).

6.5 Trabalhos finais

Concluído o dimensionamento, realizaram-se os trabalhos finais, em conjunto com a restante equipa responsável pelo projeto da rede de saneamento do Resort. Estes consistiram em:

- Realização da memória descritiva;
- Planta geral do sistema de drenagem das águas pluviais, com atribuição de cores aos coletores em função dos diâmetros, segundo uma escala definida (Figura 16);
- Plantas individuais das várias zonas do aldeamento e arruamentos principais;
- Perfis longitudinais da rede;
- Pormenores tipo da vala técnica, câmaras de visita e Boca de saída direta.

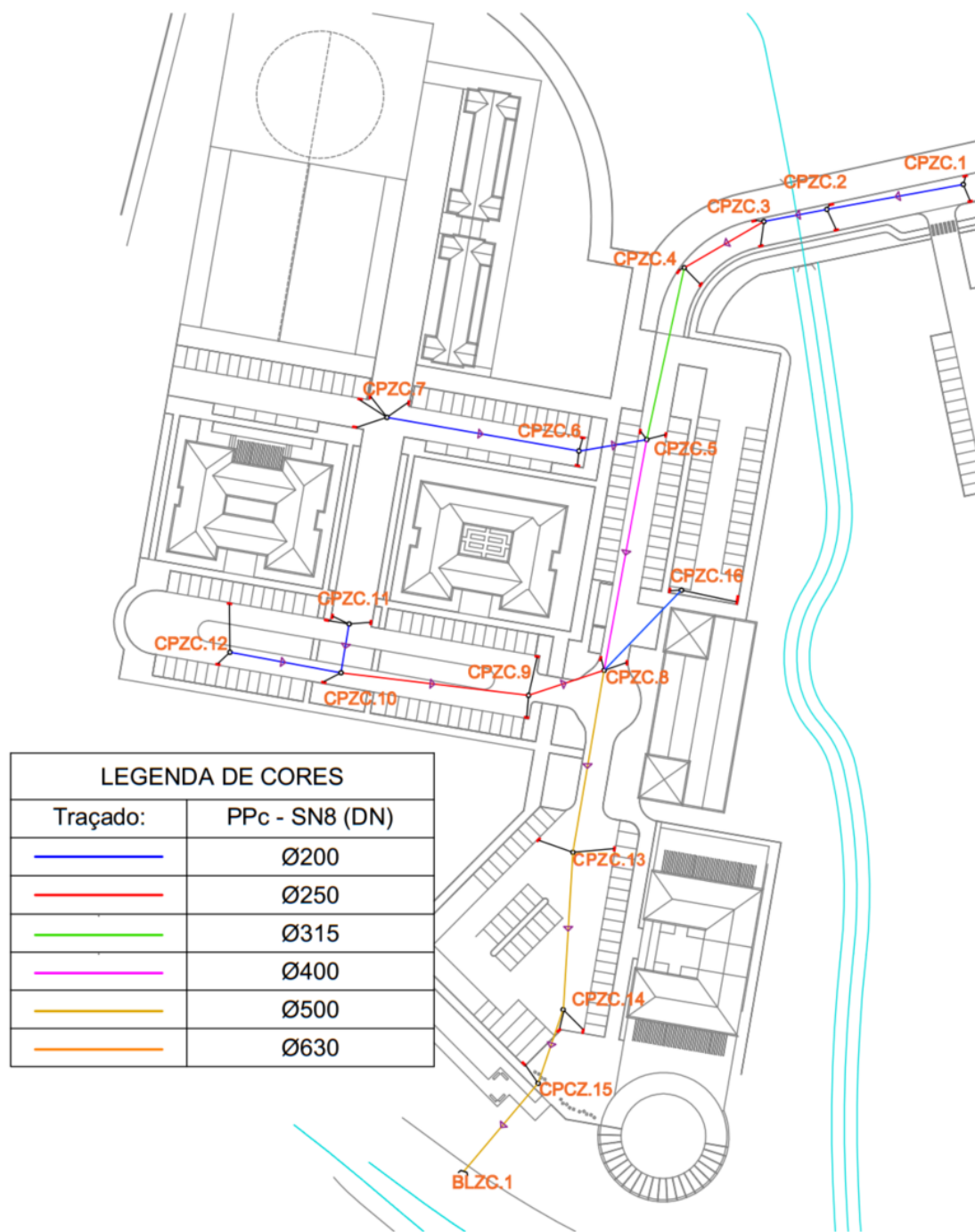


Figura 16 - Planta do traçado da rede de drenagem das águas pluviais da Zona Comunitária com os diâmetros dos coletores identificados com recurso a uma escala de cores.

7 COMENTÁRIOS FINAIS

A participação na concepção destes projetos de saneamento básico permitiu aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo da formação acadêmica, mas ao mesmo tempo reconhecer as dificuldades inerentes aos projetos reais, não existentes nos exercícios e casos acadêmicos das unidades curriculares. A análise criteriosa das várias condições e restrições de cada projeto obrigam a uma busca contínua de soluções eficazes no sentido do cumprimento integral de todas as recomendações. O traçado das redes e o dimensionamento das condutas gravíticas são trabalhos que demonstram esta dificuldade.

Após a conclusão deste projeto, foi também possível compreender melhor a necessidade de cooperação e coordenação entre as equipes das várias áreas constituintes do projeto. A título de exemplo, a comunicação constante com os responsáveis pelos projetos de vias de comunicação foi fundamental para uma concepção eficaz do traçado das várias redes e dimensionamento dos coletores gravíticos das redes de drenagem.

Lamenta-se a falta de tempo para explorar com mais detalhe os softwares analisados, porém, pretende-se, no futuro, continuar a experimentar as várias funcionalidades dos softwares, dadas as vantagens que estes conferem nos projetos de complexidade elevada.

Dada a natureza do *Resort* e conseqüente desejo de manter a topografia do terreno o mais inalterada possível, foi necessário prever a implementação de várias estações elevatórias. Reconhece-se que estes órgãos originam custos de instalação e manutenção elevados, não sendo comum a construção de tantas estações elevatórias num projeto habitual.

Foi possível também verificar a desatualização do RGSPDADAR, e a urgente necessidade de atualizar as suas disposições normativas. Este, publicado em 1995 apresenta recomendações inadequadas para a atualidade, nomeadamente nos valores de capitações e volumes para combate a incêndios. Também alguns artigos são omissos ou pouco esclarecedores. Estando a nova versão do regulamento em execução, considera-se que seria interessante comparar ambas as regulamentações e verificar as diferenças que a mais recente originaria no projeto.

ESTUDO DE SOLUÇÃO ESTRUTURAL DA PONTE NORTE

8 INTRODUÇÃO

O segundo projeto consistiu na conceção de um modelo estrutural de uma das pontes do *Resort* e respetiva análise com recurso ao *software CSiBridge*, da *Computers & Structures, Inc.*, para a modelação e cálculo de esforços e pré-dimensionamento de armaduras.

Perante a folga temporal que o prazo de entrega do projeto final das obras rodoviárias concede, a equipa de projeto vindo a efetuar um conjunto de estudos prévios, com os quais pretende avaliar as vantagens e desvantagens de várias soluções estruturais distintas, por forma a adotar a solução que garanta o melhor conforto e qualidade de utilização para os utentes, e ao mesmo tempo uma economia construtiva. Este trabalho insere-se assim, nesse conjunto de estudos prévios.

Com esta atividade do estágio, procurou-se alargar os conhecimentos relativos a projetos de pontes, assim como reconhecer as disposições normativas referentes a estes. Pretendeu-se também adquirir mais capacidades a nível da modelação e utilização de ferramentas informáticas, através da utilização do programa de cálculo automático *CSiBridge* para a análise da estrutura.

Dado que, durante a formação académica, o contacto com esta tipologia de obras de arte foi escasso, foi fundamental estudar e pesquisar sobre a matéria, nomeadamente, sobre as tipologias estruturais, metodologias construtivas, regulamentos e normas vigentes, considerações de cálculo, entre outras que o avançar do estudo implicou e permitiu estudar. Assim, a descrição deste trabalho inicia-se com a apresentação de um breve estado de arte, onde são introduzidos os conceitos base relativos a obras de arte rodoviárias. Posteriormente, é apresentado um enquadramento da ponte em estudo, seguido da descrição do modelo estrutural concebido e respetiva modelação no *CSiBridge*. Por fim, são apresentadas as análises efetuadas e comentários finais.

9 ESTADO DE ARTE

O projeto de pontes é um dos ramos mais prestigiados da engenharia de estruturas. A designação de “obra de arte” tem vindo a ser aplicada ao longo dos tempos às obras especiais nas vias de comunicação como pontes e viadutos. Segundo Leonhardt (1982), é necessária uma variedade de qualidades para projetar uma ponte moderna: uma considerável quantidade de conhecimento, a coragem para tomar decisões difíceis e a capacidade de liderar uma equipa na execução final do projeto.

A conceção de uma obra de arte exige o estudo criterioso e cuidado de vários aspetos, desde o comportamento estrutural da obra, a garantia de conforto e segurança dos utilizadores, a componente estética, fundamental nestas obras, e enquadramento panorâmico. A componente estética assume uma importância de tal forma elevada, que ao longo dos anos se tem verificado um número crescente de publicações destinadas a esta, procurando assim colmatar o descumprimento verificado em vários projetos ou conceções.

Embora haja uma clara distinção entre pontes e viadutos, neste documento, por razões de simplicidade, recorre-se ao termo “ponte” para referir ambas as construções.

9.1 Elementos Constituintes

Tendo em vista os aspetos estruturais, uma típica ponte pode ser dividida em 3 partes distintas: superestrutura, infraestrutura e aparelhos de apoio. A superestrutura é a parte da ponte que vence o vão, e compreende a laje do tabuleiro, as vigas (longitudinais e transversais), diafragmas, e todos os outros elementos constituintes do tabuleiro (juntas de dilatação, sistemas de drenagem de água pluvial, etc.) A infraestrutura é composta pelos pilares, encontros e fundações. É também comum encontrar o termo “mesoestrutura” para referir pilares e encontros, limitando a infraestrutura às fundações. Os aparelhos de apoio são os elementos dispostos entre a superestrutura e a infraestrutura, servindo de interface de ligação e de apoio. A sua função é transmitir as forças verticais e longitudinais da superestrutura para os pilares e encontros, permitindo os movimentos necessários à superestrutura. Estes, podem também operar como isolantes sísmicos, amortecendo os efeitos das ações sísmicas no tabuleiro. (Lebet & Hirt, 2013)

9.1.1 Pilares

Os pilares são os elementos verticais intermédios de apoio, e são na sua vasta maioria construídos em betão armado. Do ponto de vista do esquema estático, os pilares clássicos atuam como uma consola encastrada na base com as condicionantes da fundação. O fuste dos pilares pode assumir várias secções transversais: maciças, ocas de paredes finas ou de estrutura reticulada, com forma circular, retangular, romboide, caixão uni ou pluricelular, secção em I, etc. É também possível encontrar pilares cujas dimensões da secção transversal sofrem progressivas alterações em altura, tanto no comprimento como na largura. Os pilares de estrutura reticulada são geralmente constituídos por um pórtico com dois fustes ou mais, apresentando travamentos intermediários, cujo número é decidido em função da altura total.

A escolha da forma estrutural e secção transversal dos pilares deve ser efetuada mediante a avaliação de critérios estéticos e estruturais, analisando a tipologia da superestrutura, o tipo de solicitações a que estarão sujeitos, a altura da obra e o esquema estático das vigas (caso de pontes de viga). As secções ocas caracterizam-se por uma economia de material, em especial perante uma altura de obra elevada, mas requerem cofragens onerosas, sobretudo no caso de secções em caixão pluricelular. As secções maciças são preferíveis quando perante cargas muito elevadas, ações horizontais em ambas as direções transmitidas pela superestrutura e problemas de hidrodinâmica (pilares implantados num leito fluvial).

Os pilares estão sujeitos a ações verticais e horizontais, tais como:

- Peso próprio do pilar;
- Ações horizontais devido á ação do vento no pilar;
- Ações verticais e horizontais devido à ação sísmica;
- Ação térmica diferencial;
- Impulsos hidrodinâmicos;
- Ações acidentais de impacto de veículos e embarcações;
- Ações horizontais e verticais transmitidas pela superestrutura.

9.1.2 Encontros

Os encontros são os elementos que perfazem a transição entre o tabuleiro e o terraplano, e sustentam as terras dos aterros de acesso e as cargas transmitidas pelos tramos extremos da superestrutura. De modo geral, os encontros são constituídos por um muro frontal e alas laterais, ligadas ao primeiro ou separadas. O muro frontal deve ser dimensionado de forma

a não só resistir às cargas que atuam diretamente nele, como também resistir às ações provenientes da superestrutura, considerando eventuais dilatações térmicas ou deslocamentos devido à ação sísmica.

Os encontros têm um papel fundamental no bom funcionamento e durabilidade do plano viário da obra de arte, nas zonas de transição entre os terraplenos e a obra, em grande parte devido à sua rigidez e ausência de assentamentos.

9.1.3 Fundações

As cargas dos pilares e encontros são transmitidas ao solo por intermédio das fundações. Estas podem ser diretas (sapatas), ou indiretas (estacas, barretas, etc.) A escolha do tipo de fundação é feita mediante a análise do tipo de solo de fundação, a presença ou ausência de água, a forma dos pilares e o tipo de cargas transmitidas à fundação. No caso de solos com elevada capacidade de suporte de carga, como solos rochosos ou granulares, recorre-se habitualmente a fundações diretas. Se a capacidade de suporte de carga do solo não permite descarregar as cargas diretamente, gera-se necessidade de recorrer a fundações indiretas (profundas), por forma a intercepar estratos mais resistentes. (Reis, 2002)

9.1.4 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio são os elementos dispostos na interface entre a superestrutura e a infraestrutura, responsáveis por transferir as forças verticais e horizontais da superestrutura para os pilares e encontros, assim como os necessários movimentos da superestrutura. (Lebet & Hirt, 2013)

Os aparelhos podem ser classificados como articulações fixas, articulações móveis e articulações elásticas. As primeiras, vinculam as translações nas direções vertical e horizontal, podendo permitir os movimentos de rotação. As articulações móveis permitem tanto a rotação como a translação, gerando, no entanto, uma reação horizontal devido ao atrito, de valor relativamente pequeno. As articulações elásticas permitem os dois movimentos, rotação e translação, mas originam reações verticais e horizontais não desprezáveis. As articulações podem ser metálicas ou de betão (fixas ou móveis), ou de borracha sintética denominada elastómero (elásticas). (Debs & Takeya, 2007)

9.1.5 Juntas de dilatação

As juntas de dilatação são ligações flexíveis usadas para assegurar a continuidade entre o tabuleiro e os encontros, ou a continuidade entre duas partes distintas do tabuleiro. Estes elementos devem permitir movimentos da superestrutura, assim como resistir às cargas verticais do tráfego. Estas devem ser dimensionadas por forma a não alterar os graus de liberdade nos apoios e apresentar estanquidade face à presença de água. A sua execução deve ser efetuada por forma a que estas não produzam demasiado ruído quando sujeitas às cargas rodoviárias. Atualmente, os projetistas têm procurado reduzir o número de juntas de dilatação, face à reduzida vida útil destas e o elevado custo de manutenção e substituição. (Lebet & Hirt, 2013)

9.2 Critérios de classificação de pontes

As pontes podem ser classificadas segundo vários critérios. Estes são fundamentais para um projetista, que deve tê-los em conta nas decisões de projeto. Alguns dos critérios principais são:

- Finalidade;
- Geometria (desenvolvimento, altimétrico, desenvolvimento planimétrico, etc.);
- Comprimento;
- Material;
- Tipologia estrutural;
- Secção transversal;
- Metodologia construtiva.

9.2.1 Finalidade

Quanto à finalidade, as pontes podem ser ferroviárias, rodoviárias, aeroviárias, exclusivamente destinadas ao tráfego de peões, destinadas ao suporte de tubulações, ou mistas (pelo menos duas das finalidades descritas são conciliadas). Também podem ser classificadas quanto ao período de utilização previsto como provisórias ou definitivas. (Reis, 2002)

9.2.2 Geometria

Geometricamente as pontes podem apresentar diversas tipologias. O desenvolvimento planimétrico pode ser curvo ou reto, e o desenvolvimento altimétrico pode ser horizontal (tabuleiro reto sem variação de altimetria), em rampa (tabuleiro reto com variação altimétrica entre os encontros inicial e final), ou originar um tabuleiro convexo ou côncavo. (Debs & Takeya, 2007)

9.2.3 Comprimento da obra

Quanto ao comprimento do vão, não há grande consenso relativamente aos intervalos de valores que limitam a denominação de pequeno vão a medio ou grande vão. É um aspeto fundamental a considerar na escolha da tipologia estrutural, dadas as limitações que cada solução apresenta.

9.2.4 Materiais

Relativamente aos materiais, é possível encontrar uma diversidade significativa de soluções, embora se verifique uma homogeneização destas, em função dos critérios gerais de projeto. Podem-se encontrar pontes em pedra ou alvenaria, pontes em madeira, pontes em betão armado e betão armado pré-esforçado e pontes metálicas feitas em ferro, aço ou alumínio. Os materiais mais utilizados são o betão armado, betão armado pré-esforçado e o aço (utilizado na grande maioria de pontes metálicas recentes). Menos comum são pontes em pedra e alvenaria, embora o tenha sido durante muitos séculos antes do aparecimento dos materiais estruturais mais recentes. As pontes de madeira surgem em situações de tráfego especial e de vãos não muito longos, geralmente associadas a projetos de cariz arquitetónico e estético, onde este material impera. Uma solução muito comum é a ponte mista aço-betão (Reis 2012). Esta tem sido cada vez mais utilizada pelas várias vantagens inerentes a nível da segurança, economia, simplicidade construtiva e componente estética. (Vayas & Iliopoulos, 2013)

9.2.5 Tipologia estrutural

As pontes podem ser classificadas quanto à tipologia estrutural da superestrutura como:

- Ponte em laje;
- Ponte em viga;
- Ponte em pórtico;

- Ponte em arco;
- Ponte pênsil (suspensa);
- Ponte de tirantes.

Estas tipologias podem ser subdivididas em função do tipo de vinculação dos elementos e das secções transversais (Reis, 2002).

9.2.6 Processos construtivos

A escolha do processo construtivo é feita mediante a análise de vários aspetos como a topografia do terreno, o desenvolvimento da obra, a tipologia estrutural e materiais utilizados, acessibilidades, entre outros. Como já referido, neste trabalho não se pretendeu incidir intensivamente sobre processos construtivos, tendo sido apenas analisado os métodos mais correntes, por forma a decidir o que se adequará à ponte em estudo. Apresentam-se assim, de forma resumida e com carácter indicativo, alguns dos processos mais utilizados para a construção da superestrutura:

- Cimbra ao solo com betonagem *in situ*;
- Betonagem de lajes com cofragem móvel;
- Elevação de pré-fabricados com recurso a gruas ou outros sistemas elevatórios;
- Construção com avanços sucessivos;
- Lançamento incremental;
- Viga de lançamento;

A aplicação de pré-fabricados é uma opção bastante frequente devido à benéfica vertente económica e à garantia de qualidade de execução, que muitas vezes não é alcançada nos estaleiros locais. Por vezes, a limitação de espaço e acessos reduzidos são fatores que impedem a implantação de estaleiros com condições necessárias para execução dos elementos em obra, sendo necessário recorrer a pré-fabricados. Em acréscimo, a pré-fabricação permite uma construção mais rápida, sendo o ideal para grandes obras com prazos curtos. Outra vantagem notável é a possibilidade de executar elementos pré-esforçados, com as condições de qualidade e segurança ideais, possibilitando o uso de vãos superiores. Atualmente, as pontes e viadutos podem ser inteiramente realizadas recorrendo ao pré-esforço, desde o tabuleiro aos pilares e travessas, sendo apenas necessário realizar no local a ligação dos vários elementos. (Marinho, 2012)

9.3 Descrição das tipologias estruturais

Neste capítulo pretende-se descrever as várias tipologias estruturais existentes para a superestrutura. A escolha a tipologia deve ser feita em conformidade com a análise de vários aspetos como a morfologia do terreno e possível interação solo-estrutura, o comprimento total da obra, o número de vãos e respetivos comprimentos, os materiais a utilizar, os custos de construção e manutenção, o tráfego esperado, a experiência do projetista com as várias soluções estruturais, entre outros.

9.3.1 Pontes em laje

Esta solução não apresenta vigas na sua constituição, sendo a própria laje o elemento estrutural principal. É indicada para vãos curtos e baixa altura de construção. A laje pode ser betonada *in situ* ou pré-fabricada, garantindo uma rápida e fácil construção independentemente da opção, dada a simplificada forma e detalhes das armaduras e cofragens necessárias. É possível efetuar um pré-esforço na laje, assegurando assim vãos maiores. (DNER, 1996)

A secção das lajes pode ser maciça ou apresentar vazamentos. As lajes maciças betonadas *in situ* são utilizadas para vãos até 15 metros, com uma relação altura/vão da ordem de 1/15 se isostática e 1/20 a 1/24 se continua. Se forem pré-esforçadas e de altura constante, vencem vãos na ordem dos 24 metros. O aumento do desenvolvimento longitudinal das lajes origina um peso próprio excessivo, sendo por isso comum prover aberturas longitudinais, geralmente circulares, para vãos superiores a 12 metros. Se o diâmetro das aberturas for inferior a 60% da espessura da laje e o método construtivo permitir deformações uniformes no tabuleiro, a laje pode ser calculada como isótropa. Caso se verifiquem diferenças significativas entre a rigidez transversal e a rigidez longitudinal, a estrutura deverá ser calculada como ortótropa. Se a dimensão das aberturas ultrapassar os 60% da espessura da laje, o tabuleiro deverá ser calculado como uma estrutura celular. (DNER, 1996)

As lajes pré-fabricadas podem apresentar diferentes tipos de elementos longitudinais, como vigas T invertidas ou constituídas por elementos vazados, como vigas caixão pré-fabricadas dispostas transversalmente, ligadas por juntas preenchidas com argamassa. Os vãos admissíveis variam consoante o tipo de solução. (DNER, 1996)

9.3.2 Pontes em viga

A viga é o mais simples e antigo elemento estrutural aplicado na construção de pontes. A sua utilização data os tempos pré-históricos, sendo que, na atualidade, o uso de vigas metálicas ou de betão pré-esforçado permitem projetar pontes para vencer vãos até 200 metros. (Leonhardt, 1982)

Num tabuleiro de uma ponte de vigas, encontram-se as vigas longitudinais, também denominadas por longarinas ou vigas principais, e as vigas transversais, referidas geralmente como transversinas ou carlingas. Estas últimas podem aparecer na zona dos apoios e ao longo dos vãos, embora seja comum encontrar pontes onde a utilização das carlingas foi dispensada ou estas estão desligadas do tabuleiro, incumbindo a laje de realizar a distribuição transversal das cargas. (DNER, 1996)

Longitudinalmente, os tabuleiros de vigas podem adotar um sistema simplesmente apoiado, contínuo ou viga Gerber. Transversalmente, os tabuleiros podem assumir diferentes soluções, tais como:

- Pontes de viga T única;
- Pontes de duas vigas T ou I;
- Mais de duas vigas (sistema grelha);
- Pontes de viga caixão;
- Pontes celulares, de uma célula ou mais;
- Vigas treliçadas.

O sistema de vigas simplesmente apoiadas é de comum aplicação quando se prevê a utilização de vigas pré-fabricadas. Esta solução limita a distribuição de esforços e apresenta uma maior limitação nos vãos. Quando prevista uma longa sucessão de tramos simplesmente apoiados, é comum executar a laje do tabuleiro com continuidade, em três ou quatro tramos, diminuindo o número de juntas. Esta opção origina melhorias comportamentais na distribuição dos esforços nos apoios devido às ações horizontais. Uma abordagem que possibilita uma melhor distribuição dos esforços solicitantes passa pela utilização de vigas simplesmente apoiadas com consolas, devido à introdução de momentos negativos nos apoios, diminuindo os momentos positivos a meio vão. Esta abordagem leva à exclusão dos encontros, elemento de execução dispendiosa, mas apresenta falhas na contenção de material nas extremidades, junto aos aterros. (Debs & Takeya, 2007)

O esquema de vigas contínuas permite vencer maiores vãos, dada a melhor distribuição dos esforços. Este esquema poderá ser aliado à adoção de vigas de altura variável, onde se procura um aumento do momento de inércia das secções junto aos apoios, originando uma redução do momento positivo a meio vão, o que permite uma redução da altura de secção nesta zona. Salienta-se também, a ausência de juntas de dilatação no tabuleiro quando o comprimento total não é excessivo. Quando o desenvolvimento longitudinal da ponte assume valores elevados, é necessário proceder a uma cuidada análise das variações térmicas e extensões/retrações da laje, se aplicável, por forma a avaliar a necessidade de introdução de juntas. Este esquema estático deve ser evitado quando se preveem assentamentos de apoio significativos. (Debs & Takeya, 2007)

As vigas Gerber, devido às articulações impostas, assumem um esquema isostático, sendo assim uma solução apropriada na eventualidade de estarem previstos assentamentos de apoio. Ao dispor as articulações nos pontos onde se verificam os momentos nulos, obtém-se um comportamento da ponte, em relação às cargas permanentes, semelhante às vigas contínuas. Desta forma, numa ponte onde o peso próprio assume uma elevada parcela das cargas, esta solução levará a um comportamento próximo ao verificado em pontes de vigas contínuas, sem sofrer os efeitos prejudiciais dos assentamentos de apoio. (Debs & Takeya, 2007)

9.3.3 Pontes em pórtico

As pontes com estrutura em pórtico caracterizam-se pela transmissão dos momentos fletores da superestrutura para a infraestrutura através da ligação entre estas. Desta forma, é possível reduzir os momentos fletores na superestrutura através da flexão da infraestrutura. Este tipo de pontes adequa-se a situações onde se verifiquem a existência de pilares esbeltos, altura de construção limitada, ausência de aparelhos de apoio e requisitos estéticos particulares. (DNER, 1996)

9.3.4 Pontes em arco

A ponte com estrutura em arco foi a solução mais utilizada pelos romanos, que construíram inúmeras pontes de alvenaria de pedra ainda hoje utilizadas, como também no período medieval e renascentista. As pontes em arco de alvenaria apresentam vantagens a nível do comportamento estrutural, longevidade, durabilidade e baixo nível de manutenção necessária quando comparada com pontes realizadas em aço ou betão armado. No entanto,

com o desenvolvimento do betão pré-esforçado e conseqüente aumento dos vãos admissíveis para as pontes de vigas, a utilização da estrutura em arco foi reduzindo, em parte devido ao elevado custo do cimbramento e cofragens, dificuldade de assentamento dos blocos e colocação da argamassa nas juntas. Contudo, nos últimos anos, tem-se verificado um aumento do uso desta tipologia, recorrendo a aduelas pré-fabricadas construídas por avanços sucessivos. (Santos *et al.*, 2008)

As estruturas em arco originam poucos esforços de flexão, em função da estrutura, transmitindo as solicitações para os suportes por compressão axial no arco, sendo assim apropriada a utilização de betão para construção destes elementos. Esta tipologia estrutural torna-se especialmente útil quando perante vales muito profundos ou rios muito largos, onde se torna inviável a construção de pilares.

As pontes em arco podem prever a disposição do tabuleiro suportado por montantes (tabuleiro superior), sustentado por tirantes (tabuleiro inferior) ou conciliando ambas as soluções (tabuleiro intermédio). (DNER, 1996)

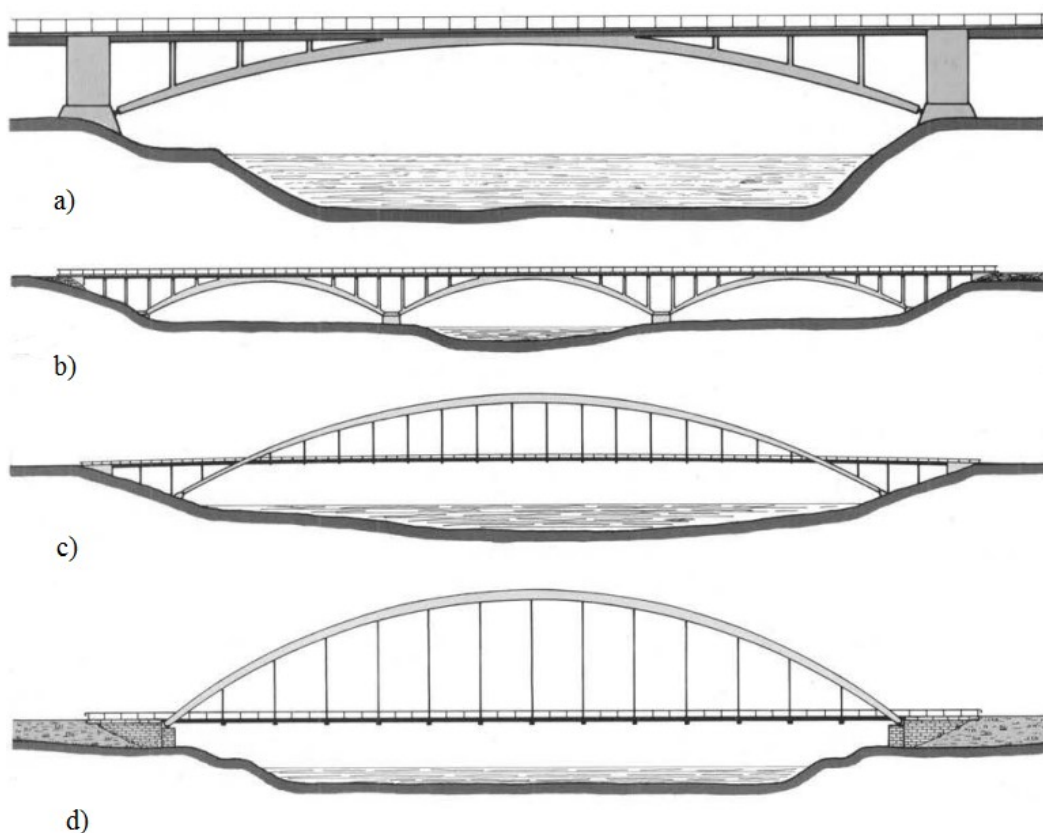


Figura 17 – Diferentes tipologias de pontes em arco; em a) e b) é possível verificar duas soluções distintas de arcos inferiores ao tabuleiro; c) apresenta um tabuleiro intermediário; em d) é apresentado um tabuleiro esbelto sustentado por um sistema de tirantes ligados ao arco superior. (Leondhart, 1982)

9.3.5 Pontes de cabos

As pontes pênses ou de tirantes permitem vencer vãos bastante grandes, resultando numa obra de valor estético elevado. A principal diferença entre as duas soluções reside nos elementos de cabos e na forma como são transferidos os esforços solicitados no tabuleiro. Nas pontes pênses, os cabos de suspensão do tabuleiro estão ligados ao cabo principal (ou cabos), que está unicamente ancorado nos extremos da ponte, passando livremente pelas torres. Nas pontes de tirantes, os cabos que suportam o tabuleiro estão diretamente ligados às torres.

As pontes pênses são preferíveis quando o vão a vencer é muito grande, dado que, à medida que o vão aumenta, as torres das pontes de tirantes necessitam de uma altura superior ou maior número destas. No entanto, para vãos na ordem dos 500 metros, as pontes de tirantes são a solução mais económica, não necessitando de ancoragens tão onerosas como as necessárias nas pontes pênses.

Outra diferença reside nos processos construtivos. No caso de pontes de tirantes, a construção pode ser efetuada em segmentos diferentes em simultâneo, com avanços sucessivos a partir das torres. Por sua vez, a construção das pontes pênses tem necessariamente de se iniciar pela disposição do cabo principal ao longo da totalidade do vão e realizar as respetivas ancoragens, por forma a proceder à construção do tabuleiro. (Gimsing & Georgakis, 2012)



a) Vão central da ponte Vasco da Gama, onde o tabuleiro é atirantado.



b) Golden State Bridge; Ponte suspensa implantada em São Francisco. (Leondhart, 1982)

Figura 18 – Exemplos de pontes de cabos.

10 CONCEÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL

Neste capítulo é feito um enquadramento da ponte em estudo e indicadas as condicionantes impostas ao projeto. São também descritas as considerações tomadas no desenvolvimento do modelo estrutural que se propôs analisar.

10.1 Enquadramento e características do projeto

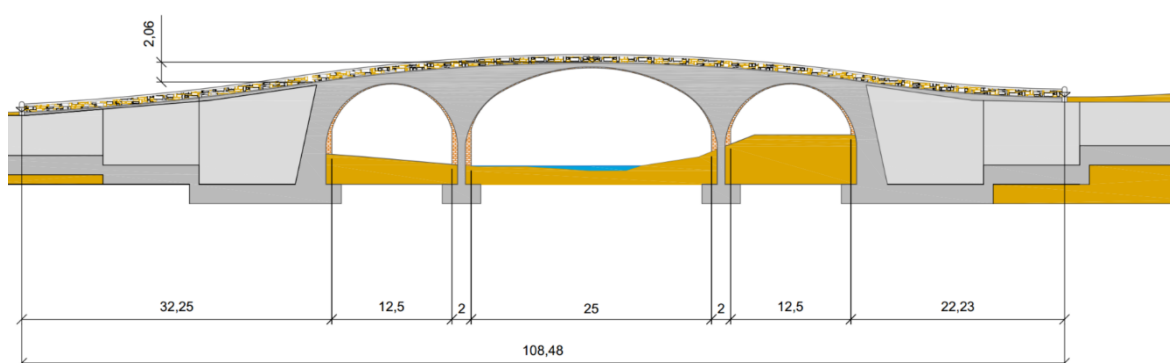
Em virtude do desenvolvimento das ruas Norte e Sul cruzarem a Ribeira da Lampreia, torna-se necessário projetar duas pontes para permitir o atravessamento. A implantação das obras de arte será feita entre os quilómetros km 0+160 e km 0+240 na Rua Sul e entre os quilómetros km 0+540 e km 0+600 na Rua Norte, desenvolvendo-se estas, em planta, segundo um alinhamento reto. As pontes serão semelhantes entre si, partilhando o modelo arquitetónico, salvo alterações geométricas, nomeadamente no desenvolvimento longitudinal e vertical. O estudo apresentado neste documento visa em específico a ponte da Rua Norte. Por simplicidade considerou-se que ambos os encontros apresentarão a mesma cota, pois poderão ser efetuados movimentos de terra em ambas as encostas para reduzir o comprimento necessário da obra. Assim será assegurada a igualdade altimétrica em ambos os extremos e uma entrega regular nos encontros evitando entregas enviesadas.

As velocidades admitidas para a circulação de veículos serão limitadas, estando previsto um limite máximo de 50 km/h. Face à natureza do empreendimento, a restrição da velocidade torna-se preponderante na salvaguarda de um conforto visual e auditivo para os utentes do *Resort*, especialmente para aqueles que se encontrem a usufruir dos campos de golf. Com o mesmo objetivo, a circulação de veículos pesados será limitada aos veículos de recolha de resíduos e abastecimento de bens necessários para os serviços. Os veículos e equipamentos pesados associados à execução de obras e trabalhos de construção civil não deverão circular sobre a ponte, estando previstos caminhos alternativos próprios para este fim. Desta forma, não se prevê um tráfego rodoviário intenso, dado que as obras se destinarão maioritariamente à circulação dos utilizadores do *Resort*.

10.2 Modelo arquitetónico

Dada a natureza do empreendimento, torna-se fundamental que as obras de arte rodoviárias não sejam elementos prejudiciais à envolvente estética, mas que contribuam da melhor forma para o embelezamento da zona e se integrem no contexto do empreendimento. Por esta razão,

foi concebido, pelo arquiteto responsável, um modelo arquitetônico semelhante à tipologia comum da região, recorrendo a materiais encontrados na envolvente do empreendimento. O modelo apresenta um perfil de ponte em 3 arcos, com um tabuleiro em arco abatido, abrangendo toda a extensão, lembrando a típica arquitetura das obras de arte romanas. No entanto, as pontes não serão realizadas em rocha, como as existentes na região. Os elementos estruturais serão executados em betão armado, sendo posteriormente aplicado um revestimento em xisto da região. Esta solução apresenta maior facilidade de execução e economia, não comprometendo a componente estética. Na Figura 19 é possível visualizar o modelo arquitetônico da ponte a implantar na Rua Norte.



O arco central apresenta 25 metros de largura, sendo bastante mais largo que o leito normal da ribeira. Esta decisão deve-se a condicionamentos ambientais que impedem a implantação de pilares no leito da ribeira, e obrigam a assegurar duas faixas laterais de 10 m para proteção em caso de cheias. Os restantes arcos têm uma largura de 12,5 metros servindo para passagem de jogadores do campo de golfe ou transeuntes. O tabuleiro terá uma largura de 12,5 metros, assegurando assim a continuidade do perfil transversal dos arruamentos principais, conferindo uma continuidade geométrica, fundamental para uma circulação segura e confortável dos utentes. O perfil transversal da ponte será composto por duas faixas de rodagem com 3,5 metros cada, duas bermas com 1 metro de largura e duas faixas destinadas à travessia pedonal, com 1,75 metros cada. As bermas serão revestidas por xisto da região ou outro material rochoso, não sendo viável a aplicação do revestimento vegetal previsto para os arruamentos.

10.3 Modelo estrutural

Como já indicado, pretendeu-se criar um modelo estrutural convencional, de construção simplificada quando comparado com o modelo arquitetónico que previa a utilização de pedra. A ideia conceptual consiste na execução de um núcleo estrutural em betão, que será posteriormente revestido com elementos não estruturais, por forma a conferir à obra a estética desejada, prevista no projeto de arquitetura. Os objetivos deste trabalho não incidiram sobre a conceção deste revestimento, embora tenham sido discutidos algumas soluções, como por exemplo, a construção de panos de alvenaria armada aliada a fixações mecânicas ligadas ao tabuleiro e pilares, para auxiliar o suporte e conferir maior estabilidade ao revestimento, em particular nas áreas centrais dos arcos.

A seleção da tipologia estrutural é fundamental para o sucesso do projeto de uma ponte, seja uma grande obra ou uma ponte ordinária. Naturalmente, projetar uma obra de arte rodoviária e determinar a solução mais apropriada requer uma vasta experiência em engenharia de pontes, dada a multidisciplinaridade envolvida no projeto. Desta forma, a escolha da tipologia estrutural a adotar, bem como outras decisões necessárias, foi efetuada com base numa variada consulta de guias de projeto e análises de obras já realizadas, mas também procurando aconselhamento com os outros elementos da empresa. O processo foi gradual, tendo sido necessário refletir sobre os vários condicionalismos impostos, e analisar os vários problemas e desafios que surgiam à medida que se avaliavam diferentes soluções.

De uma maneira geral, o processo de escolha do tipo de ponte passou pela análise dos seguintes aspetos:

- Limitações de localização geográfica;
- Funcionalidade da ponte;
- Comprimento total da obra;
- Atividade sísmica esperada;
- Materiais disponíveis;
- Estética e imposições arquitetónicas;
- Custos;
- Facilidade de construção.

A componente estética da solução estrutural não teve influência nas decisões tomadas, dado que, na sua maioria, a estrutura não estará à vista, mas coberta pelos elementos de

revestimento. Assim, as considerações estéticas e de enquadramento paisagístico são salvaguardadas pelo modelo arquitetónico. Por sua vez, este impõe limitações geométricas para os elementos da estrutura.

10.3.1 Superestrutura

Após uma consideração das vantagens e desvantagens das várias tipologias estruturais e pesquisa sobre as soluções mais convencionais, decidiu-se que a solução mais apropriada passa pela estrutura vigada, recorrendo à utilização de vigas pré-fabricadas, com betonagem da laje *in situ*. Esta decisão foi motivada pela vasta utilização desta tipologia, pelo comprimento significativo do vão central e pela adequabilidade ao modelo arquitetónico, que condiciona fortemente a altura do tabuleiro.

A utilização de vigas pré-fabricadas tem sido recorrente numa grande parte dos projetos atuais, face a várias vantagens inerentes. Esta solução torna-se mais económica devido ao menor número de operações em obra e pela redução das dimensões do estaleiro. A fabricação das vigas é feita em condições apropriadas, assegurando um adequado controlo de qualidade do material, um correto posicionamento das armaduras e uma redução de imperfeições geométricas. A utilização de elementos pré-fabricados proporciona também uma instalação mais rápida e com maior segurança, reduzindo a utilização de cofragens e escoramentos para betonagem do tabuleiro. As soluções que têm vindo a ser padronizadas são baseadas em vigas I, U, ou T. As duas primeiras recebem pré-lajes nas suas abas para betonagem da laje, enquanto que a terceira permite a betonagem da laje diretamente sobre os banzos das vigas, sendo possível, com recurso à continuidade de armadura, tornar a laje colaborante, perfazendo assim uma secção composta.

Com foco no objetivo de analisar uma solução corrente e económica, após uma pesquisa sobre as soluções mais comercializadas pelos fabricantes, optou-se pela utilização de vigas T. Com base nos catálogos comerciais consultados e contactos efetuados, constatou-se que os modelos comercializados pelos diversos fabricantes são praticamente iguais, salvo pequenas variações dimensionais, partilhando as mesmas características técnicas, metodologias construtivas e desempenho.

A escolha da secção da viga foi limitada pelo vão que estas terão de vencer e pelas condicionantes geométricas do modelo arquitetónico. Por forma a assegurar a fidelidade para

com este, as vigas não poderão apresentar uma secção com altura superior a 1,10 metros, dado que a utilização de uma secção mais alta iria comprometer a altura do arco central. Foi ainda considerada a hipótese de aplicação de arcos inferiores ao tabuleiro apoiados nos pilares, ou um sistema de escoras, por forma a conferir apoio adicional para as vigas. No entanto, esta ideia foi abandonada devido à dificuldade de adicionar estes elementos ao modelo numérico no *CSiBridge*, e pelos problemas que estes elementos poderiam gerar relativamente à liberdade de movimentos de translação do tabuleiro e rigidez adicional indesejada.

Adotou-se assim uma viga T tipo com 1,10 m de altura. Segundo a informação fornecida pelos fabricantes, estas vigas podem vencer vãos até 30 metros, sendo possível realizar um pré-esforço aderente. É também permitido efetuar um alargamento da alma nas extremidades, aconselhável para soluções contínuas. Apesar de este tipo de vigas estarem padronizadas, para a obra em estudo será necessário realizar uma encomenda especial dado o arqueamento do tabuleiro. Assim, as vigas deverão apresentar uma curvatura em torno do eixo horizontal.

A laje de tabuleiro idealizada terá 20 cm de espessura e será betonada *in situ* diretamente sobre as longarinas. Esta será colaborante, originando assim uma secção composta longarina/laje.

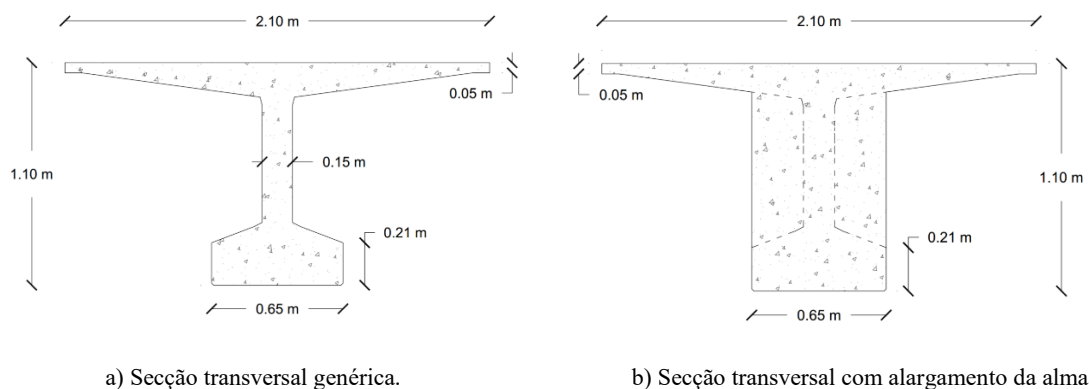


Figura 20 – Secção transversal da viga T adotada para o modelo numérico.

O sistema estrutural será simplesmente apoiado, em prol de uma execução construtiva mais simples e rápida. Devido à curvatura das vigas, a solução continua implicaria trabalhos

onerosos e de difícil execução na ligação das vigas sobre os pilares. Como indicado anteriormente, uma das desvantagens dos tabuleiros isostáticos pende-se pela reduzida durabilidade das juntas de dilatação. Estas, não só representam elementos de execução dispendiosa, como apresentam elevados custos de manutenção. O atravessamento da água e ações rodoviárias levam ao desgaste destas, que por sua vez, reduzida a estanquidade, permitem escorrências. Desta forma, as juntas deverão ser executadas com material de qualidade e dever-se-á proceder à monitorização periódica destes elementos, assim como substituição quando apresentarem um desempenho deficiente. Contudo, dada a reduzida intensidade de tráfego esperada e limitações impostas relativamente à circulação de veículos pesados, não se prevê um rápido desgaste.

Uma dificuldade esperada com a execução da solução descrita prende-se com a complexidade de transporte das vigas centrais até ao local da obra. A dimensão das vigas requer condições de transporte muito específicas, que dificilmente serão conseguidas dada a localização do *Resort*. Desta forma, neste trabalho, considerou-se que a viga central será fabricada em duas metades, posteriormente emendadas em obra, necessitando assim de um pós-tensionamento. Esta condição implica custos acrescidos, dado que será necessário recorrer a apoios temporários e plataformas suspensas para realizar a emenda das vigas e os trabalhos de pós-tensionamento. Por sua vez, a metodologia utilizada para realizar a emenda deverá ser criteriosamente estudada dado que será a meio vão que se instalará o pico do momento fletor atuante, no plano vertical para as combinações de ações estáticas. Desta forma, será preferível realizar a emenda afastada desta posição, fabricando as duas metades com comprimentos diferentes.

Desta forma, o tabuleiro concebido será composto por 6 longarinas pré-fabricadas em T, sobre as quais será betonada a laje colaborante de 20 cm de espessura, perfazendo uma largura total de 12,60 m. Em termos de perfil longitudinal, apresentará uma curvatura vertical caracterizada por uma contra flecha vertical máxima de 2 m.

10.3.2 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio adotados, dispostos sobre vigas de encabeçamento dos pilares e encontros, serão elastoméricos, do tipo B (EN 1337-3, 2005). Estes são compostos por um conjunto de lâminas de elastómero e placas metálicas de reforço, sendo revestidos ao longo

de todo o perímetro e nas faces superior e inferior por uma camada de elastómero de espessura inferior à espessura das lâminas interiores.

10.3.3 Pilares e encontros

Os encontros serão idênticos em ambos os extremos da ponte. Neste trabalho não se propôs dimensionar os encontros, tendo sido apenas modelado no CSiBridge a viga transversal destes, que receberá os aparelhos de apoio e vigas. Estas terão uma secção transversal de $0,6 \times 1,0 \text{ m}^2$. No projeto final, os encontros deverão ser dimensionados por forma a:

- Atuar como muros de suporte rígidos por forma a conter os impulsos longitudinais e transversais das encostas;
- Não se verificarem assentamentos de apoio, que afetariam a transição entre o tabuleiro e o terreno, criando desconforto para os utentes e comprometendo as juntas;
- Ser providos de batentes para resistir aos impulsos longitudinais do tabuleiro quando sujeito à ação sísmica, assim como batentes transversais.

Os apoios intermédios serão compostos por dois pilares iguais, com secção transversal retangular maciça de $2,0 \times 1,0 \text{ m}^2$. Estes terão uma altura de 11 m. As vigas de encabeçamento disposta no topo destes necessitam de ter largura suficiente para receber as duas fiadas de aparelhos de apoio, assegurando o devido espaçamento entre estes para permitir as deformações longitudinais e devida colocação das juntas de dilatação. Desta forma, terão uma secção retangular de $1,2 \times 1,1 \text{ m}^2$, e um comprimento de 12,6 m.

10.3.4 Fundações

As fundações não foram objeto de estudo deste trabalho. No entanto, estas deverão ser superficiais, dada a constituição rochosa do solo e conseqüente capacidade de suporte.

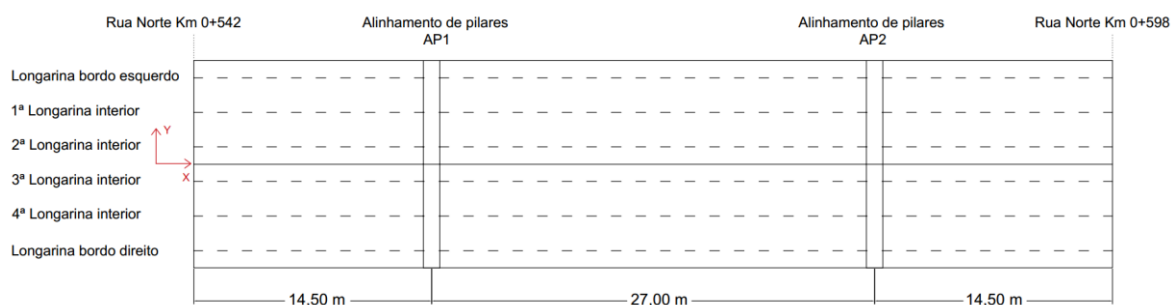


Figura 21 – Planta geral da ponte, de acordo com a solução estrutural proposta.

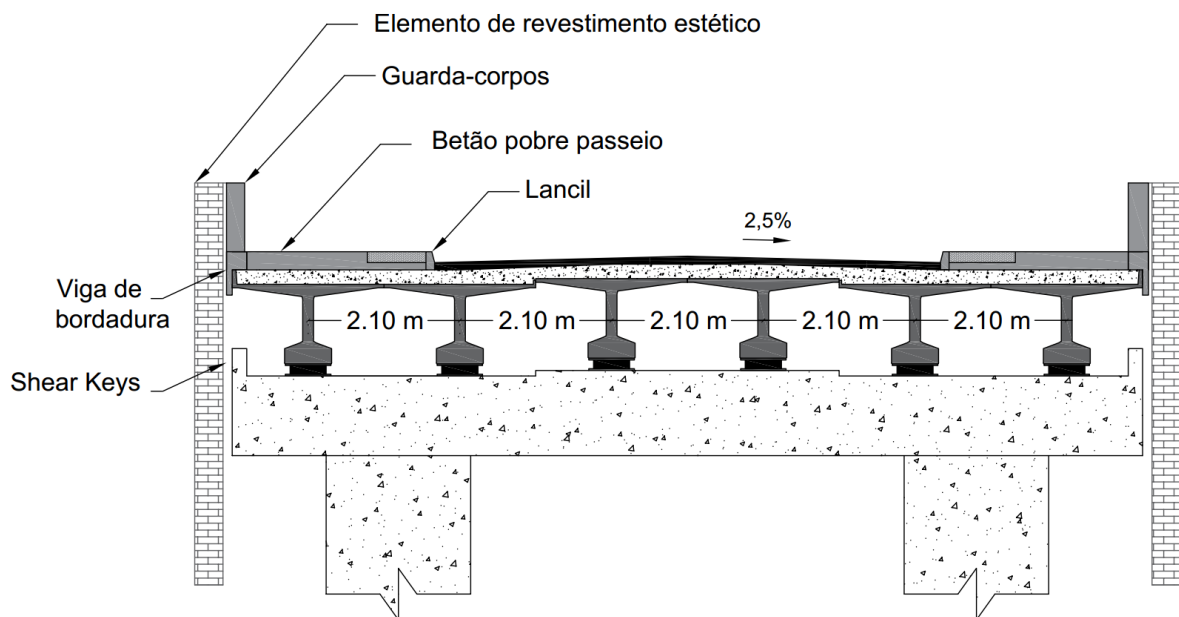


Figura 22 – Alçado frontal tipo do alinhamento de pilares, onde estão incluídas duas fachadas de alvenaria figurativas dos elementos de revestimento.

11 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

11.1 Regulamentação e normas de materiais

Considerando a importância de padrões para os projetistas, a CEN (*European Committee for Standardization*) desenvolveu um conjunto de documentos, conhecidos como Eurocódigos, para normalizar o dimensionamento de estruturas em aço, betão, madeira, alvearia e alumínio. Existem 10 Eurocódigos, do 0 ao 9. A relação entre as normas e os projetos de pontes é feita na parte 2 (EN 199X-2). (Bouassida *et al.*, 2012)

Os Eurocódigos são implementados em cada país através de normas nacionais que incluem a totalidade do Eurocódigo (incluindo anexos) e eventual Anexo Nacional. O Anexo Nacional concretiza as prescrições explicitamente deixadas em aberto para escolha nacional, designadas por “Parâmetros Determinados a Nível Nacional”, a aplicar nos projetos de obras de engenharia civil. (Cachim & Morais, 2013)

Os Eurocódigos vêm assim complementar a regulação portuguesa em muitas matérias omissas, proporcionando também um quadro de projeto em que os aspetos estruturais e geotécnicos são tratados de forma coerente e integrada. No entanto, as partes referentes a projetos de pontes não foram ainda traduzidas nem publicadas, não existindo anexos nacionais. Desta forma, sempre que a regulamentação encaminhou para os anexos nacionais, procurou-se recorrer ao recomendado pela norma europeia.

Para determinação das ações, combinações e análise dos elementos estruturais, adotaram-se as disposições e critérios de verificação de segurança dispostos nas seguintes normas:

Eurocódigos:

- NP EN 1990: 2009 – Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas;
- NP EN 1991-1-1:2009 – Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- NP EN 1991-1-4:2010 – Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações gerais – Ação do vento;
- NP EN 1991-1-5:2009 – Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-5: Ações gerais – Ações térmicas;
- EN 1991-1-7:2006 – Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions;

- EN 1991-2:2003 – Eurocode 1 – Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges;
- NP EN 1992-1-1:2010 – Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- EN 1992-2:2005 – Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules;
- NP EN 1998-1:2010 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- EN 1998-2:2005 – Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges

Normas de materiais:

- NP EN 206-1:2007 – Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- EN 10138-3:2000 – Prestressing steels – Part 3: Strand;
- EN 1337-3:2005 – Structural bearings – Part 3: Elastomeric bearings;

11.2 Materiais

A estrutura da ponte será realizada na sua totalidade em betão armado. As vigas pré-fabricadas serão concebidas em betão C50/60 e as vigas de encabeçamento dos pilares e encontros serão compostas por um betão C40/45. Para os restantes elementos, foi atribuído um betão de classe estrutural C30/37. As armaduras ordinárias serão executadas recorrendo a aço A500 NR SD e, se necessário, o pré-esforço será realizado com aço Y1860/S7.

Atendendo à natureza da obra, prevê-se que as superfícies do betão dos pilares estarão em contacto com água, e os elementos do tabuleiro estarão expostos a à ação de cloretos. Desta forma, foi considerada a classe de exposição XC4 para as superfícies dos pilares, XD3 para os elementos do tabuleiro e vigas de encabeçamento.

A classe estrutural foi atribuída com base no tempo de vida útil do projeto (100 anos), as classes de resistência e a geometria. Assim, considerou-se classe S5 para a laje do tabuleiro, e S6 para os restantes elementos. Foi considerado um recobrimento nominal de 65 mm.

Tabela 16 – Características de resistência e deformação dos betões utilizados.

Betão	f_{ck} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	E_{cm} (GPa)	ϵ_{cu} ‰
C30/37	30,0	2,0	33,0	3,5
C40/45	40,0	2,5	35,0	3,5
C50/60	40,0	2,9	37,0	3,5

Tabela 17 – Características de resistência e deformação do aço A500 NR SD.

Aço para Armaduras Ordinárias	f_{yk} (MPa)	E_s (GPa)	A_{gt} (%)
A500 NR SD	500	200	5

Tabela 18 – Características dos cordões de pré-esforço adotado.

Armadura de Pré-Esforço	\emptyset (mm)	Área (mm ²)	f_{ypk} (MPa)	$f_{yp0,1k}$ (MPa)	E_p (GPa)
Y18060/S7	16	150	1860	1600	195

11.3 Ações

Segundo a norma NP EN 1990 (2009), as ações são classificadas em relação à sua magnitude e probabilidade de acontecimento em:

- Permanentes (G) – Como, por exemplo, o peso próprio dos elementos estruturais, peso próprio de equipamentos fixos e ações indiretas provocadas pela retração do betão ou assentamentos diferenciais;
- Variáveis (Q) – Como, por exemplo, a ação do vento, ação térmica, ação da neve e sobrecargas nos pavimentos;
- Acidentais (A) – como, por exemplo, explosões ou choque de veículos;
- Sísmica – (A_E) – Ações sísmicas;

As ações são definidas pelas várias partes do Eurocódigo 1, com exceção da ação sísmica que é definida pelas normas NP EN 1998-1 (2010) e EN 1998-2 (2011). Seguidamente, apresentam-se os valores das ações calculados, assim como as considerações e decisões

tomadas ao longo do processo. Deve notar-se que não foram consideradas ações relacionadas com o período de construção da ponte.

11.3.1 Ações permanentes

11.3.1.1 Peso próprio dos elementos estruturais

O peso próprio dos elementos estruturais é considerado automaticamente pelo *CSiBridge*, pelo que não foram feitos cálculos manuais.

11.3.1.2 Peso próprio de elementos não estruturais

- Pavimento - embora não se tenha dimensionado o pavimento a aplicar na ponte, considerou-se um pavimento tipo com 100 mm de espessura (30 mm para a camada de impermeabilização e 70 mm para a camada de desgaste), com base no disposto em (E.A.P.A., 2013);
- Via pedonal e separador - Altura de 0,25 m e uma constituição em betão simples;
- Guarda-corpos – O guarda corpos definido assemelha-se a um murete com pilaretes de betão, ligado por fixadores mecânicos ao elemento de revestimento, e terá 1,2 m de altura;
- Lancil – O valor utilizado é referente a um lancil de dimensões 0,12 x 0,25 m²(SPRAL, 2016);
- Viga de bordadura – O valor utilizado é referente à viga de bordadura modelo D 55-28, comercializada pela SPRAL (SPRAL, 2016).

Os valores do peso próprio dos vários elementos encontram-se dispostos na Tabela 19.

Tabela 19 – Peso próprio dos elementos não estruturais.

Pavimento Rodoviário	Via Pedonal / Faixa Separadora	Guarda-Corpos	Lancil	Viga de Bordadura
(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m _{linear})	(kN/m _{linear})	(kN/m _{linear})
2,40	6,00	5,70	0,60	2,50

11.3.2 Sobrecarga rodoviária

A sobrecarga rodoviária é a ação mais relevante a considerar na análise e dimensionamento de pontes. A ação foi determinada segundo a norma europeia EN 1991-2 (2003), que apresenta uma abordagem diferente à disposta no RSA.

11.3.2.1 Divisão em *notional lanes*

A norma europeia encaminha a uma divisão da zona de circulação em *notional lanes*, ou seja, vias fictícias onde serão aplicadas as sobrecargas. O número de vias é determinado em função da largura (w) entre lancis ou entre barreiras físicas, de acordo com a Tabela 20 (EN 1991-2, 2003).

Tabela 20 – Determinação do número e largura das *notional lanes*.

Largura Entre Lancis - w (m)	Número de Vias - n (-)	Largura das Vias (m)	Largura Excedente (m)
$w < 5,4$	1	3	$w-3$
$5,4 \leq w < 6$	2	$0,5 w$	0
$6 \leq w$	inteiro ($w/3$)	3	$w - 3n$

No caso em estudo, a largura da zona circulável entre os lancis é de 7 m, originando assim duas vias com 3 m de largura e uma via excedente com 1 m de largura. Estas vias fictícias servem apenas para aplicação da sobrecarga rodoviária e não correspondem às faixas de rodagem reais. A via 1 (*notional lane 1*) recebe o carregamento mais desfavorável, seguida pela via 2, etc. Dado que a sobrecarga rodoviária é uma ação variável, esta deve ser disposta de maneira a que se obtenha a situação mais adversa. Na Figura 23 é apresentada a disposição das vias no perfil transversal do tabuleiro.

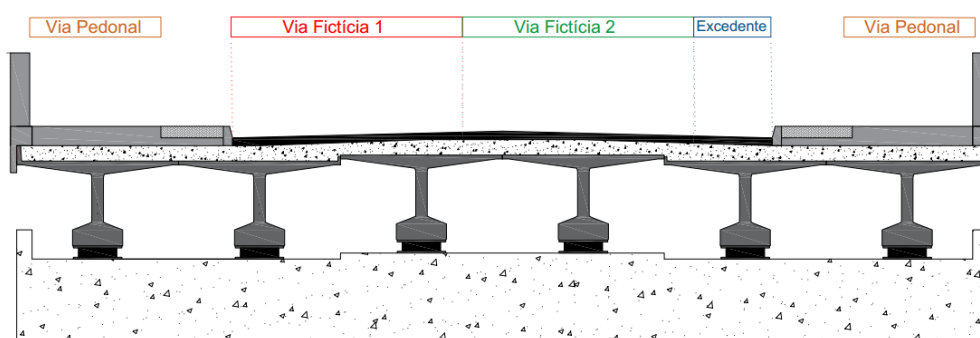


Figura 23 – Disposição das *notional lanes* para análise global.

11.3.2.2 Cargas verticais nas *notional lanes*

A norma define quatro modelos de sobrecarga para as ações verticais devidas ao tráfego rodoviário: *Load Model 1*, *Load Model 2*, *Load Model 3* e *Load Model 4*. Estes modelos aplicam-se para carregamentos até 200 metros de comprimento, devendo ser consultado o respetivo anexo nacional para a alternativa para comprimentos superiores (Anexo Nacional para território português inexistente). Segue-se uma descrição de cada modelo:

Load Model 1 (LM1)

Este modelo abrange a maioria dos efeitos causados pelo tráfego comum (carros e camiões) e é adequado para uma análise global e local. O modelo é composto por uma carga uniformemente distribuída na área de cada via (subsistema UDL) com um valor de $\alpha_{qi} \cdot q_{ki}$ por m^2 , e por dois eixos de cargas concentradas, a simular um veículo de dois eixos, no centro da via, (subsistema TS) de valor $2\alpha_{Qi} \cdot Q_{ki}$. Na Tabela 21 são apresentados os valores que estes sistemas tomam. Os fatores de correção α_{qi} e α_{Qi} dependem do tipo de ponte em análise e do tipo de tráfego esperado e sua intensidade. Os valores variam de país para país, estando referido nos Anexos Nacionais. Dado que o Anexo Nacional não foi homologado até à data presente, recorreu-se aos valores da Tabela 22, adaptada de Saraiva (2013).

Tabela 21 – Valores característicos do modelo de sobrecarga rodoviária LM1.

Via	TS - Carga Axial (Q_{ik})	UDL - Carga Uniformemente Distribuída (q_{ik})
	(kN)	(kN/m ²)
Via 1	300,0	9,0
Via 2	200,0	2,5
Via 3	100,0	2,5
Outras vias	0	2,5
Via excedente	0	2,5

Tabela 22 – Fatores de correção α_Q e α_q em função da via i considerada.

Classificação da Ponte	α_{Q1}	$\alpha_{Qi} (i \geq 2)$	α_{q1}	$\alpha_{qi} (i \geq 2)$	α_{qE}
Classe I	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Classe II	0,9	0,8	0,7	1,0	1,0

Consideram-se pontes de classe I as inseridas em itinerários onde se prevê que a maioria do tráfego de veículos pesados seja tráfego industrial internacional. As pontes de Classe II inserem-se em itinerários de tráfego mais corrente, incluindo estradas e autoestradas. Considerou-se a ponte em estudo como sendo da classe II, embora, face ao tráfego esperado sobre a mesma e as limitações impostas, se reconheça que o valor do carregamento aplicado para a análise é superior ao que realmente solicitará a estrutura. No entanto, com intuito de analisar a ponte para condições adversas, utilizaram-se os fatores indicados para a classe II, salvaguardando futuras alterações ao tipo de utilização da obra de arte.

Os veículos devem ocupar a posição mais desfavorável na respetiva via. A Figura 24 ilustra a disposição das cargas do LM1 num tabuleiro com 3 vias úteis e uma via excedente.

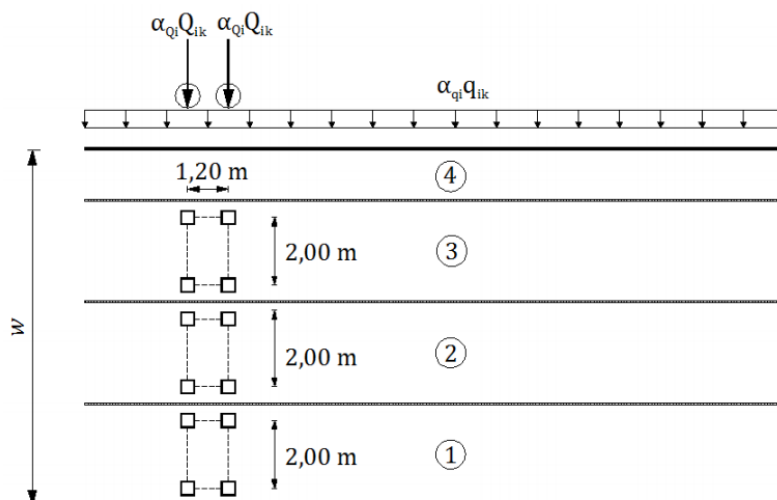


Figura 24 – Exemplo do carregamento LM1 nas vias de um tabuleiro tipo (Saraiva, 2013).

Load Model 2 (LM2)

O segundo modelo reproduz os efeitos dinâmicos em pequenos elementos estruturais. A carga consiste num único eixo de duas rodas, aplicado em qualquer zona das faixas de rodagem e bermas, de valor $\beta_Q \cdot Q_{ak}$. A carga do eixo (Q_{ak}) é de 400 kN no total, e o fator de correção β_Q toma o mesmo valor de α_{Q1} . Este modelo destina-se a análises locais e deve ser considerado a circular segundo o eixo longitudinal da ponte, na posição mais desfavorável. Na proximidade de juntas de dilatação, a uma distância D , deverá ser aplicado um fator de

amplificação dinâmica φ_j , obtido pela expressão (29). Considerou-se este modelo na análise efetuada.

$$\varphi_j = 1,30 \left(1 - \frac{D}{26} \right) \geq 1 \quad (29)$$

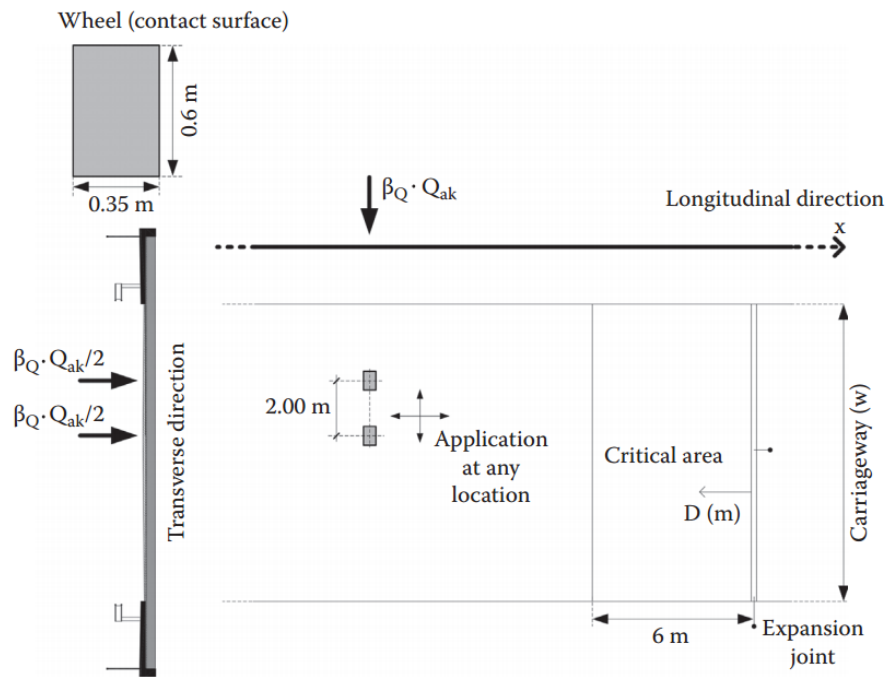
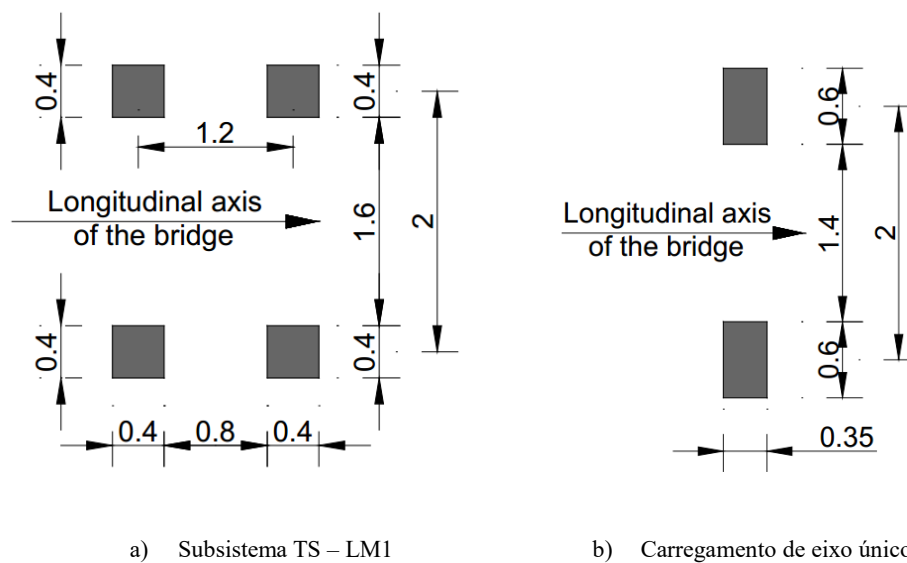


Figura 25 – Aplicação do Load Model 2 num tabuleiro tipo (Vayas & Iliopoulos, 2013).



a) Subsistema TS – LM1

b) Carregamento de eixo único- LM2

Figura 26 – Esquema dos carregamentos do subsistema TS do LM1 e LM2 (Bouassida *et al.*, 2012).

Load Model 3 (LM3)

O terceiro modelo de sobrecarga representa um conjunto de veículos especiais normalizados, definidos no anexo A do Eurocódigo 1-2. Este modelo deve ser apenas aplicado quando requisitado, devendo o dono da obra indicar os veículos que devem ser considerados.

Na análise da ponte em estudo não se utilizou este modelo se sobrecarga, não estando prevista a circulação de nenhum dos veículos especiais abrangidos.

Load Model 4 (LM4)

O último modelo apresentado pelo Eurocódigo 1-2, referido como sobrecarga de multidão, é aplicado quando requisitado e destina-se a uma análise global, em situações transitórias. O modelo de sobrecarga consiste numa carga uniformemente distribuída de valor igual a 5 kN/m² (inclui a amplificação causada pelos efeitos dinâmicos), e deve ser aplicada num comprimento e largura que sejam considerados relevantes. Este modelo foi considerado na análise efetuada.

11.3.2.3 Cargas verticais nas vias pedonais

Segundo a norma EN 1991-2 (2003), as cargas verticais nas vias pedonais (q_{fk}) são representadas por um carregamento uniformemente distribuído de valor igual a 5 kN/m².

11.3.2.4 Forças horizontais

As forças horizontais devido à ação do tráfego foram definidas de acordo com o disposto no ponto (4.4) da EN 1991-2 (2003). As forças discriminadas são as de travagem e aceleração (segundo o eixo longitudinal) e centrífuga (transversal ao eixo longitudinal).

Força de travagem e aceleração

A força de travagem (Q_{lk}) deve ser considerada como uma força a atuar longitudinalmente ao nível da superfície do pavimento. O seu valor característico, limitado em 900 kN para a largura total das vias de circulação, é calculado como uma fração da carga vertical máxima induzida pelo LM1 na via 1, segundo as expressões (30) e (31).

$$180 \times \alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{lk} \leq 900(kN) \quad (30)$$

$$Q_{lk} = 0,6 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L \quad (31)$$

Onde:

Q_{1k} – Força de travagem (kN)

w_1 – largura da via fictícia 1 (m);

L – comprimento da área carregada (m).

Assim, o valor da força de travagem/aceleração calculado assume o valor de 431,73 kN. Esta força, que inclui a amplificação dinâmica, deverá ser aplicada ao longo do eixo de uma das vias, uniformemente distribuída. A força de aceleração assume o mesmo valor, mas com sentido oposto. Considerou-se também uma força transversal proveniente da travagem e da aceleração as viaturas, de valor igual a 25% de Q_{1k} , ou seja 108 kN.

Força centrífuga

Segundo o disposto no Eurocódigo 1-2, a força centrífuga (Q_{tk}) é considerada como uma força transversal, que atua ao nível da superfície do pavimento e radialmente ao eixo da faixa de rodagem. O seu valor característico, no qual os efeitos dinâmicos estão incluídos, deve ser retirado da Tabela 23, que considera o valor da força como uma fração do valor máximo das cargas concentradas do subsistema TS do modelo LM1 (Q_v), fração essa que varia em função do raio horizontal do eixo da faixa de rodagem.

Tabela 23 – Valor característico da força centrífuga, segundo a tabela 4.3 da norma EN 1991-2 (2003).

Q_{tk} (kN)	Raio (m)
$0,2Q_v$	< 200
$40Q_v / \text{raio}$	entre 200 e 1500
0	> 1500

Dado que a ponte apresenta um desenvolvimento longitudinal reto, não se verifica qualquer valor de força centrífuga.

11.3.2.5 Grupos de ações rodoviárias

A simultaneidade das ações verticais e horizontais a atuar na faixa de rodagem e nas vias pedonais é abordada considerando os 5 grupos de ações (Tabela 24), mutuamente exclusivos, definidos na secção (4.5) da norma EN 1991-2 (2003). Cada grupo define uma ação característica, que será combinada com ações não relacionadas com o tráfego.

Tabela 24 – Grupos de ações rodoviárias.

Grupo de Ações	Faixa de Rodagem						Via Pedonal/ Ciclovia
	Ações Verticais				Ações Horizontais		Ação Vertical
	LM1	LM2	LM3	LM4	Travagem	Centrífuga	Unif. Distribuída
gr1a	VC	-	-	-	-	-	Valor combinado ^(a)
gr1b	-	VC	-	-	-	-	-
gr2	VF	-	-	-	VC	VC	-
gr3 ^(b)	-	-	-	-	-	-	VC
gr4	-	-	-	VC	-	-	VC
gr5	^(c)	-	VC	-	-	-	-

VC – Valor característico; VF – Valor frequente

(a) 3 kN/m²; (b) grupo irrelevante se gr4 for considerado; (c) ver EN 1991-2, 2003 – Anexo A;

11.3.3 Ações acidentais

Ambas as normas EN 1991-2 (2003) e EN 1991-1-7 (2006) apresentam indicações para calcular ações acidentais de possível ocorrência em pontes. Estas surgem de situações anómalas do tráfego, nomeadamente colisões de veículos ou embarcações a circular num nível inferior ao tabuleiro da ponte, ou veículos a circular na ponte.

Dado que na obra em análise não estão previstas vias de circulação a cruzar inferiormente a ponte, nem será viável a circulação de embarcações no curso de água que cruza a obra de arte, foi excluído qualquer tipo de impacto nos pilares ou tabuleiro da ponte. Desta forma, apenas foram consideradas ações acidentais relacionadas com o tráfego esperado na ponte.

Veículos na via pedonal

Esta ação pretende simular a carga imposta na estrutura por parte de um veículo que se tenha desviado da faixa de rodagem, entrando em circulação na via pedonal. Dado que não está prevista a implementação de qualquer barreira vertical a separar a faixa de rodagem da via pedonal, esta sobrecarga deverá ser aplicada o mais próximo do guarda-corpos, por forma a conferir o efeito mais adverso. (EN 1991-2, 2003)

A sobrecarga consiste num eixo de duas rodas de valor correspondente a $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}$. No entanto, dado que no modelo em estudo, a via pedonal está separada da faixa de rodagem por uma faixa separadora com aproximadamente 1 m, por forma a considerar uma situação extrema, decidiu-se aplicar dois eixos em vez de um, assumindo que todo o veículo se encontra fora da faixa de rodagem. Os eixos estarão separados por 2 m. Considerando a velocidade limite imposta para a Rua Norte, a situação simulada com esta ação apresenta uma probabilidade de acontecimento mínima, estando previsto que qualquer veículo desviado da faixa de rodagem consiga retomar a devida trajetória antes de transpor a via pedonal.

O valor obtido para cada eixo é de 160 kN.

Força de colisão com o lancil

Segundo EN 1991-2 (2003), ponto (4.7.3.2), a carga proveniente da colisão de veículos com o passeio deve ser considerada como uma força transversal de valor igual a 100 kN, a atuar a uma profundidade de 0,05 m relativamente ao topo do lancil, ao longo de 0,5 m, longitudinalmente.

Será também considerada uma componente vertical de valor igual a $0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$, ou seja 202,5 kN.

Colisão de veículos com o guarda-corpos

Respeitando o disposto em (4.7.3.3) da EN 1991-2 (2003), devem ser consideradas duas forças (vertical e horizontal) transferidas para o tabuleiro devido ao impacto de um veículo com o guarda-corpos, tratando-se esta da única barreira vertical presente no modelo em análise.

A força vertical recomendada varia entre 100 kN e 400 kN consoante a classificação atribuída à colisão. Assumindo que a rigidez da ligação do guarda corpos ao tabuleiro é fraca

e atendendo às velocidades reduzidas previstas para o tráfego, assumiu-se que a colisão será classificada com a categoria A, correspondente a uma força de valor 100 kN. Esta força é aplicada transversalmente, ao longo de uma linha longitudinal de 0,5 m de comprimento, a uma altura de 1 m a partir do pavimento. A força vertical assume o valor recomendado de $0,75 \cdot \alpha_{Q1} Q_{1k}$, ou seja, 202,5 kN.

11.3.4 Ação do vento

A norma NP EN 1991-1-4 (2010) fornece orientações para determinação das ações do vento natural para projetos de estruturas, sendo a secção 8 dedicada a pontes de tabuleiro único com um ou mais tramos, de altura constante e com secções transversais conforme exemplos indicados no documento na secção (8.1). O Anexo Nacional refere que as indicações podem ser aplicadas a pontes com tabuleiro de altura variável, mediante as adaptações necessárias. No entanto, estas alterações não são claramente discriminadas. O documento divide as ações entre as exercidas no tabuleiro (secções (8.2) e (8.3)) e as exercidas nos pilares (8.4). No Anexo Nacional, é também referido que para pontes normais (pontes de aço, betão, alumínio, madeira ou construção mista, com secções transversais incluídas nos exemplos indicados (8.1) com vão inferior a 125 m, a utilização de métodos de análise dinâmica é dispensável.

No entanto, não foram seguidas de forma integral as indicações desta secção da norma, dadas as peculiaridades da ponte, nomeadamente a existência dos elementos de revestimento estéticos, que estarão sujeitos a praticamente todas as ações do vento. Foi desta forma necessário recorrer a uma abordagem simplificada, adaptada à geometria da obra.

A abordagem consistiu na determinação da força do vento exercida sobre as fachadas de revestimento, sendo esta posteriormente distribuída por elementos estruturais da ponte. Como referido anteriormente, a conceção destes elementos de revestimento, embora discutida, não foi integralmente definida. Tratando-se este trabalho de um estudo prévio, recorreu-se à solução mais discutida, para determinação das ações do vento. Esta prevê que os revestimentos, executados em alvenaria armada, deverão estar mecanicamente ligados aos elementos de suporte da ponte e tabuleiro, por forma a adquirir uma maior estabilidade. Considerando que a grande maioria destas ligações serão efetuadas nos pilares e encontros, determinou-se a força do vento exercida sobre as fachadas dos revestimentos, sendo posteriormente transferida, como cargas pontuais, para os elementos de suporte da obra. A

ação do vento exercida sobre o guarda-corpos foi quantificada segundo o disposto no capítulo 8 da norma NP EN 1991-1-4 (2010).

Na Figura 27 é esquematizada uma fachada do elemento de revestimento da ponte, dividida por áreas coloridas, baseada num modelo tridimensional criado durante um estudo de outra solução estrutural. A força resultante do vento que incide sobre áreas verdes será distribuída pelos dois pilares, aplicadas como cargas pontuais a um terço da altura do pilar. A resultante das áreas azuis deverá ser absorvida pelos encontros. O elemento amarelo trata-se do guarda-corpos. Assumindo que os elementos do revestimento destacados a laranja apresentarão uma resistência e estabilidade elevada, e que a ação do vento exercida nestes será de baixo valor, não se considerou transferência desses esforços para os pilares. Como referido, esta abordagem é simplificada e a transferência dos esforços para a estrutura é apenas uma aproximação.

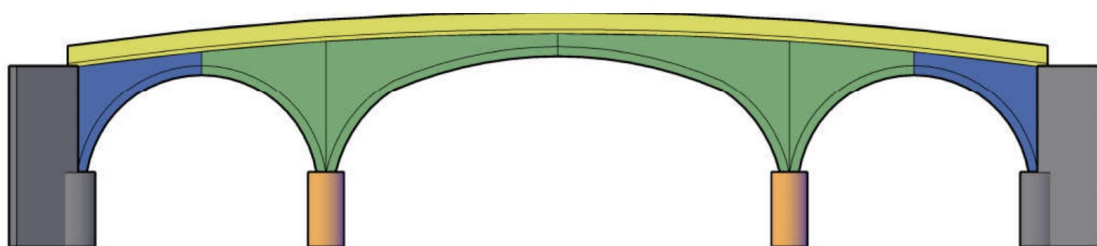


Figura 27 – Divisão da fachada de revestimento em áreas coloridas.

É importante notar que apenas se determinou a ação do vento transversal à ponte, não tendo sido considerados efeitos verticais nem longitudinais, visto serem pouco relevantes face à geometria da obra. Longitudinalmente, não se prevêem grandes ações do vento, estando a obra “resguardada” pelos terraços e encontros. Verticalmente, a ação do vento deverá apresentar valores reduzidos, e na sua maioria favoráveis, contrariando o peso próprio da estrutura.

11.3.4.1 Ação vento sobre as fachadas do revestimento.

Segundo o disposto em (5.3) da norma NP EN 1991-1-4 (2009), a força exercida pelo vento sobre um componente poderá ser determinada através das pressões nas superfícies.

Considerando unicamente a pressão exterior, a força pode ser determinada segundo a expressão (32).

$$F_w = c_s c_d \times w_e \times A_{ref} \quad (32)$$

Onde:

$c_s c_d$ – coeficiente estrutural (adimensional);

w_e – pressão exterior na superfície individual à altura (z_e) (adimensional);

A_{ref} – área de referência da superfície (m^2).

Segundo o ponto (6.2 (1)) da NP EN 1991-1-4, assumiu-se que $c_s c_d$ toma o valor de 1. A pressão exercida pelo vento na superfície exterior w_e , é obtida através da expressão (33), referida no ponto (5.2 (1)) da mesma norma.

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (33)$$

em que:

$q_p(z_e)$ – pressão dinâmica de pico (adimensional);

z_e – altura de referência para a pressão exterior (m);

c_{pe} – coeficiente de pressão para a pressão exterior (adimensional).

A pressão dinâmica de pico à altura (z_e) é obtida através da multiplicação do coeficiente de exposição ($c_e(z_e)$) pela pressão dinâmica de referência (q_b). O coeficiente de exposição foi determinado com recurso à Figura 28, retirada do Anexo Nacional, que apresenta o valor do coeficiente em função da altura acima do solo e a categoria do terreno. Foi atribuída a categoria II ao terreno, e considerou-se uma altura acima do solo (z_e) de 12 m. Por falta de dados precisos sobre a orografia final do terreno, considerou-se que ao longo da direção transversal à ponte (direção do escoamento do curso de água) o terreno é plano. A pressão dinâmica de referência é determinada segundo a expressão (34).

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (34)$$

Onde:

ρ – massa volúmica do ar ($1,25 \text{ kg/m}^3$),

v_b - valor de referência da velocidade do vento (m/s);

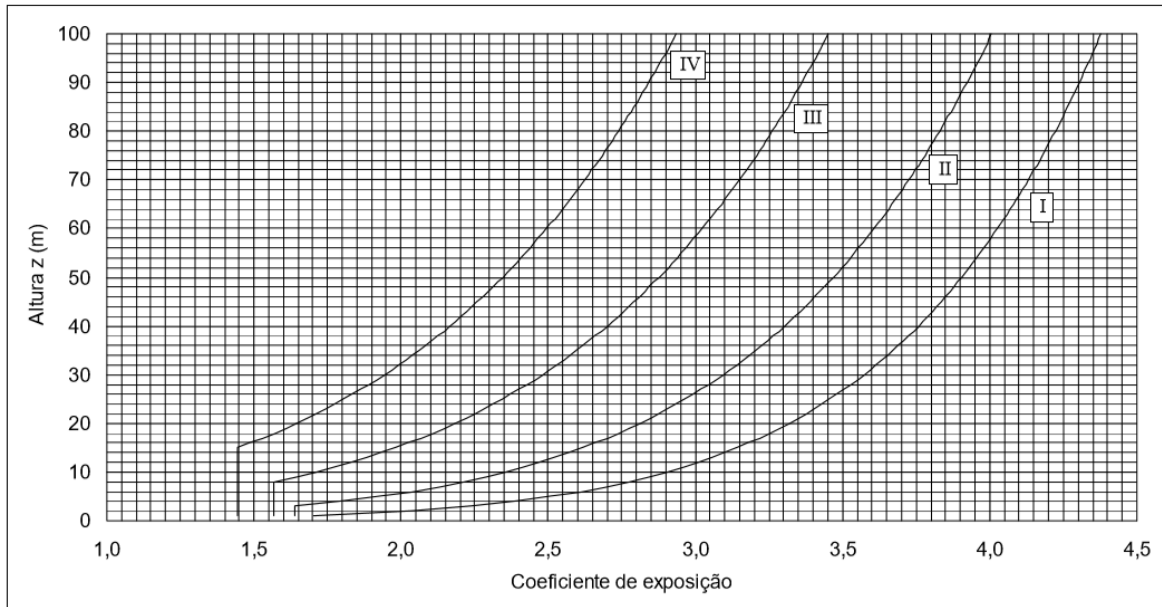


Figura 28 – Coeficiente de exposição $C_e(z_e)$, (NP 1991-1-4, 2010: Anexo Nacional).

Na norma são apresentadas vários coeficientes de pressão em função do tipo de elemento carregado e forma. Para a superfície em análise, não foi encontrada nenhuma disposição que se adaptasse idealmente. Foi assim, após uma análise das várias situações dispostas ao longo da secção 7 da norma, considerado um coeficiente de pressão de valor 1,2.

Na Tabela 25 são apresentados os valores dos vários parâmetros determinados e valor da força do vento em função da área.

Tabela 25 – Determinação da força resultante da ação do vento nas fachadas do revestimento.

$c_s c_d$	$c_e(z_e)$	v_b	q_b	$q_p(z_e)$	c_{pe}	w_e	F_w
(-)	(-)	(m/s)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)
1,00	2,35	27,00	455,63	1070,72	1,20	1284,86	1,28

Com base na Figura 27, considerando as áreas destacadas a verde, cada pilar será solicitado por uma força de 89,7 kN. Dado que não se analisaram os encontros neste estudo, não se consideraram as forças exercidas sobre as áreas destacadas a azul.

11.3.4.2 Guarda-corpos

A quantificação da ação do vento a atuar no guarda-corpos foi efetuada segundo o disposto no capítulo 8 da norma (NP EN 1991-1-4, 2010), considerando ambas as situações com circulação de veículos ou ausência destes. A expressão (35), semelhante à utilizada anteriormente, foi utilizada para determinar a força exercida (F_{wgc}).

$$F_{wgc} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref} \quad (35)$$

onde:

ρ – massa volúmica do ar (1,25 kg/m³);

C – fator de carregamento do vento, obtido pela multiplicação do fator de exposição (c_e) pelo coeficiente $c_{f,x}$ (adimensional);

A_{ref} – área de referência (m²);

v_b – velocidade base do vento (m/s).

O valor do coeficiente $c_{f,x}$ é obtido em função da altura e largura do tabuleiro, e mediante o tipo de guarda-corpos (vazado, sólido ou inexistente) e a ocorrência de tráfego rodoviário. Foi considerado o valor de 1,3, recomendado para pontes normais, dado que se considerou-se de difícil aplicação a relação entre a altura e a largura do tabuleiro referida na norma, dado que as vigas e laje do tabuleiro não estão diretamente expostas à ação do vento. O parâmetro c_e foi determinado analogamente ao descrito para o cálculo da ação sobre as fachadas, recorrendo à Figura 28, considerando a mesma altura (z_e), dado que a norma indica que a altura do guarda-corpos não deve ser contabilizada para este parâmetro.

Segundo o ponto 8.3.1 da norma, na situação onde não se verifica circulação de veículos, a área de referência deve considerar a altura do guarda-corpos (h_{gc}), duplicada, visto encontrar-se nos dois lados do tabuleiro. Na situação onde se preveja tráfego (combinações de ações onde estejam presentes as cargas rodoviárias), a área de referência deverá ser a maior, entre a obtida com contabilização dos guarda-corpos ou a obtida considerando uma altura de 2 m acima do pavimento. Neste caso, a contabilização de ambos os guarda-corpos origina uma área superior, obtendo-se assim apenas um valor da força atuante, independentemente da ocorrência ou inexistência de tráfego.

Na Tabela 26 é apresentado o valor da força do vento incidente sobre o guarda-corpos, em função do comprimento da ponte.

Tabela 26 – Força resultante da ação do vento incidente no guarda-corpos.

v_b (m/s)	z_e (m)	$c_e(z_e)$ (-)	c_{fx} (-)	C (-)	h_{gc} m	F_w kN/m
27,00	10,30	2,35	1,30	3,06	2,40	3,34

11.3.5 Ações térmicas

Os princípios e regras para cálculo das ações térmicas em edifícios, pontes e outras estruturas encontram-se descritos na norma NP EN 1991-1-5 (2009), sendo que o capítulo 6 é dedicado especificamente a pontes. Segundo a norma, os valores representativos das ações térmicas deverão ser avaliados a partir da componente da variação uniforme de temperatura e das componentes de variação diferencial.

Em (6.1.1) é feita uma distinção entre três tipos de tabuleiros: tabuleiros essencialmente de aço (tipo 1), tabuleiros mistos aço-betão (tipo 2) e tabuleiros de betão (tipo 3); cada tipo é caracterizado pelas respetivas componentes das variações uniformes de temperatura mínima e máxima.

A temperatura mínima do ar à sombra (T_{min}) e a temperatura máxima do ar à sombra (T_{max}), do local em estudo, são obtidas a partir dos mapas nacionais de isotérmicas, apresentados na Figura 29, retirados do Anexo Nacional. No Anexo Nacional é também indicado que por cada 100 m de altitude do local, deve ser subtraído à T_{min} e T_{max} , 0,5°C e 1°C, respetivamente. Para a localidade do Resort (Mértola), situado a uma altitude de 200 m, foram obtidos os valores de -1°C para T_{min} e 43°C para T_{max} .

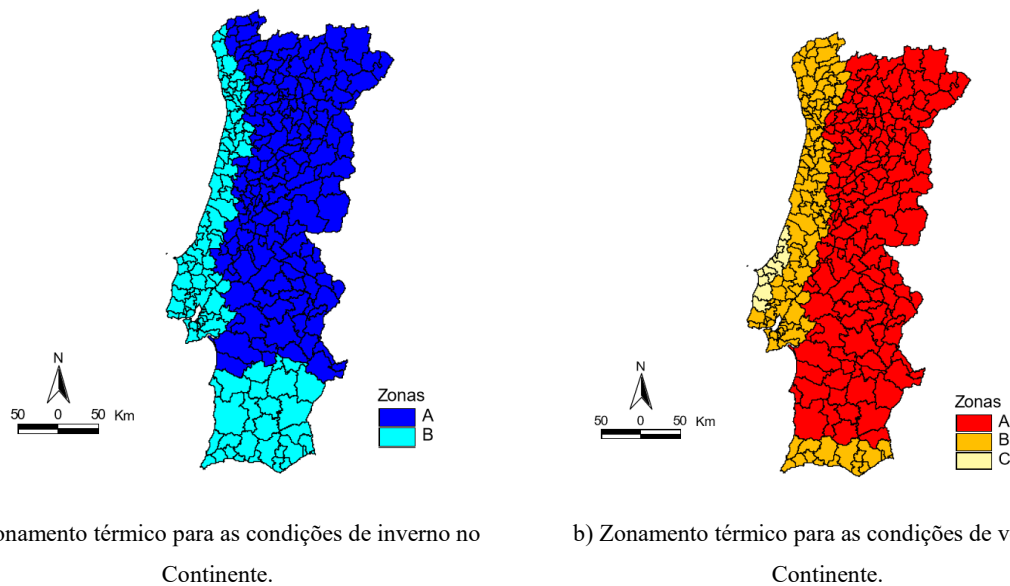


Figura 29 – Mapas nacionais de isotérmicas para obtenção da T_{min} e T_{max} (NP EN 1991-1-5, 2009).

As componentes das variações uniformes de temperatura mínima e máxima da ponte, $T_{e,min}$ e $T_{e,max}$, são determinadas conforme o tipo de tabuleiro, segundo o indicado em (6.1.1). No Anexo Nacional é indicado que para estruturas de betão (tipo 3), os valores de $T_{e,min}$ e $T_{e,max}$ podem ser considerados iguais, respetivamente, a T_{min} e T_{max} . Relativamente à temperatura inicial da ponte T_0 , na falta de informações mais detalhadas, o Anexo Nacional aconselha o valor de 15°C.

Segundo o ponto (6.1.3.3 (3)) o valor característico da amplitude de contração máxima da componente da variação uniforme de temperatura ($\Delta T_{N,con}$) é determinada segundo a expressão (36), e o valor característico da amplitude de dilatação máxima ($\Delta T_{N,exp}$) é obtida recorrendo à expressão (37). Estas amplitudes, numa estrutura isostática, induzem uma variação de comprimento dos seus elementos.

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (36)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (37)$$

Desta forma, tem-se:

$$\Delta T_{N,con} = 15 - (-1) = 16^\circ\text{C} \quad (38)$$

$$\Delta T_{N,exp} = 43 - 15 = 28^\circ\text{C} \quad (39)$$

No respeitante à variação diferencial de temperatura, verifica-se que o aquecimento e o arrefecimento da superfície do tabuleiro originam valores máximos positivos, quando a

superfície superior se encontra mais quente, e valores máximos negativos, estando a superfície inferior mais quente. Segundo o ponto (6.1.4 (2)), a componente vertical da variação diferencial de temperatura poderá provocar efeitos na estrutura devido às restrições de livre curvatura, atrito nos apoios articulados, efeitos geometricamente não lineares, entre outros motivos.

O Anexo Nacional indica que deverá ser utilizada a Abordagem 1 (disposta em (6.1.4.1)), excluindo a análise não linear. Para tal, definem-se os valores das variações diferenciais de temperatura positivas ($\Delta T_{M,heat}$ – superfície superior mais quente) e negativas ($\Delta T_{M,cool}$ – superfície superior mais fria). Para tabuleiros tipo 3, $\Delta T_{M,heat}$ toma o valor de 15°C e $\Delta T_{M,cool}$ toma o valor de 5°C. Estes valores deverão ser multiplicados pelo coeficiente k_{sur} , de valor 0,7 e 1 respetivamente, de acordo com a espessura estimada do revestimento betuminoso (100 mm). Posto isto, o valor de $\Delta T_{M,heat}$ diminui para 10,5°C.

Segundo o disposto em (6.1.5) da NP EN 1991-1-5 (2009), a simultaneidade das componentes da variação uniforme e diferencial de temperatura é analisada com recurso à combinação de ações, segundo as expressões (40) e (41), que resultam numa envolvente de 8 combinações.

$$0,8 \times (\Delta T_{M,heat} \text{ ou } \Delta T_{M,cool}) + (\Delta T_{N,con} \text{ ou } \Delta T_{N,exp}) \quad (40)$$

$$(\Delta T_{M,heat} \text{ ou } \Delta T_{M,cool}) + 0,8 \times (\Delta T_{N,con} \text{ ou } \Delta T_{N,exp}) \quad (41)$$

Na análise efetuada foram consideradas as 8 combinações possíveis, contabilizando assim ambas as condições de verão e inverno.

Para os pilares, dado apresentarem uma secção de betão maciça, deverão ser consideradas as variações diferenciais lineares de temperatura entre as faces exteriores opostas. Embora o modelo em análise apresente pilares, na sua maioria, envolvidos pelos elementos de revestimento, foi considerada a ocorrência das variações, com o valor recomendado de 5°C.

11.3.6 Ação da neve

A norma NP EN 1991-1-3 (2009) é a responsável por fornecer orientações para a determinação das cargas devido à neve, para os projetos estruturais. No entanto, no ponto (1.1 (5)) é referido que este documento não prevê a ação da neve sobre tabuleiros de pontes. Embora fosse possível efetuar uma aproximação, a título de exemplo, tratar o tabuleiro da ponte como uma cobertura plana, os efeitos desta ação foram desprezados, não considerando relevantes face à localização da obra.

11.3.7 Ação sísmica

As regras para determinação da ação sísmica em pontes estão definidas na norma europeia EN 1998-2 (2005), que enquadra as disposições gerais, relativas às ações sísmicas, referidas na norma NP EN 1998-1 (2009). Esta norma visa apenas pontes em que as ações horizontais sísmicas são resistidas pela flexão dos pilares ou encontros, e pretende orientar os projetos de pontes para que após a ocorrência de um sismo seja assegurada a integridade estrutural da obra e uma adequada resistência residual, sem colapso local ou global.

Segundo EN 1998-2 (2005), existem dois tipos de análise sísmica: a análise sísmica linear e a análise sísmica não-linear. A análise linear compreende dois métodos, o método do espectro de resposta e o método do modo fundamental. A análise não-linear compreende os métodos de análise estática e os métodos de análise dinâmica.

O método de referência de análise estrutural de pontes indicado pela norma é a análise modal por espectro de resposta. Deste modo, e sendo este o tipo de análise utilizado com maior frequência a nível de projeto, será o tipo de análise utilizado neste trabalho.

Na secção (4.2.1.1) é indicado que devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração significativos, ou seja, que contribuem significativamente para a resposta da estrutura total. Desta forma, devem ser considerados os modos, cuja soma das massas modais efetivas $(\sum M_i)_e$ representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura. Caso esta situação não se verifique após terem sido considerados todos os modos com um período $T \geq 0,033$ s, o número de modos considerados torna-se aceitável, caso ambas as seguintes condições sejam satisfeitas:

- O quociente entre a soma das massas modais dos modos e a massa total da estrutura seja igual ou superior a 0,70 ($(\sum M_i)_e/M \geq 7$);

- Os valores finais dos efeitos da ação sísmica deverão ser multiplicados pelo valor do quociente entre a massa total da estrutura e a soma das massas modais dos modos considerados ($M/(\sum M_i)_c$).

11.3.7.1 Espectros de resposta

Segundo a EN 1998-2 (2005), secção (3.2.4), tanto as estruturas dúcteis como as de ductilidade limitada, deverão ser analisadas com recurso a espectro de resposta reduzido (espectro de cálculo). A ação sísmica é caracterizada por três componentes, relativas às duas direções horizontais e direção vertical. Para estas três componentes podem-se adotar um ou mais formas de espectro.

O método de cálculo dos espectros está descrito na NP EN 1998-1 (2010), ponto (3.2.2.5), que apresenta as expressões (42) a (45), para determinação dos espectros de cálculo das componentes horizontais da ação sísmica.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (42)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (43)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (44)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (45)$$

em que:

$S_d(T)$ – espectro de cálculo;

T – período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (s);

a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A (m^2/s);

T_B – limite inferior do periodo no patamar de aceleração espectral constante (s);

T_C – limite superior do periodo no patamar de aceleração espectral constante (s);

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

S – coeficiente de solo (adimensional);

q – coeficiente de comportamento (adimensional);

β – coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (valor recomendado de 0,2) (adimensional).

Os valores a atribuir a T_B , T_C , T_D e S variam conforme o tipo de terreno e o tipo de espectro.

Para a componente vertical da ação sísmica, o espectro pode ser obtido pelas mesmas expressões ((42) a (45)), substituindo (a_g) pela aceleração à superfície do terreno na direção vertical (a_{vg}) e S tomado com valor igual a 1.

11.3.7.2 Classificação do solo e zonamento sísmico

A resposta de uma estrutura quando sujeita à ação sísmica é em grande parte dependente das condições e propriedades do solo. Assim, a NP EN 1998-1 (2010) estabelece cinco tipos de solo (A, B, C, D, E) e ainda dois tipos extras (S_1 e S_2). Os vários tipos de terreno e respetivas descrições encontram-se dispostos na secção (3.1.2). Assim, é fundamental proceder a um estudo geológico do solo em função do grau de importância da estrutura e das condições gerais do projeto.

No respeitante ao zonamento sísmico, Portugal encontra-se na placa Euro-Asiática, limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar, que corresponde à fronteira entre as placas Euro-Asiática e Africana, e a oeste pela falha dorsal do oceano Atlântico. Face a este contexto tectónico, Portugal constitui assim um território de sismicidade importante.

Deste modo, o Anexo Nacional da norma NP EN 1998-1 (2010) indica que devem ser considerados dois tipos de ação sísmica, ação sísmica Tipo 1 e ação sísmica Tipo 2, justificando com a seguinte nota explicativa:

“A necessidade de, em Portugal, considerar dois tipos de ação sísmica decorre do facto de haver dois cenários de geração dos sismos que podem afetar Portugal:

– um cenário designado de “afastado” referente, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica e que corresponde à Ação sísmica Tipo 1;

– um cenário designado de “próximo” referente, em geral, aos sismos com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores, e que corresponde à Acção sísmica Tipo 2.”.

O valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A (a_g) é obtido através da afetação do valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A (a_{gR}), pelo fator de importância (γ_I). Este fator está associado à classe de importância da ponte.

Segundo EN 1998-2 (2005), ponto (2.1), existem três classes:

- Classe de importância I – Pontes não críticas para comunicações e que não justifiquem a adoção da probabilidade de excedência de referência em 50 anos (P_{NCR}) e o período de vida útil de projeto de 50 anos ($\gamma_I = 0,85$);
- Classe de importância II – Pontes rodoviárias e férreas genéricas ($0,85 < \gamma_I < 1,3$);
- Classe de importância III – Pontes de importância crítica para assegurar comunicação, em especial nas situações pós sismo, e estejam associadas a um grande número de possíveis fatalidades ($\gamma_I = 1,3$);

O valor de aceleração máxima de referência (a_{gR}) é obtido através da consulta do Anexo Nacional do Eurocódigo 8-1, que apresenta o zonamento sísmico de Portugal, dividindo o território nacional em 6 zonas para a Acção sísmica Tipo 1 e em 5 para a Acção sísmica Tipo 2. A cada zona é atribuído o respetivo valor da aceleração.

11.3.7.3 Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento (q) é uma aproximação da relação entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica com um amortecimento viscoso de 5% e as forças sísmicas que podem ser utilizadas na conceção e dimensionamento de um modelo linear convencional. Este depende do pressuposto comportamento que se pretende para a estrutura: Comportamento dúctil ou de ductilidade limitada. De acordo com a EN 1998-2 (2005), caso se pretenda um comportamento de ductilidade limitada utiliza-se um coeficiente de valor inferior ou igual a 1,5; caso se pretenda um comportamento dúctil o coeficiente deverá apresentar um valor superior a 1,5, sendo que na norma são apresentados os valores máximos a atribuir em função do tipo de membros dúcteis.

11.3.7.4 Definição da ação sísmica referente ao caso de estudo

Foram assim determinados os vários parâmetros já referidos por forma a calcular os espectros de resposta a utilizar para a análise do modelo. O solo foi classificado como Tipo A (rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície), com base nos resultados do estudo geotécnico apresentado pela equipa do projeto.

Através da consulta dos mapas de zoneamento do Anexo Nacional, obtiveram-se os seguintes valores de aceleração máxima de referência para Mértola:

- Ação sísmica Tipo 1 – zona 1.3: $a_{gR} = 1,5 \text{ m/s}^2$
- Ação sísmica Tipo 2 – zona 2.4: $a_{gR} = 1,1 \text{ m/s}^2$

A ponte, classificada com “classe de importância II”, está associada a um coeficiente de importância (γ_I) de valor 1,0. Desta forma, os valores das acelerações (a_g) serão iguais aos das acelerações máximas de referência (a_{gR}).

Foi considerado um coeficiente de comportamento (q) de valor 1,5, em ambas as direções (tanto as horizontais como vertical), conferindo um comportamento de ductilidade limitada, segundo o disposto na EN 1998-2 (2005), secção (4.1.6). Esta decisão prende-se pelo facto de a ponte apresentar vãos relativamente pequenos e pela utilização de elementos pré-fabricados no tabuleiro. Por forma a projetar a ponte para este comportamento, o dimensionamento deverá ter em conta as disposições da secção 6.5 da mesma norma, assim como a secção 6.6, referente aos aparelhos de apoio.

Os espectros de resposta foram calculados com recurso a uma folha de cálculo em *Excel* programada para gerar espectros de resposta para território nacional, desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. Nas tabelas Tabela 27 e Tabela 28 são apresentados os vários parâmetros definidos na folha de cálculo, para obtenção dos espectros das ações horizontal e vertical, respetivamente.

Tabela 27 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de cálculo horizontais, para ambas as ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2.

Ação sísmica	S (-)	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)	γ _I (-)	a _{gR} (m/s ²)	a _g (m/s ²)	q (-)
Tipo 1	1,00	0,10	0,60	2,00	1,00	1,50	1,50	1,50
Tipo 2	1,00	0,10	0,25	2,00	1,00	1,10	1,10	1,50

Tabela 28 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de cálculo vertical, para ambas as ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2.

Ação sísmica	S (-)	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)	γ _I (-)	a _v (m/s ²)	q (-)
Tipo 1	1,00	0,05	0,25	1,00	1,00	1,13	1,50
Tipo 2	1,00	0,05	0,15	1,00	1,00	1,05	1,50

Dado que os valores de a_v são inferiores a 2,5 m/s², não foram gerados espectros para ação vertical, não cumprindo o requisito de aplicabilidade.

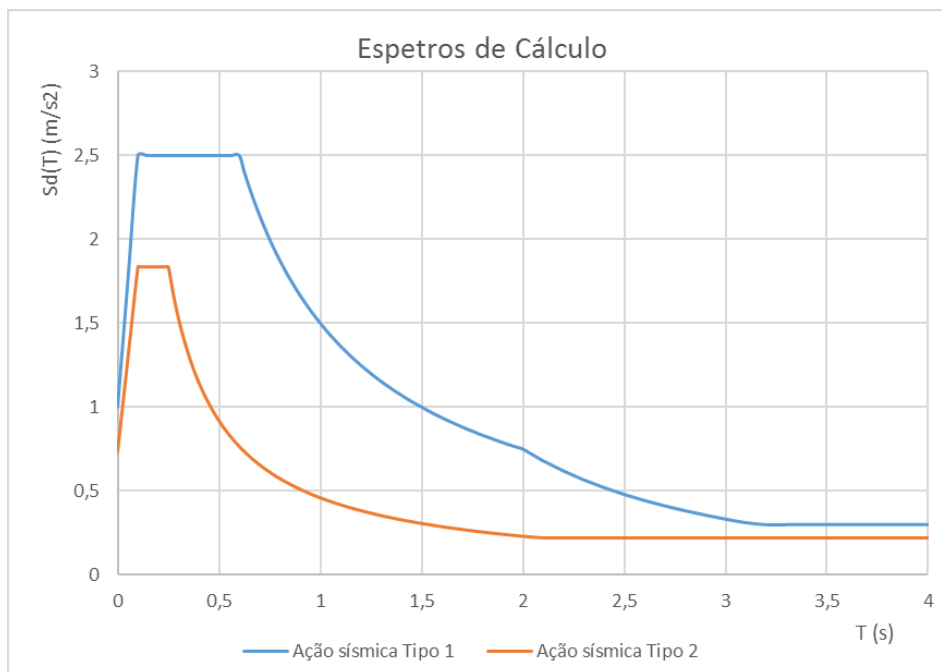


Figura 30 – Espectros de cálculo horizontais obtidos, para ambas as ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2.

Os efeitos de torção segundo o eixo vertical são desprezáveis dado que a ponte não apresenta um ângulo de viés superior a 20°.

11.3.7.5 Combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica

Segundo o disposto no EC8-2, em concordância com o indicado na parte 1, (4.3.3.5.2), o efeito máximo provável da ação (E), pode ser considerado como o mais adverso dos efeitos calculados segundo as expressões (46), (47) e (48).

$$E_{Edx} "+" 0,30 \times E_{Edy} "+" 0,30 \times E_{Edz} \quad (46)$$

$$0,30 \times E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30 \times E_{Edz} \quad (47)$$

$$0,30 \times E_{Edx} "+" 0,30 \times E_{Edy} "+" E_{Edz} \quad (48)$$

em que:

“+” – entende-se “a combinar com”

E_{Edx} – esforços devidos à ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} – esforços devidos à ação sísmica segundo o eixo horizontal y escolhido para a estrutura;

E_{Edz} – esforços devidos à aplicação da componente vertical da ação sísmica de cálculo.

11.3.8 Retração do betão da laje

Ao contrário das vigas pré-fabricadas, a laje betonada *in situ* estará sujeita a ações de retração consideráveis. Estes efeitos foram contabilizados na análise através do CSiBridge. O *software* permite determinar os efeitos da retração, embora este cálculo não seja efetuado segundo as disposições do Eurocódigo 2, mas segundo o *fib model code 2010* (Taerwe & Matthys, 2013).

Na configuração da ação, considerou-se uma humidade relativa de 50% e um cimento de classe CEM 42,5 N.

11.4 Combinação de ações

As estruturas devem se projetadas de modo que, durante o seu período de vida útil, possam suportar todas as ações e influências de provável ocorrência, assegurando os requisitos básicos de resistência estrutural, utilização e durabilidade. (Cachim & Morais, 2013)

De acordo com a norma NP EN 1990 (2009), estes requisitos são considerados com base nos estados limites. Para tal, considera-se importante fazer uma distinção clara entre os estados limites últimos (*Ultimate Limit States*, ULS) e os estados limites de utilização (*Serviceability Limit States*, SLS).

11.4.1 Estados limites últimos

Estados limites últimos são aqueles que se referem à segurança das pessoas e/ou à segurança da estrutura, representando situações limites que não deverão de acontecer. Podem ser verificados numa estrutura, isoladamente ou em simultâneo, os seguintes estados limites últimos:

- Perda de equilíbrio do conjunto ou de parte da estrutura, considerada como corpo rígido;
- Ruína por deformação excessiva, transformação do conjunto ou de parte da estrutura num mecanismo, rotura, perda de estabilidade;
- Rotura provocada por fadiga ou por efeitos dependentes do tempo;

As combinações que devem ser consideradas são:

- Combinação fundamental:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (49)$$

- Combinação para situações de projeto acidentais:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (50)$$

- Combinação para situações de projeto sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,1} Q_{k,i} \quad (51)$$

11.4.2 Estados limites de utilização

Estados limites de utilização são aqueles que se referem ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas ou ao aspeto da construção. A verificação destes estados deverá basear-se em critérios relacionados com:

- Deformações que afetem o aspeto, conforto dos utentes ou o funcionamento da estrutura e outros elementos não estruturais;
- Vibrações que causem desconforto às pessoas ou que limitem a eficiência funcional da estrutura;
- Danos que possam afetar a estética, durabilidade e funcionamento da estrutura.

As combinações consideradas, adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios a desempenho a verificar, são:

- Combinação característica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (52)$$

- Combinação frequente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (53)$$

- Combinação quase-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (54)$$

Os valores dos coeficientes ψ utilizados encontram-se indicados na Tabela 29. Estes valores são indicados no quadro A2.1 do Anexo A2 da EN 1990 (2005). Foram seguidas as disposições da norma europeia, dado que a norma (NP EN 1990 (2009) não inclui um anexo dedicado a projetos de pontes. As várias combinações de ações definidas para a análise da estrutura são apresentadas nas tabelas 30 a 35.

Tabela 29 – Valores dos fatores ψ utilizados.

Ação		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga rodoviária	gr1a	TS	0,75	0,75	0
		ULD	0,40	0,40	0
		Via pedonal	0,40	0,40	0
	gr1b	0	0,75	0	
	gr2	0	0	0	
	gr4	0	0,75	0	
Ação Vento	F_{wk}	0,60	0,20	0	
Ação térmica	T_k	0,60	0,60	0,50	

Tabela 30 – Combinações de ações fundamentais - estados limites últimos.

Estados Limites Últimos						
Ações Permanentes		Ação Devido à Retração da Laje		Ação Variável Base		Ação Variável Acompanhante
$1,35 G_{K,sup}$ Ou $(1,0 G_{K,inf})$	+	1,0 S	+	$1,35 gr1a (UDL_k + TS_k + q_{fk,comb})$	+	1,5 $(0,6 F_{wk})$
$1,35 G_{K,sup}$ Ou $(1,0 G_{K,inf})$	+	1,0 S	+	$1,35 gr1a (UDL_k + TS_k + q_{fk,comb})$	+	1,5 $(0,6 T_k)$
$1,35 G_{K,sup}$ Ou $(1,0 G_{K,inf})$	+	1,0 S	+	1,35 gr1b		
$1,35 G_{K,sup}$ Ou $(1,0 G_{K,inf})$	+	1,0 S	+	1,35 gr2	+	1,5 $(0,6 T_k)$
$1,35 G_{K,sup}$ Ou $(1,0 G_{K,inf})$	+	1,0 S	+	1,35 gr4	+	1,5 $(0,6 T_k)$
$1,35 G_{K,sup}$ Ou $(1,0 G_{K,inf})$	+	1,0 S	+	1,5 F_{wk}		
$1,35 G_{K,sup}$ Ou $(1,0 G_{K,inf})$	+	1,0 S	+	1,5 T_k	+	$1,35 \psi_0 gr1a$ $(0,4 UDL_k + 0,75 TS_k + 0,4 q_{fk,comb})$

Tabela 31 – Combinações de ações referentes à situação de projeto acidental.

Combinações Situações de Projeto Acidentais							
Ações Permanentes		Ação Devido à Retração da Laje		Acidental		AVB	AVA
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	1,0 A_d	+	0,6 T_k	
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	1,0 A_d	+	0,2 F_{wk}	
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	1,0 A_d	+	$\psi_1 gr1a (0,75.UDL_k + 0,4.TS_k)$	+ 0,5 T_k

Tabela 32 – Combinação de ações referente à situação de projeto sísmico.

Combinações Situações de Projeto Sísmicas					
Ações Permanentes		Ação Devido à Retração da Laje		Ação Sísmica	Ação Variável Base
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	1,0 A_{Ed}	+ 0,5 T_k

Tabela 33 – Combinações de ações características – estados limites de utilização.

Estados Limites de Utilização - Combinações Características					
Ações Permanentes		Ação Devido à Retração da Laje		Ação Variável Base	Ação Variável Acompanhante
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	$gr1a (UDL_k + TS_k + q_{fk,comb})$	+ 0,6 F_{wk}
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	$gr1a (UDL_k + TS_k + q_{fk,comb})$	+ 0,6 T_k
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	gr1b	
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	gr2	+ 0,6 T_k
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	gr4	+ 0,6 T_k
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	F_{wk}	
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	T_k	+ $\psi_0 gr1a (0,4.UDL_k + 0,75.TS_k + 0,4.q_{fk,comb})$

Tabela 34 – Combinações de ações frequentes – estados limites de utilização.

Estados Limites de Utilização - Combinações Frequentes						
Ações Permanentes		Ação Devido à Retração da Laje		Ação Variável Base		Ação Variável Acompanhante
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	$\psi_1 gr1a (0,4.UDL_k + 0,75.TS_k)$	+	0,5 T_k
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	0,75 gr1b		
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	0,75 gr4	+	0,5 T_k
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	0,2 F_{wk}		
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+	0,6 T_k		

Tabela 35 – Combinações de ações quase-permanentes – estados limites de utilização.

Combinações Quase Permanentes						
Ações Permanentes		Ação Devido à Retração da Laje		Ação Variável Base		
$G_{K,sup}$ ou $G_{K,inf}$	+	1,0 S	+			0,5 T_k

12 ANÁLISE DO MODELO NUMÉRICO

Neste capítulo procura-se apresentar os resultados da análise efetuada ao modelo numérico, e validar a solução estrutural proposta. Primeiramente é feita uma breve apresentação do *software*, seguida da descrição do procedimento de modelação da estrutura, incluindo o pré-dimensionamento dos aparelhos elastoméricos. Seguidamente é apresentada a análise dos resultados do cálculo automático, onde se procurou avaliar a solução proposta com base nos valores de esforços atuantes e nas áreas de armaduras principais dimensionadas.

12.1 Breve descrição do *software CSiBridge*

O CSiBridge é um *software* de cálculo automático, desenvolvido e comercializado pela “COMPUTERS & STRUCTURES, Inc.” (CSI). Este permite modelar e analisar estruturas de pontes, sendo um dos mais versáteis e produtivos programas do mercado. (CSI, 2016)

O *software* apresenta uma interface intuitiva e bem estruturada, permitindo ao utilizador modelar estruturas complexas de forma fácil e rápida. Este processo efetua-se de forma paramétrica, por definição e associação dos elementos constituintes das obras de arte viárias, como o tabuleiro, aparelhos de apoio, pilares e encontros, cabos, cordões de pré-esforço, juntas, etc. Permite realizar uma distribuição de ações solicitantes na estrutura, com especial foco nas cargas móveis e análise dinâmica destas, realizar análises temporais com faseamento construtivo, análises modais com recurso a espetros de resposta, entre outras funcionalidades. Os modelos criados podem ser do tipo *spine*, *shell* ou *object*. O motor utilizado, *SAPFire Analysis Engine*, tem sido intensivamente testado ao longo dos anos, sendo este o mesmo utilizado no *software* SAP2000, também distribuído pela CSI. (CSI, 2016)

12.2 Modelação da estrutura

O processo de modelação da estrutura com recurso ao CSiBridge (versão 18.1.1), procedeu-se segundo a organização da interface do *software*, estruturada por forma a auxiliar o utilizador nas várias fases. Esta apresenta 4 menus dedicados à criação do modelo:

- *Layout* – menu dedicado à definição do traçado e vias;
- *Components* – menu onde é possível definir os vários elementos constituintes da ponte e materiais;

- *Loads* – menu onde são definidas as várias distribuições das cargas atuantes na estrutura, os espectros de resposta, as cargas rodoviárias e as *load patterns*;
- *Bridge* – menu onde é definido o modelo, por associação dos vários componentes, e aplicação das cargas.

O software dispõe também de um menu intitulado “*Advanced*” que fornece ferramentas para modelar e definir elementos não convencionais ou modelar estruturas não relacionadas com pontes.

12.2.1 Traçado

Iniciou-se a criação do modelo pela definição do traçado, com alinhamento reto e comprimento total de 57 metros. Foi também definida a curvatura vertical, segundo o projeto de arquitetura, que origina uma variação de altura de 2 m, entre os encontros e a zona intermédia do arco central. Posteriormente, foram configuradas as vias fictícias determinadas (*notional lanes*) e vias pedonais, segundo o disposto na Figura 23.

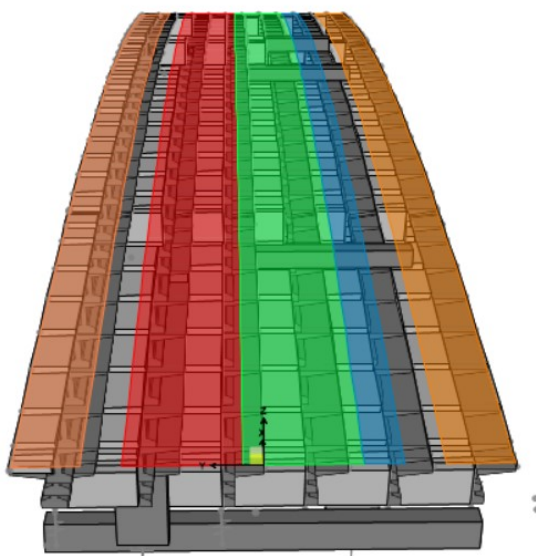


Figura 31 – Posição das *notional lanes* (vermelho, verde azul) e vias pedonais (laranja) no tabuleiro, no modelo gerado com o *CSiBridge*.

12.2.2 Componentes

No segundo menu, procedeu-se à definição das secções dos pilares, vigas longitudinais e carlingas dos encontros e dos pilares. As várias secções utilizadas, são as indicadas no subcapítulo 10.3. Os materiais utilizados foram importados da biblioteca do *software*, tendo sido configurado um betão da classe C30/37 específico para a laje do tabuleiro, no qual foram

ativados os efeitos temporais, por forma a analisar os efeitos da retração no tabuleiro (interação entre a laje betonada *in situ* e as vigas pré-fabricadas).

Posteriormente, foi criada a seção do tabuleiro, recorrendo à opção de tabuleiro com vigas pré-fabricadas. Definiram-se os vários aspetos geométricos da laje, o material e o número e secção das vigas (6 vigas).

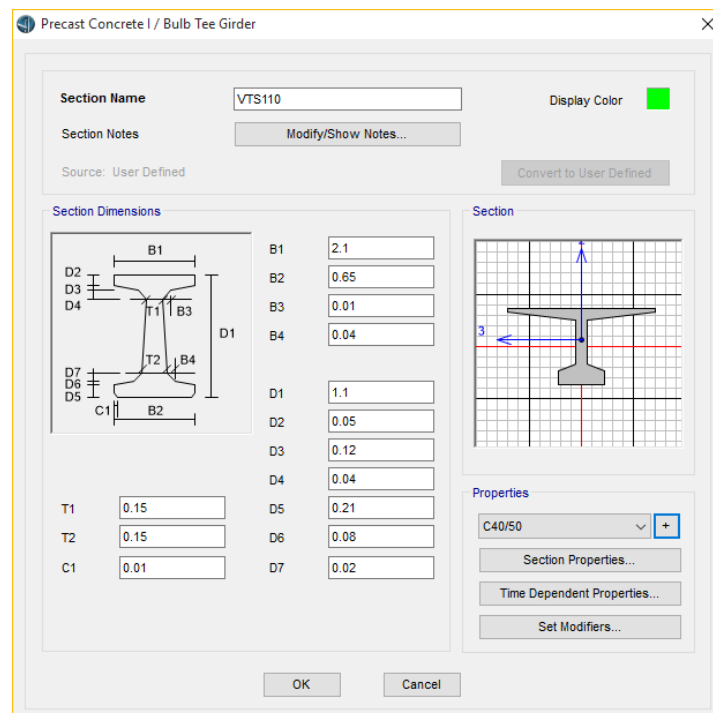


Figura 32 – Definição dos parâmetros geométricos da secção transversal da viga T utilizada no modelo, no CSiBridge (versão 18.1.1).

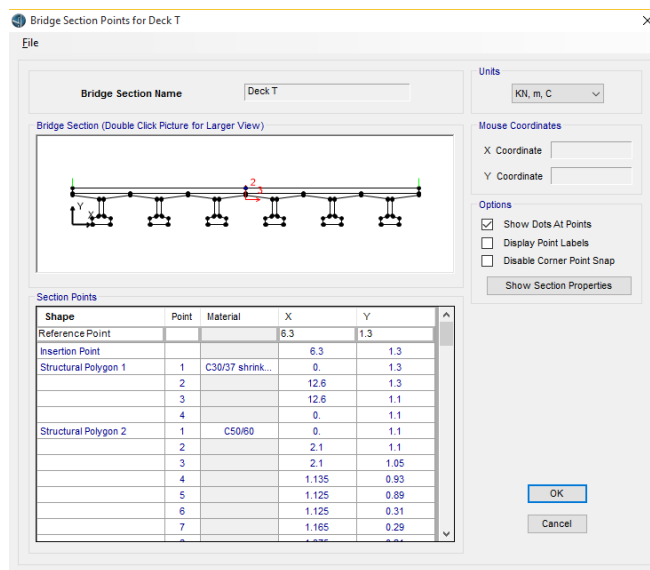


Figura 33 - Definição dos parâmetros geométricos da secção transversal do tabuleiro, no CSiBridge (versão 18.1.1).

Definidos os elementos da superestrutura, iniciou-se a criação dos constituintes da subestrutura. Foram definidos os elementos de suporte intermédios, compostos por dois pilares (secção $2,0 \times 1,0 \text{ m}^2$) afastados de 6 m entre si e com 11 m de altura. A viga de encabeçamento no topo destes foi configurada para receber duas fiadas de aparelhos de apoio.

A configuração dos encontros previu a definição da carlinga, de secção já referida, com 12,6 m de comprimento. As fundações dos encontros foram definidas como fixas, restringindo todas as translações e rotações. Como já indicado, não se pretendeu analisar estruturalmente os encontros, mas apenas modelar as condições destes para correta análise do comportamento da ponte.

Posteriormente, foram criados dois tipos de aparelho de apoio: um primeiro onde as translações foram restringidas (fixo), e um segundo que permite translações longitudinais. Em cada tramo, foram dispostos ambos os tipos de aparelho, conferindo uma condição de apoio isostático a cada viga. Esta definição serviu para analisar as deformações longitudinais e rotações nestes elementos, por forma a proceder a um pré-dimensionamento dos aparelhos elastoméricos, permitindo uma posterior modelação correta dos aparelhos desejados. Este processo é descrito no subcapítulo 12.3.

12.2.3 Cargas

Tendo definido e criado todos os componentes da ponte, prosseguiu-se para definição da distribuição das cargas atuantes, no menu *Loads*.

Relativamente às cargas móveis, o programa inclui na sua biblioteca um conjunto variado de veículos e modelos de carga, entre os quais os modelos LM1, LM2, LM4 e LM3, com os vários veículos especiais referidos no Anexo A da EN 1991-2(2003). O modelo LM1 foi editado, introduzindo os coeficientes α_Q e α_q indicados na Tabela 22.

Posteriormente definiram-se as distribuições das restantes cargas. As várias distribuições de cargas definidas foram:

- Cargas pontuais:
 - Cargas verticais correspondentes aos eixos dos veículos em situação acidental de despiste da faixa de rodagem para a via pedonal;
- Cargas lineares:
 - Carga uniforme de sentido gravítico devido à viga de bordadura (ambos os lados);
 - Carga uniforme de sentido gravítico devido ao lancil (ambos os lados);
 - Carga uniforme de sentido gravítico devido ao guarda-corpos (ambos os lados)
 - Carga uniforme de sentido transversal ao eixo longitudinal da ponte, devido à ação do vento no guarda corpos e veículos em circulação. (ambos as direções transversais);
 - Ambas as componentes horizontais da força de travagem, com sentido longitudinal e transversal;
 - Ambas as componentes verticais e horizontais da força resultante da situação acidental de choque de um veículo com o lancil, com sentido gravítico e transversal ao eixo longitudinal, respetivamente.
 - Ambas as componentes verticais e horizontais da força resultante da situação acidental de choque de um veículo com o guarda corpos, com sentido gravítico e transversal ao eixo longitudinal, respetivamente.
- Cargas distribuídas por área:
 - Sobrecarga devido ao pavimento;

- Sobrecarga devido à via pedonal e faixa separadora;
- Sobrecarga devido à circulação de peões na via pedonal.

Foram também definidas as distribuições das variações diferenciais de temperatura do tabuleiro. Estas, de acordo com o disposto no subcapítulo 11.3.5, foram definidas como lineares, entre as faces superior e inferior.

Por fim, foram definidas as funções dos espectros de resposta, recorrendo à importação dos ficheiros em formato “.txt”, obtidos através da folha de cálculo “SISMO EC8_V7.1”. Foram criadas duas funções distintas, correspondendo aos dois espectros de cálculo distintos (ações sísmicas Tipo I e Tipo II).

12.2.4 Associação dos objetos e componentes do modelo

No menu *Bridge*, foi finalizada a conceção do modelo. Primeiramente, definiu-se o número de vãos pretendidos, comprimento destes e elementos de apoio. Seguidamente foram introduzidas as várias ações na ponte. Para cada distribuição de carga previamente definida, foram introduzidas as posições longitudinais de atuação. As sobrecargas devido ao peso próprio dos elementos não estruturais foram aplicadas ao longo de todo o comprimento da ponte. De igual forma, foram aplicadas as ações do vento no guarda-corpos e as forças provenientes da travagem e aceleração dos veículos. A sobrecarga devido à circulação de peões foi também aplicada ao longo de todo o tabuleiro.

As forças devido às ações acidentais (impacto do veículo contra o lancil, choque de veículo com o guarda-corpos e eixos do veículo despistado da faixa rodoviária) foram aplicadas em três zonas distintas, por forma a analisar a situação mais desfavorável. Estas foram aplicadas a meio do primeiro vão, na zona do apoio intermédio e a meio do vão central. Para a situação acidental referente ao despiste de um veículo, aplicou-se um eixo de carga na zona mais extrema da faixa pedonal, e o segundo eixo afastado 2 m do primeiro, como se pode verificar na Figura 34.

Foram também aplicadas as ações devido à variação térmica, tanto uniformes como diferenciais.

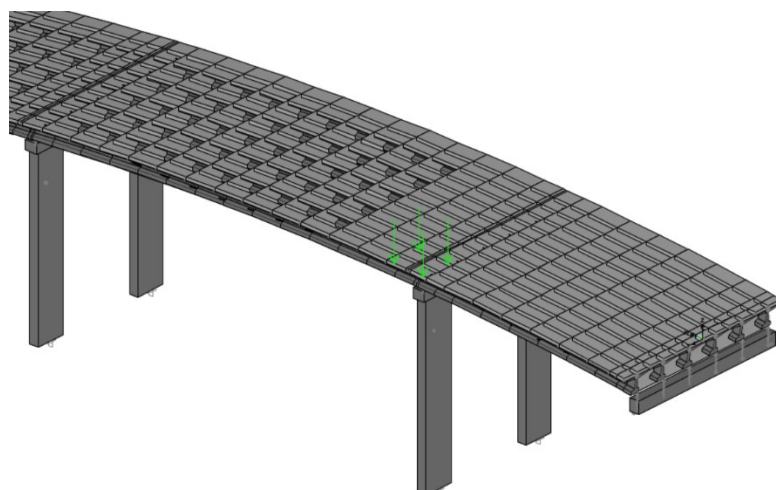


Figura 34 – Posicionamento dos eixos do veículo, previstos para simulação da situação acidental em que se verifica um desvio do veículo, sobre a zona do elemento de suporte intermédio.

A ação do vento nas fachadas (carga pontual a 1/3 da altura dos pilares, a partir do topo destes) e a ação da variação térmica entre as diferentes faces dos pilares, foram aplicadas com recurso às ferramentas do menu “*Advanced*”.

12.2.5 *Load Cases* e combinações de ações

Nos menus “*Analysis*” e “*Design/Rating*”, foram definidas as várias *Load Cases* e combinações de ações, indicadas nas tabelas Tabela 29 a Tabela 35. Entre as configurações realizadas nestes menus, destacam-se as combinações das ações térmicas e envolventes das ações do vento, combinação dos efeitos do modelo de sobrecarga LM1 nas várias *notional lanes*, configuração da análise modal referente à ação sísmica e configuração de uma ação temporal por forma a considerar os efeitos da retração.

Por forma a analisar corretamente os efeitos da ação sísmica, foi criada uma *Load Case* modal, onde se considerou que a massa mobilizada seria a combinação do peso próprio dos elementos não construtivos, e o peso próprio dos elementos construtivos, majorado por um coeficiente 1,5. Esta majoração foi realizada por forma a considerar a massa dos elementos de revestimento, supondo que estes estarão ligados aos elementos estruturais da obra de arte. O valor de 1,5 resulta de uma estimativa da massa total dos elementos constituintes do revestimento. O número máximo de modos considerados foi 40, tendo sido verificado que este era suficiente para que, pelo menos, 90% da massa total fosse mobilizada, em ambas as direções. A combinação das respostas modais foi configurada para respeitar a

combinação quadrática completa (CQC). As componentes da ação sísmica foram combinadas, conforme o disposto nas expressões (46) a (48), desprezando a componente vertical destas.

Por forma a considerar os efeitos da retração do betão da laje, foi criada uma *Nonlinear Staged Construction Load Case*. Esta permite definir várias fases distintas, de duração desejada, por forma a analisar o comportamento da estrutura enquanto esta é construída. Para a finalidade pretendida, foi criada uma primeira fase com duração de um dia, para construção da totalidade da estrutura, seguida de várias fases com duração diferente de 0. Dado que o único material configurado para reproduzir os efeitos temporais provenientes da retração do betão foi o material atribuído à laje, apenas este elemento sofrerá esses efeitos.

Por fim, foram definidas as várias combinações dos estados limites, por forma a proceder à análise de esforços da estrutura.

12.3 Modelação dos aparelhos elastoméricos

12.3.1 Pré-dimensionamento dos aparelhos

Após o cálculo automático do modelo numérico, foram retirados os valores das forças, translações e rotações necessários para realizar um pré-dimensionamento dos aparelhos elastoméricos e posterior adição destes ao modelo numérico. Nos cálculos efetuados, foi considerado um módulo de corte (G_s) de valor 0,9 Mpa, segundo a EN 1337-3 (2005).

Foram assim retiradas as deformações longitudinais ($V_{t,x}$) e transversais ($V_{t,y}$) devido à ação térmica (4ª e 7ª combinação dos ELU, apresentadas na Tabela 30), força vertical máxima verificada nos aparelhos ($F_{z,d}$), forças horizontais nos aparelhos fixos devido à ação de travagem ($F_{x,b}$ e $F_{y,b}$) e rotações verificadas em torno do eixo transversal ($\alpha_{x,d}$) e em torno do eixo longitudinal ($\alpha_{y,d}$). Os valores retirados encontram-se indicados na Tabela 36.

Tabela 36 – Valores de rotação, translação e força vertical para pré-dimensionamento dos aparelhos de apoio.

$F_{z,d}$ (kN)	$F_{b,x}$ (kN)	$F_{b,y}$ (kN)	$V_{t,x}$ (m)		$V_{t,y}$ (m)		$\alpha_{x,d}$ (rad)	$\alpha_{y,d}$ (rad)
ELU - max.	ELU - comb.7	ELU - comb.7	ELU - comb.7	ELU - comb.4	ELU - comb.7	ELU - comb.4	ELU - max.	ELU - max.
3800	142	22	0,0134	0,00880	0,00450	0,00240	0,0184	0,00240

Primeiramente foi determinada a área mínima para que, face à força vertical máxima, a tensão de compressão média do aparelho não ultrapasse 25 Mpa. Foi assim obtida uma área de 0,1520 m². Posteriormente procurou-se obter a altura do aparelho em função da deformação máxima longitudinal, condicionamento geralmente predominante. Segundo os valores retirados para as combinações 4 e 7 da Tabela 30, foi calculada a altura necessária para que fosse respeitada a relação disposta na expressão (55), considerando uma área de 0.16 m².

$$\frac{V_x}{T_q} = 1 \quad (55)$$

onde,

V_x – resultante do deslocamento longitudinal (tanto devido à ação térmica como carga de travagem) (m).

T_q – Altura total das camadas de elastómero (m).

A combinação 4 foi a mais condicionante, tendo sido obtida uma altura (T_q) de 0,017 m. Dado que a altura determinada apresentava um valor reduzido, procurou-se verificar o limite máximo de deformação, expressão (56), segundo a norma EN 1337-3 (2005).

$$\varepsilon_{t,d} = K_L \times (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d}) \leq 7 \quad (56)$$

onde,

$\varepsilon_{t,d}$ – soma das deformações devido aos esforços de dimensionamento;

$\varepsilon_{c,d}$ – deformação de compressão de projeto;

$\varepsilon_{q,d}$ – deformação de corte de projeto devido aos movimentos de translação;

$\varepsilon_{\alpha,d}$ – deformação angular de projeto;

K_L – fator característico do carregamento (valor igual a 1);

Os valores das deformações foram obtidos com recurso às expressões (57), (58) e (59), segundo a norma.

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1,5 \times F_{z,d}}{G_s \times A_r \times S'} \quad (57)$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{V_{xy,d}}{T_q} \quad (58)$$

$$\varepsilon_{\alpha,d} = \frac{(a'^2 \times \alpha_{x,d} + b'^2 \times \alpha_{y,d}) \times t_i}{2 \times \sum(t_i^3)} \quad (59)$$

em que,

G_s – módulo de corte (MPa)

A_r – área efetiva reduzida devido aos efeitos de carregamento (m²);

S' – Fator de forma (adimensional);

$V_{xy,d}$ – Resultante máxima horizontal dos deslocamentos relativos, obtida pela soma vetorial de $V_{x,d}$ e $V_{y,d}$ (m);

a' – largura efetiva do aparelho (m);

b' – comprimento efetivo do aparelho (m);

t_i – espessura de uma camada individual de elastómero (m).

O limite não foi verificado para as dimensões obtidas com o pré-dimensionamento, em especial devido aos valores das rotações, tendo sido necessário aumentar as dimensões do aparelho. Desta forma, considerou-se um aparelho de área total de 0,4x0,5 m², com 5 camadas de elastómero de 12 mm de espessura, 2 camadas de revestimento colaborante com 6 mm de espessura (0,072 m de espessura) e 6 laminas de revestimento de 3 mm de espessura, verificando assim o limite imposto. Os valores obtidos das deformações máximas, assim como os parâmetros utilizados, encontram-se na Tabela 37.

Tabela 37 – Verificação do limite da deformação máxima admissível.

a'	b'	t_i	A_r	S	ε_{q,d}	ε_{c,d}	ε_{α,d}	ε_{t,d}
(m)	(m)	(m)	(m ²)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
0,39	0,49	0,012	0,18	9,048	0,54	3,95	2,31	6,80

12.3.2 Modelação dos aparelhos

Os aparelhos de apoio são representados no modelo como elementos do tipo *link*, cujas propriedades são definidas como uma mola rígida sob compressão e uma mola fraca sob efeito de corte. Desta forma, o modelo numérico representa uma ponte com liberdade

longitudinal e transversal livre até ao limite de flexibilidade máxima dos aparelhos. A liberdade transversal real deverá ser limitada pela implementação de shear-keys nos extremos das vigas de encabeçamento. Os valores das rigidezes lateral (K_h), vertical (K_v) e rotacional (K_θ) foram determinados com recurso às expressões (60), (61) e (62). (Akogul & Celik, 2008)

Os valores obtidos encontram-se na Tabela 38.

$$K_h = \frac{G \times A}{T_q} \quad (60)$$

$$K_v = \frac{E_c \times A}{H_b} \quad (61)$$

$$K_\theta = \frac{E_c \times I}{T_q} \quad (62)$$

em que,

A – Área em planta do aparelho;

E_c – Modulo de compressibilidade (kPa);

H_b – Altura total do aparelho (m);

I – Momento de inercia do aparelho (m^4);

Tabela 38 – Determinação da componente horizontal, vertical e rotacional da rigidez do aparelho de apoio.

H_b (m)	A (m^2)	E_c (MPa)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	K_h (kN/m)	K_v (kN/m)	$K_{\theta,x}$ (kN.m/m)	$K_{\theta,y}$ (kN/m)
0,90	0,20	415,07	0,0024	0,0038	2388,75	918050,15	13963,54	22042,38

Determinadas as características do aparelho, estas foram introduzidas no modelo, por forma a conferir um comportamento mais próximo do real. Como referido, este processo trata-se apenas de um pré-dimensionamento, não tendo sido, por isso, efetuadas todas as verificações de dimensionamento previstas na norma EN 1337-3 (2005).

Ademais, a norma EN 1998-2 (2005) indica que nos casos em que a ação sísmica é resistida inteiramente por aparelhos elastoméricos, introduzidos em todos os apoios, o comportamento da ponte é caracterizado pela larga flexibilidade dos aparelhos. Assim, a análise sísmica destes e dos restantes elementos da ponte, deverá ser efetuada de acordo com

a secção 7 do mesmo documento, respeitante a pontes com isolamento sísmico. No caso particular do dimensionamento dos aparelhos, sendo estes aparelhos simples de baixo amortecimento, as verificações da norma devem incluir a soma dos deslocamentos devido à ação sísmica aos deslocamentos já determinados (ação rodoviária e térmica). Também o valor do módulo de corte (G_s) deverá ser majorado, entre outras considerações.

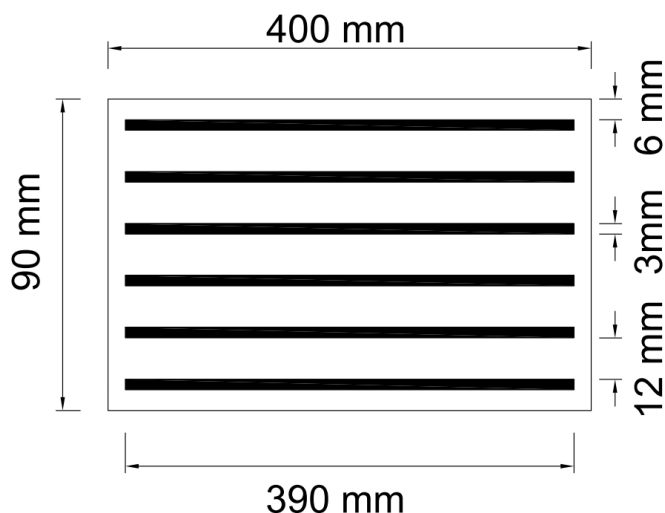


Figura 35 – Corte transversal do aparelho de apoio elastomérico considerado.

12.4 Análise de esforços do tabuleiro arqueado

Após a definição das propriedades dos aparelhos elastoméricos, foi efetuado um novo cálculo do modelo numérico, por forma a analisar os esforços solicitantes no tabuleiro. As figuras Figura 36 a Figura 41 apresentam gráficos retirados do CSiBridge, onde são visíveis os esforços atuantes de flexão e corte vertical, resultantes da envolvente das várias combinações dos estados limites últimos. Foram retirados os gráficos para as vigas compostas (longarina-laje) correspondentes à metade esquerda do tabuleiro, visto ser a zona mais solicitada pela distribuição adotada da sobrecarga rodoviária. Para a viga do bordo esquerdo foram retirados os gráficos das tensões nas fibras superiores e inferiores, apresentadas nas figuras Figura 42 e Figura 43.



Figura 36 – Momento fletor atuante nas secções compostas longarina/laje do bordo esquerdo do tabuleiro.

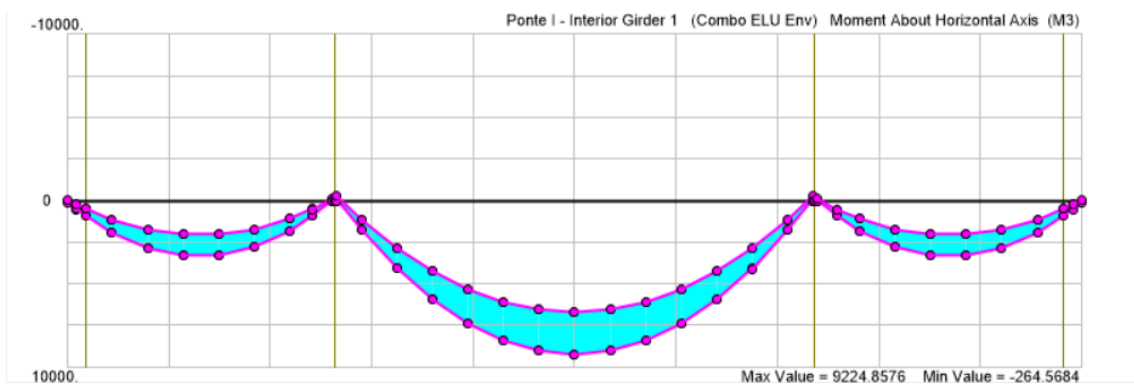


Figura 37 – Momento fletor atuante nas 1^{as} secções compostas longarina/laje do interior do tabuleiro.

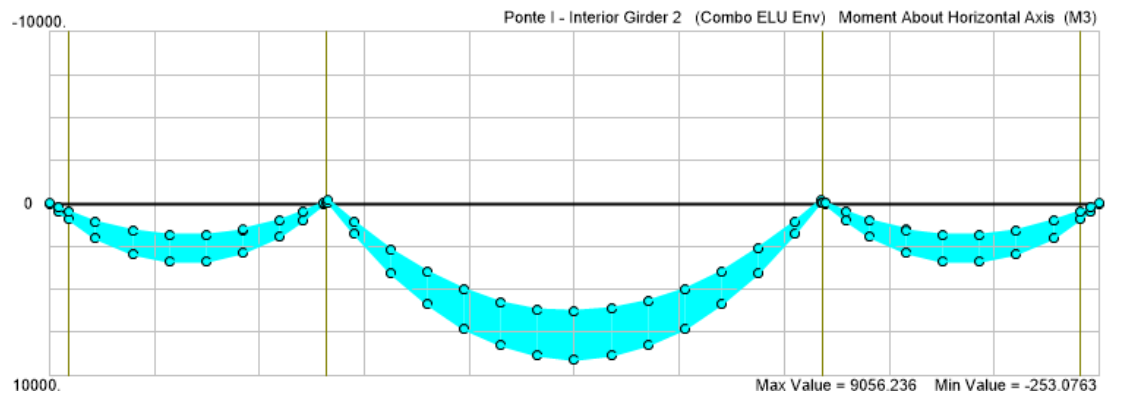


Figura 38 – Momento fletor atuante nas 2^{as} secções compostas longarina/laje do interior do tabuleiro.

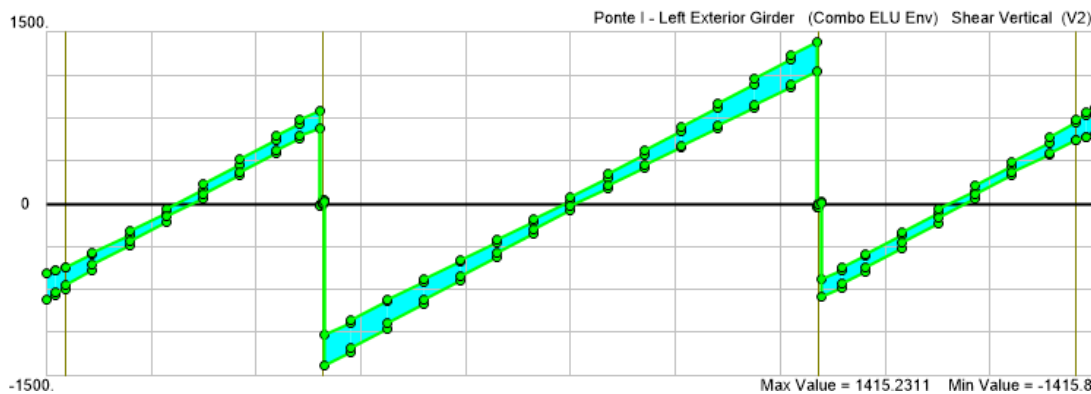


Figura 39 – Esforço transversal vertical atuante nas seções compostas longarina/laje do bordo esquerdo do tabuleiro.

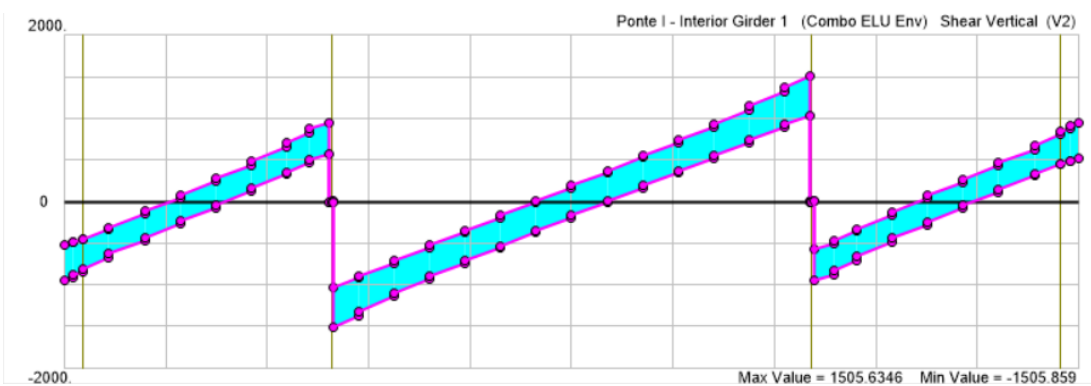


Figura 40 – Esforço transversal vertical atuante nas 1^{as} seções compostas longarina/laje do interior do tabuleiro.

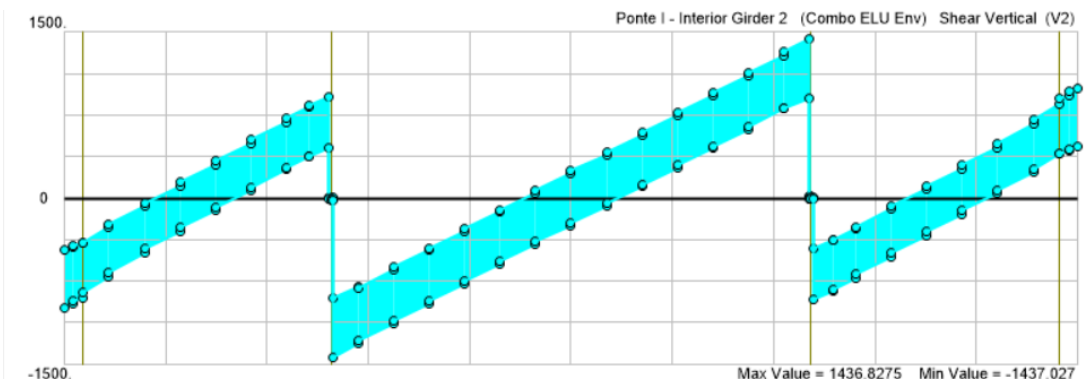


Figura 41 – Esforço transversal vertical atuante nas 2^{as} seções compostas longarina/laje do interior do tabuleiro.

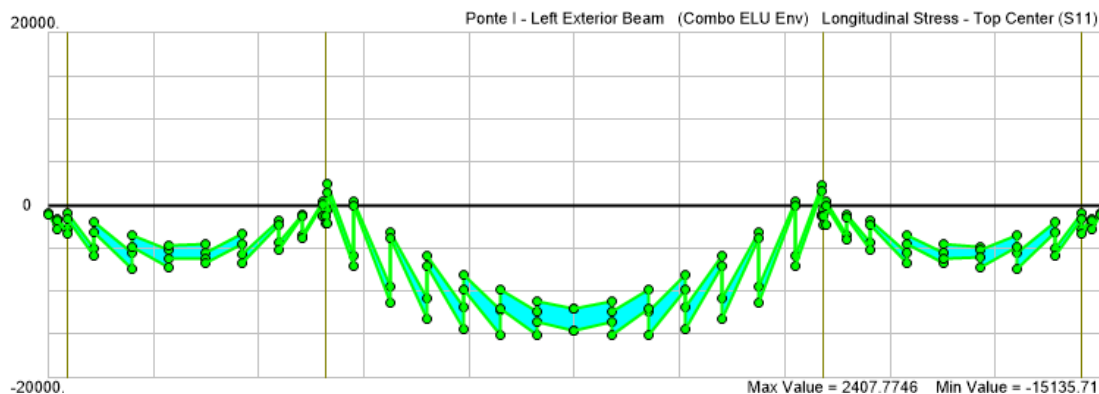


Figura 42 – Representação gráfica de tensões verificadas no topo centro das vigas compostas do bordo esquerdo do tabuleiro.

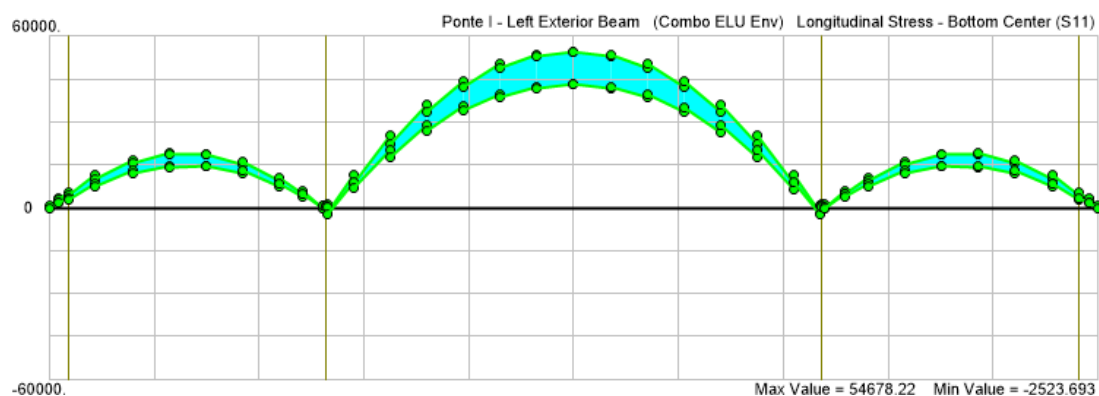


Figura 43 – Representação gráfica de tensões verificadas na zona central da base das vigas compostas do bordo esquerdo do tabuleiro.

Os gráficos referentes ao momento fletor atuante apresentam valores consideravelmente altos, em particular no vão central. Esta ordem de valores deve-se, principalmente, à extensão do vão significativo e às sobrecargas rodoviárias intensas previstas pelo Eurocódigo 1-2. De facto, segundo Wiśniewski (2007), a diferença entre os efeitos produzidos pelos modelos de carga indicados pelo Eurocódigo e pelo modelo disposto no RSA, assume proporções bastante elevadas. Ainda que aplicado o fator redutor, as intensidades das cargas podem ser consideradas sobrestimadas, em particular para o projeto em estudo onde o tráfego esperado será de pouca intensidade. Outro aspeto que se considera desencadeador dos elevados valores de momento fletor verificados, é a inclusão de elementos não estruturais incomuns. O guarda-corpos com uma tipologia de murete, invulgar nos projetos de obras de arte rodoviárias, representa um incremento de carga face aos guarda-corpos usuais. Analogamente, a largura considerável da faixa separadora representa um incremento da

sobrecarga, não previsto na grande maioria de obras de arte rodoviárias. Deve-se notar que estas cargas não são desejadas nos projetos de obras de arte rodoviárias comuns, onde se pretende reduzir, o mais possível, as cargas dos elementos construtivos sobre o tabuleiro.

O esforço cortante máximo, verificado na primeira viga interior do vão central, de valor 1505 kN, apresenta-se também elevado para a secção da viga adotada, obrigando ao alargamento da alma nas extremidades do vão (Figura 20).

Face aos valores de momento fletor e tensões elevadas verificadas (54,7 MPa nas fibras inferiores da secção composta), torna-se evidente a extrema necessidade de aplicação de pré-esforço. Surge assim uma dificuldade construtiva acrescida, nomeadamente na disposição dos cabos. Caso estes sejam dispostos unicamente ao longo da base das vigas, resultará um esforço de compressão naturalmente favorável, mas também um momento fletor contrário ao pretendido (momento positivo) devido à curvatura das longarinas. Assim, a aplicação do pré-esforço apenas se torna favorável caso os cabos apresentem um traçado parabólico. Para tal, a secção da longarina teria de permitir a disposição dos cabos no banzo superior e ao longo da alma, o que não se verifica, inviabilizando a utilização desta técnica.

Com intuito de validar a aplicação das vigas em estudo no tabuleiro arqueado, procurou-se analisar outras soluções. Uma hipótese considerada passava pela aplicação de pré-esforço, recorrendo a uma disposição parabólica dos cabos, exteriormente à viga (Figura 44). Não se aprofundou esta solução, considerando que representaria um acréscimo elevado nos custos de execução, visto tratar-se de uma prática pouco usual para a grande maioria dos fabricantes. Em acréscimo, esta solução implicaria inevitavelmente adaptações da arquitetura original.

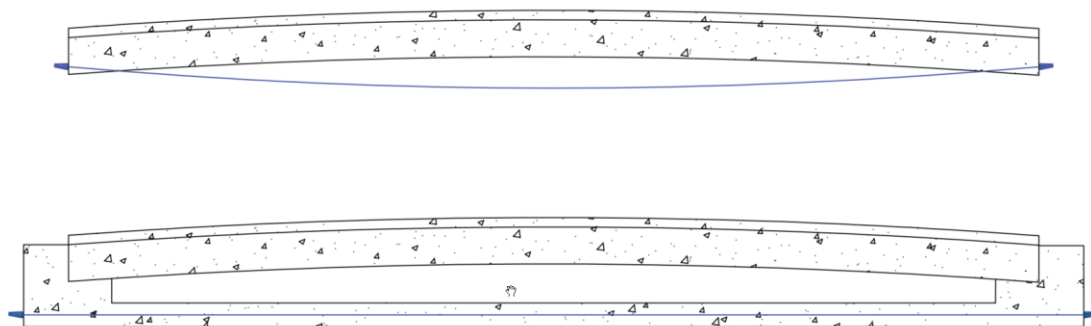


Figura 44 – Esquemas conceptuais das vigas T com traçado dos cabos de pré-esforço exteriores à viga.

Desta forma, conclui-se que a solução proposta não é aplicável para o tabuleiro arqueado. Seria necessário realizar um tabuleiro com uma geometria diferente ou aprofundar a aplicabilidade do pré-esforço com cabos exteriores. Embora essas soluções possam vir a ser estudadas em trabalhos futuros, para continuidade deste trabalho procurou-se analisar o modelo numérico adaptando o tabuleiro. Propôs-se assim o abandono do projeto arquitetónico inicial, procedendo a um abatimento da altura do arco central, resultando num tabuleiro plano. Esta abordagem caracteriza-se por um défice do impacto estético, inerente à arquitetura original, em prol de uma solução mais económica. A análise efetuada é apresentada seguidamente.

12.5 Modelo numérico com tabuleiro plano

Como referido anteriormente, procurou-se analisar a solução estrutural adotada, adaptando o tabuleiro arqueado para um tabuleiro plano. Efetuada a alteração da geometria do modelo numérico, prosseguiu-se com análise dos esforços nas secções compostas longarina-laje colaborante, como também análise das vigas de encabeçamento e dos pilares. Por forma a avaliar a adequabilidade das geometrias atribuídas a estes elementos, determinaram-se as áreas das armaduras principais necessárias para resistir aos esforços atuantes e, com base nos valores obtidos, realizou-se uma análise crítica sobre a validade das secções adotadas no modelo.

12.5.1 Análise do tabuleiro

Para análise das vigas compostas longarina-laje, foram retirados os esforços atuantes da modelação numérica, devido à envolvente dos estados limites últimos, envolvente das combinações raras, envolvente das combinações frequentes, combinação quase-permanente e combinações sísmicas. Os valores dos esforços referentes às secções de meio vão de cada viga são apresentados na Tabela 39

Tabela 39 – Esforços atuantes de cálculo sobre a secção a meio vão das 3 vigas compostas da metade mais solicitada do tabuleiro.

Esforços Atuantes de Cálculo							
Comb.	Esforço	Secção Bordo Esquerdo		1ª Secção Interior		2ª Secção Interior	
		Vão Central	Vão Extremo	Vão Central	Vão Extremo	Vão Central	Vão Extremo
Envolvente Estados Limites Últimos	Esforço Axial N_{Ed} (kN)	962	590	75	247	-247	451
	Momento Fletor Atuante Positivo - $M_{Ed,y}$ (kN.m)	9132	3030	9117	3245	9002	3200
	Momento Fletor Atuante Negativo - $M_{Ed,y}$ (kN.m)	325	105	294	94	250	86
	Esforço Transverso Atuante - V_{Ed} (kN)	1418	780	1450	884	1438	950
Combinação Sísmica (Sismo Tipo 1)	Esforço Axial N_{Ed} (kN)	906	436	126	110	-457	103
	Momento Fletor Atuante Positivo $M_{Ed,y}$ (kN.m)	5402	1871	4981	1565	4729	1431
	Momento Fletor Atuante Negativo $M_{Ed,y}$ (kN.m)	346	121	302	103	261	92
	Esforço Transverso Atuante V_{Ed} (kN)	916	560	308	277	372	291
Combinação Sísmica (Sismo Tipo 2)	Esforço Axial N_{Ed} (kN)	617	333	-114	40	-507	41
	Momento Fletor Atuante Positivo $M_{Ed,y}$ (kN.m)	5354	1770	4946	1512	4705	1412
	Momento Fletor Atuante Negativo $M_{Ed,y}$ (kN.m)	184	52	141	31	101	11
	Esforço Transverso Atuante V_{Ed} (kN)	880	514	745	405	686	380
Envolvente ELS Combinações Raras	Esforço Axial N_{Ed} (kN)	707	407	43	166	-190	306
	Momento Fletor Atuante Positivo $M_{Ed,y}$ (kN.m)	6757	2240	6476	2400	6662	2482
	Momento Fletor Atuante Negativo $M_{Ed,y}$ (kN.m)	243	79	223	67	190	69
	Esforço Transverso Atuante V_{Ed} (kN)	1050	601	1074	670	1066	716

Esforços Atuantes de Cálculo							
Comb.	Esforço	Secção Bordo Esquerdo		1ª Secção Interior		2ª Secção Interior	
		Vão Central	Vão Extremo	Vão Central	Vão Extremo	Vão Central	Vão Extremo
Envolvente ELS Combinações Frequentes	Esforço Axial N_{Ed} (kN)	629	305	24	95	-252	173
	Momento Fletor Atuante Positivo $M_{Ed,y}$ (kN.m)	6090	2100	6000	2085	5893	2121
	Momento Fletor Atuante Negativo $M_{Ed,y}$ (kN.m)	222	64	197	43	164	55
	Esforço Transverso Atuante V_{Ed} (kN)	981	565	950	585	930	610
ELS Combinação Quase-Permanente	Esforço Axial N_{Ed} (kN)	604	286	-132	56	-505	72
	Momento Fletor Atuante Positivo $M_{Ed,y}$ (kN.m)	5333	1761	4924	1500	4683	1397
	Momento Fletor Atuante Negativo $M_{Ed,y}$ (kN.m)	203	65	165	35	124	28
	Esforço Transverso Atuante V_{Ed} (kN)	878	510	747	407	687	381

Nota: N_{Ed} de valor negativo representa compressão; valor positivo representa tração.

Pela análise comparativa dos esforços atuantes em ambos os modelos numéricos, com tabuleiro arqueado e tabuleiro plano, conclui-se que os valores dos momentos flectores, embora menores no modelo com tabuleiro plano, não apresentam diferenças significativas. Relativamente à diferença entre as tensões verificadas em ambos os modelos, esperava-se um aumento significativo no modelo plano, o que não se verificou. Conclui-se que a curvatura do tabuleiro do primeiro modelo não é suficientemente acentuada para que as secções se comportem como arcos, onde os esforços são transferidos como compressão axial. As diferenças verificadas entre os valores do esforço transversal atuante nos diferentes modelos são também pouco significativas, como esperado.

É possível também constatar que os esforços devido às combinações sísmicas apresentam, para ambos os tipos de ação sísmica, valores inferiores aos resultantes devido à envolvente dos estados limites últimos. Embora a ação sísmica seja uma ação extremamente condicionante, que requer uma atenção cuidada, a elevada flexibilidade da ponte resulta numa diminuição dos efeitos da ação quando comparado com os efeitos resultantes noutros

modelos analisados previamente, onde a estrutura apresentava-se mais rígida na sua globalidade e caracterizada pela elevada massa dos elementos estruturais.

Constata-se também que a ação sísmica devido ao sismo Tipo 1 resulta em esforços mais elevados quando comparados com os esforços resultantes da ação devido ao sismo Tipo 2. Esta situação era já esperada, dado que o espetro relativo à ação Tipo 1 possui acelerações superiores para todos os valores de período (Figura 30).

É possível verificar que são gerados momentos negativos nas extremidades das longarinas. Esta situação deve-se ao facto de que, embora sejam simplesmente apoiadas, os aparelhos elastoméricos oferecem alguma resistência aos deslocamentos e rotações do tabuleiro. No entanto, estes não se apresentam muito elevados, sendo que não será necessária uma elevada quantidade de armadura longitudinal aplicada no banzo superior das longarinas e na laje.

Os valores do esforço transversal mantêm-se na mesma ordem, prevendo assim a necessidade de alargamento da alma ao longo de um certo comprimento, nas zonas extremas. A verificar-se demasiado elevado, implicando uma quantidade de armadura transversal superior à permitida para secção, será necessário introduzir mais uma viga no tabuleiro, reduzindo o esforço cortante verificado em cada uma.

12.5.2 Aplicação de pré-esforço no tabuleiro

Dado que os esforços no novo modelo são equiparáveis aos do modelo anterior, mantêm-se a necessidade de aplicação de pré-esforço. Adaptada a geometria do tabuleiro, a aplicação desta técnica torna-se mais económica, assim como tecnicamente mais simples. Seguidamente são apresentadas algumas observações relativas à aplicação do pré-esforço e posteriormente é descrito o cálculo da área de armadura e força de puxe necessárias.

12.5.2.1 Observações relativas à aplicação de pré-esforço

Como descrito no subcapítulo 10.3.1, neste trabalho considera-se que as longarinas a dispor no vão central não poderão ser transportadas para o local da obra com o seu desenvolvimento total, por impedimento de condições de acesso ao local. Assim, estas terão de ser fabricadas em duas metades e emendadas em obra. Por esta mesma razão, ao contrario das longarinas dos vãos extremos que são pré-tencionadas durante o processo de fabrico com armaduras aderentes, as destinadas ao vão central terão de ser pós-tencionadas em obra. Crê-se que esta

situação, anómala ao comum fabrico das vigas em estudo, condicionará fortemente a escolha do fabricante. Inclusive, durante a execução deste trabalho, foram contactadas algumas entidades fabricantes desta tipologia de viga que revelaram não dispor de condições para proceder a esta técnica construtiva.

Algumas das diferenças entre a pré-tensão e a pós-tensão incidem sobre o modo de transmissão da força ao elemento de betão e a disposição das armaduras. Se na pré-tensão a transmissão da força é efetuada durante o processo de fabrico das vigas, no caso da pós-tensão a transmissão é feita após a betonagem dos elementos recorrendo a ancoragens nas extremidades dos cabos. As armaduras são também introduzidas nos elementos recorrendo a bainhas, que impedem que os cordões entrem em contacto com o betão antes do período desejado. Depois do tensionamento, as bainhas são injetadas com caldas por forma a tornar o cabo aderente ao elemento de betão. No processo de pré-tensão, o fabricante poderá ter de recorrer à aplicação de uma certa quantidade de bainhas nas extremidades das vigas, por forma a reduzir os efeitos provocados pelo pré-esforço nestas zonas, onde os momentos positivos são reduzidos ou geram-se momentos negativos, como analisado anteriormente (Jacinto, 2007).

Outra diferença, ente os dois métodos de aplicação de pré-esforço, passa pela diferença de perdas verificadas. Desde o momento inicial de tensionamento dos cordões, ocorrem variações na tensão destes, que devem ser consideradas no dimensionamento. As perdas de pré-esforço podem divididas em dois grupos distintos: perdas instantâneas (ocorridas durante a aplicação do pré-esforço) e perdas diferidas (ocorrem após a aplicação). As primeiras devem-se a:

- Pré-tensionamento:
 - Relaxação da armadura até à betonagem;
 - Escorregamento nas zonas de amarração;
 - Deformação instantânea do betão.
- Pós-tensionamento:
 - Perdas por atrito entre os cabos e as bainhas;
 - Reentrada dos fixadores;
 - Deformação instantânea do betão.

As perdas diferidas devem-se principalmente a:

- Retração do betão;
- Fluência do betão;
- Relaxação da armadura.

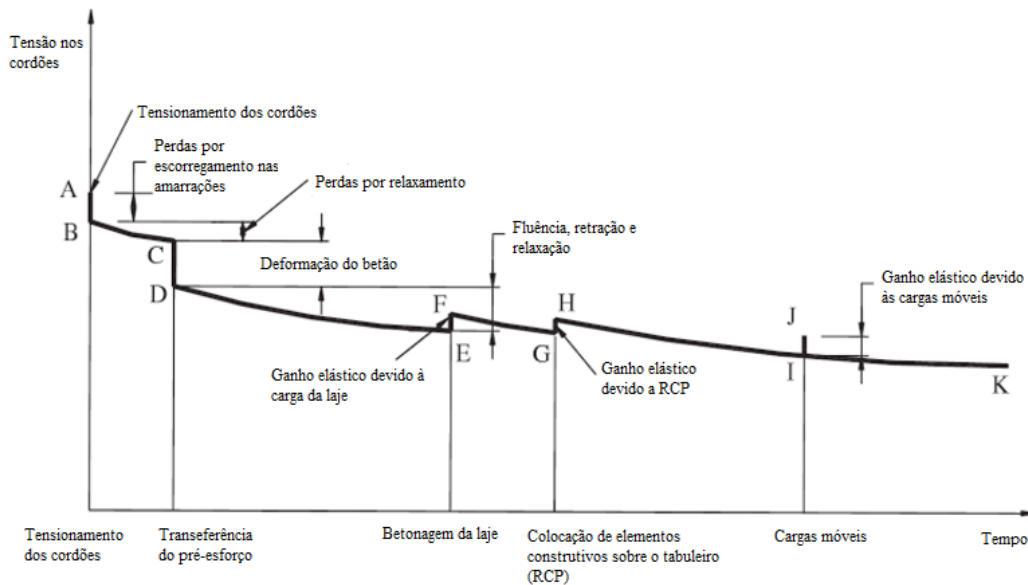


Figura 45 – Tensão *versus* tempo nos cordões numa viga pré-tensionada. Adaptado de (Tadros *et al.*, 2003).

Para determinar a força de puxe necessária deve-se estimar uma percentagem de perdas, por forma a definir o número de cordões necessários, procedendo posteriormente ao cálculo mais preciso das perdas previstas. A estimativa inicial necessita de ser sensata, dado que uma sobrestimação leva a uma força de puxe máxima superior à realmente necessária, origina tensões iniciais demasiado elevadas e deformações superiores às esperadas. Por outro lado, uma subestimação das perdas origina efeitos adversos. (Caltrans, 2015)

Considerando P_{max} a força de puxe máxima inicial, deduzidas as perdas instantâneas obtém-se P_0 . Após as perdas diferidas, resulta a força de pré-esforço útil a tempo infinito P_{∞} .

12.5.2.2 Cálculo da força e armadura de pré-esforço

Para determinar a força de pré-esforço a aplicar e a armadura necessária, iniciou-se por determinar as propriedades da secção da longarina e secção composta. Estas são apresentadas nas tabelas Tabela 40 e Tabela 41, respetivamente. Salienta-se que para a secção composta, foi necessário homogeneizar a secção transversal da secção composta

devido aos diferentes materiais utilizados para a viga e laje betonada *in situ*. A homogeneização foi realizada considerando como referência o betão da viga pré-fabricada, e foram ignoradas as diferentes idades dos elementos.

Tabela 40 – Propriedades da secção das longarinas.

Área (m ²)	Y _b (m)	Y _t (m)	I _y (m ⁴)	W _b (m ³)	W _t (m ³)
0,501	0,643	0,457	0,0858	0,133	0,188

Nota: Y_b e Y_t representam a distância entre o centro de gravidade e a base e topo da secção, respetivamente.

Tabela 41 – Propriedades da secção composta longarina/laje.

Elemento	Área (m ²)	Y _G (m)	I (m ⁴)	Y _b (m)	Y _t (m)	W _b (m ³)	W _t (m ³)
Viga	0,501	0,657	0,086	-	-	-	-
Laje	0,375	0,100	0,001	-	-	-	-
Secção composta	0,876	0,419	0,087	0,881	0,419	0,174	0,367

Determinadas as propriedades da secção em análise, procurou-se determinar a força de puxe a aplicar para as vigas do vão extremo e do vão central. Para tal, consideraram-se somente os valores do momento fletor e esforço axial atuantes na secção do bordo esquerdo. A força de pré-esforço a aplicar é calculada por forma a cumprir os limites de tensões impostas pela NP EN 1992-1-1 (2010):

- A força de puxe máxima a aplicar aos cabos não deve originar tensões nos cabos superiores ao limite ($\sigma_{p,max}$):

$$\sigma_{p,max} = \min \begin{cases} 0,8 \times f_{pk} = 1488 \text{ MPa} \\ 0,9 \times f_{p0,1k} = 1440 \text{ MPa} \end{cases}$$

- A força média de pré-esforço, após as perdas instantâneas e perdas diferidas, não deve gerar tensões nos cabos superiores a:

$$\sigma_{p0(x)} = \min \begin{cases} 0,75 \times f_{pk} = 1395 \text{ MPa} \\ 0,85 \times f_{p0,1k} = 1360 \text{ MPa} \end{cases}$$

- A tensão de compressão no betão, no momento de aplicação do pré-esforço não deve exceder o seguinte valor:

$$\sigma_c \leq 0,6 \times f_{ck}(t)$$

Em acréscimo, na tabela 7.101N da EN 1992-2 (2005) é indicado que deve ser garantida a descompressão para as combinações frequentes (classes de exposição XD3), ou seja, não se devem verificar tensões de tração. Garantida a descompressão para as combinações frequentes, espera-se que a segurança relativamente aos restantes estados limites seja satisfeita, sendo que, ao se verificar tal situação, as armaduras passivas deverão assumir somente a área mínima obrigatória. Procurou-se também limitar a tensão de compressão permanente a 45% do valor de f_{ck} . Foi também assumido que as características de resistência do betão no instante de aplicação são as obtidas ao fim de 28 dias. Embora, no caso da pretensão, a aplicação do esforço se inicie antes desse período, este é efetuado gradualmente por fases, por forma a que nunca se verifique um esmagamento do betão. O valor da excentricidade dos cabos considerado assume que o centro de gravidade dos cabos de pré-esforço estará a 0,15 m da base da secção. As expressões utilizadas para determinar as tensões geradas nas fibras superiores e inferiores foram as (63) e (64).

$$\sigma_{c,sup} = \frac{N}{A} - \frac{P}{A} + \frac{P \times e}{W_b} - \frac{M}{W_b} \quad (63)$$

$$\sigma_{c,inf} = \frac{N}{A} - \frac{P}{A} - \frac{P \times e}{W_t} + \frac{M}{W_t} \quad (64)$$

A Tabela 42 apresenta os valores obtidos para a força de pré-esforço necessária para cumprir os limites referidos.

Tabela 42 – Determinação da força de pré-esforço na fase de exploração (P_{∞}).

Combinação	Esforço Axial	Momento Fletor	Força (P_{∞})	Tensão Topo	Tensão Base
	(kN)	(kN.m)	(kN)	(Mpa)	(Mpa)
Vão Central					
Envolvente Combinação Rara	707	6757,0	6900,3	-11,6	2,9
Envolvente Combinação Frequente	630	6090,0	6710,0	-10,0	0,0
Combinação Quase-Permanente	604	5333,0	5886,1	-8,7	0,0

Combinação	Esforço Axial	Momento Fletor	Força (P_{∞})	Tensão Topo	Tensão Base
	(kN)	(kN.m)	(kN)	(Mpa)	(Mpa)
Vão Extremo					
Envolvente Combinação Rara	407,0	2482,0	2284,0	-4,0	2,9
Envolvente Combinação Freqüente	305,0	2100,0	2331,9	-3,3	0,0
Combinação Quase-permanente	286,0	1761,0	1962,0	-2,8	0,0

Foram assim adotados os valores de 2332 kN e 6900 kN para a viga do vão extremo e viga do vão central, respetivamente. Salienta-se o facto de que no caso da viga composta do do vão central, a combinação rara foi a mais condicionante relativamente á força de pré-esforço necessária.

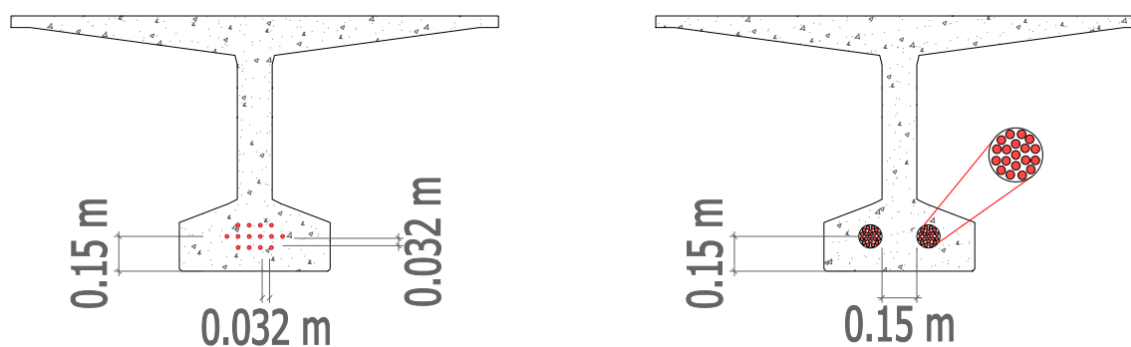
Dado que os cabos apresentam um traçado reto e considerando um aço de baixa relaxação, não são esperadas grandes perdas. Foi assim estimado um valor de 6% para as perdas instantâneas e 10 % para as perdas diferidas, obtendo as forças de puxe máximas (P_{max}) de 2727,49 kN e 8070,18 kN para a viga do vão extremo e vão central, respetivamente. Esta consideração ignora as diferenças existentes entre as perdas verificadas no processo de pretensão e as verificadas na aplicação de pré-esforço por pós-tensão, atribuindo assim a mesma percentagem de perdas para ambos os casos. No projeto final da aplicação de pré-esforço, estas deverão ser calculadas por forma a obter valores precisos, visto que uma percentagem de perdas superior à estimada levará a um subdimensionamento das armaduras.

Recorrendo ao limite máximo de tensão admissível no aço de pré-esforço ($\sigma_{p,max}$), foi determinada a área de armadura necessária e respetivo número de cordões a utilizar, privilegiando um número par para que haja simetria na distribuição dos cordões e consequente distribuição de tensões uniforme (Tabela 43). Neste trabalho foram utilizados cordões de 16 mm de diâmetro, cuja secção apresenta uma área de 1,50 cm².

Tabela 43 – Dimensionamento das armaduras de pré-esforço necessárias.

Secção	P_{max}' (kN)	$\sigma_{p,max}$ (MPa)	Área Cordão (cm ²)	Área Total (cm ²)	Número de Cordões		Área Total Final (cm ²)	P_{max} (kN)
					Necessários (nº)	Adotados (nº)		
Vão central	8070,18	1440,00	1,50	56,04	37,36	38,00	57,00	8208,00
Vão extremo	2727,49			19,94	12,63	14,00	21,00	3024,00

Dado que as vigas do vão central serão pós-tensionadas, procurou-se dispor os cordões em 2 cabos de 19 cordões, dividindo irmãmente a totalidade dos cordões. A consulta de vários catálogos de fabricantes demonstrou que os sistemas de ancoragem comerciais são muito idênticos entre si, sendo que a grande maioria dispõe de ancoragens com capacidade para este número de cordões. Embora seja uma prática habitual dos projetistas providenciar os fabricantes com a força de pré-esforço necessária e o centro de gravidade do traçado dos cordões/cabos, procurou-se conceber uma distribuição destes para melhor analisar a viabilidade da solução e verificar se o número apresentado é aplicável. O recobrimento mínimo para requisitos de aderência para armaduras pós-tensionadas e pré-tensionadas é disposto no ponto 4.4.1.2 (3) da norma NP EN 1992-1-1 (2010). Assim, para as armaduras pré-tensionadas considerou-se um recobrimento de nominal de 65 mm e para as armaduras a serem pós-tensionadas foi atribuído um recobrimento de 90 mm sendo que para requisitos de aderência ($c_{min,b}$) 80 mm é o requisito máximo. O ponto 8.10.1 (3) da mesma norma indica o afastamento mínimo para as armaduras. Para as armaduras pré-tensionadas foi atribuído um afastamento de 36 mm horizontal e vertical entre cordões (duas vezes o diâmetro). O afastamento considerado entre as bainhas, limitado inferiormente pelo diâmetro destas, foi 150 mm. O diâmetro das bainhas (19 cordões) foi obtido pela consulta de um catálogo comercial. As disposições propostas para ambas as secções encontram-se apresentadas na Figura 46, onde foi considerado que o centro de gravidade das armaduras encontra-se a uma distância da base de 15 cm, indo de encontro á excentricidade considerada nos cálculos efetuados.



a) Distribuição dos cordões – pré-tensão

b) Distribuição dos cabos de 19 cordões em bainhas de 0,10 m de diâmetro – Pós-tensão

Figura 46 – Distribuição as armaduras de pré-esforço.

Obtida a força de puxe final, foram verificadas as tensões geradas na aplicação do pré-esforço. No caso das vigas menores, a aplicação da força será feita durante o fabrico e cabe à entidade fabricante analisar as fases de resistência do betão por forma a aplicar a tensão no período adequado. Relativamente às vigas do vão central, foram também verificadas as tensões considerando apenas o peso próprio da viga. Para determinar as vigas no vão extremo foi considerada a força P_0 , obtida pela redução da forçam P_{max} segundo os 6% de perdas instantâneas considerado. Relativamente à viga do vão central, procurou-se determinar com maior precisão as perdas instantâneas dos cabos na secção a meio vão, segundo o indicado na secção (5.10.5) da NP EN 1992-1-1 (2010). Foi considerada uma bainha metálica e assumido um comprimento de reentrada das cunhas de 6 mm.

Os valores das perdas instantâneas calculadas encontram-se na Tabela 44. Na Tabela 45 são apresentados os valores das tensões verificadas na aplicação do pré-esforço.

Tabela 44 – Perdas instantâneas dos cabos de pós-esforço.

Perdas por Atrito				Perdas por Reentrada dos Fixadores		Perdas por Deformação Instantânea		Σ Perdas	P_0
μ	β	k_μ	(ΔP_μ)	ΔL	(ΔP_r)	$\Delta\sigma_c$	(ΔP_{el})		
(-)	(rad)	(m ⁻¹)	(kN)	(m)	(kN)	(Mpa)	(kN)	(%)	(kN)
0,20	0,00	0,0050	110,06	0,0060	225,10	42,70	272,39	7,40	7600,45

Nota: μ – Coeficiente de atrito ente armadura e bainha (metálica); β – Soma dos desvios angulares; k_μ – Desvio angular parasita; ΔL – Comprimento de reentrada das cunhas; $\Delta\sigma_c$ – Variação de tensão no betão;

Tabela 45 – Tensões no topo e base das vigas após transferência do pré-esforço às vigas.

Secção	Momento PP	P ₀	Tensão Topo	Tensão Base
	(kN.m)	(kN)	(MPa)	(MPa)
Vão Central	1142,02	7600,45	-1,28	-34,72
Vão Extremo	329,37	2842,56	0,04	-13,72

As tensões na viga do vão extremo apresentam-se dentro dos limites desejados na secção a meio vão. No entanto, será necessário embainhar parte dos cordões junto às extremidades por forma a limitar a ação do pré-esforço nessas zonas.

No caso da viga do vão central, verifica-se que a estimativa inicial de perdas instantâneas (6%) é significativamente aproximada à calculada (7,40%). Salienta-se o facto de que no cálculo das perdas por reentrada dos fixadores, deparou-se com uma situação peculiar, nomeadamente no valor do comprimento até ao qual se fazem sentir as perdas. Este ultrapassou o comprimento total a viga, permitindo assim concluir que o comprimento dos cabos pode ser considerado “curto” face à significativa área de pré-esforço, originando perdas consideráveis devido a este efeito.

No respeitante às tensões no momento de transferência do pré-esforço, o limite de $0,6f_{ck}$ é excedido por, sensivelmente, 5 MPa. Desta forma, a aplicação da tensão terá de ser efetuada em fases, aplicando parte da força após a betonagem da laje. No entanto, esse processo é extremamente oneroso e de difícil execução dado que a betonagem da laje é habitualmente efetuada após a colocação de todas as vigas sobre os apoios, o que impedirá os trabalhos de pós-tensionamento. Assim, apenas seria possível realizar este trabalho procedendo à betonagem da laje exclusivamente no vão central, seguida da aplicação do pós-tensionamento. Terminados os trabalhos de pós-tensionamento, seriam dispostas as vigas dos vãos extremos e betonagem da laje sobre estas. Durante a realização deste trabalho, foram contactados alguns fabricantes para procurar validar a executabilidade desse processo construtivo. Todas as entidades contactadas revelaram que não efetuam pós-tensionamento neste tipo de elementos e que este processo resultaria em trabalhos onerosos e economicamente penosos.

Considerados ambos os aspetos da elevada perda por reentrada dos fixadores e esmagamento do betão na aplicação do pré-esforço, pode-se concluir que a área de aço de pré-esforço

necessária é relativamente elevada para a viga em análise. Verifica-se assim que uma viga de secção mais alta seria mais adequada

12.5.3 Verificação aos estados limites últimos

Determinada a armadura de pré-esforço, foi efetuada a verificação de segurança aos estados limites últimos, procedendo ao dimensionamento da armadura passiva de flexão e armadura transversal para resistir ao esforço transversal.

Neste trabalho não se realizou um dimensionamento sísmico do tabuleiro, considerando que os esforços devido às combinações características dos estados limites últimos mais gravosos. É necessário referir, que assumindo o isolamento sísmico da estrutura devido aos aparelhos elastoméricos, os esforços de dimensionamento resultantes da ação sísmica devem ser divididos pelo fator de comportamento q , reduzindo assim o seu efeito.

12.5.3.1 Armadura longitudinal de flexão

O dimensionamento à flexão, segundo a NP EN 1992-1-1 (2010), foi efetuado recorrendo a um diagrama retangular aproximado de tensões no betão e com uso de equações de equilíbrio de momentos e forças internas. Desta forma, foram determinadas as áreas de armadura passiva necessárias para resistir à flexão composta verificada na viga composta do bordo esquerdo. O valor do momento atuante é resultante das solicitações da envolvente dos estados limites últimos, sendo que os efeitos do pré-esforço afetam os esforços resistentes. Os valores obtidos encontram-se na Tabela 46:

Tabela 46 – Armaduras passivas longitudinais de flexão das vigas compostas.

Secção	$A_{s,min}$ (cm ²)	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed} (kN)	A_s passivo (cm ²)
Vão central	6,13	9132,00	962,00	17,58
Vão extremo	6,13	3030,00	590,00	$A_{s,min}$.

Assim, verifica-se que, na viga do vão extremo, a armadura ativa (pré-esforço) é suficiente, sendo necessário apenas colocar a área de armadura mínima. Poderá optar-se por aplicar 4Ø16. Por outro lado, na viga do vão central, é necessário reforçar com 17,58 cm², sendo possível adotar 6Ø20. Relativamente ao momento fletor negativo, verificado nas entregas

das vigas, verifica-se que este assume valores reduzidos, sendo que a armadura mínima aliada à armadura construtiva, será suficiente.

12.5.3.2 Armadura transversal

Foi também determinada a armadura transversal necessária para resistir aos valores do esforço transversal, segundo as orientações da NP EN 1991-1-1 (2010). Dado que com este trabalho não se pretende realizar um dimensionamento completo das secções, não foram determinadas as armaduras de ligação do banzo à alma, nem verificada a força de corte entre a junta de betonagem (longarina/laje).

Segundo a norma, o esforço transversal máximo de dimensionamento considerado foi o atuante a uma distância do apoio, correspondente à altura útil da viga. A disposição das armaduras determinadas em ambas as vigas está esquematizada nas figuras Figura 47 e Figura 48. Foram considerados estribos de 2 ramos e limitou-se um espaçamento mínimo longitudinal de 10 cm, para permitir conforto e garantia de qualidade nos trabalhos de armação da viga.

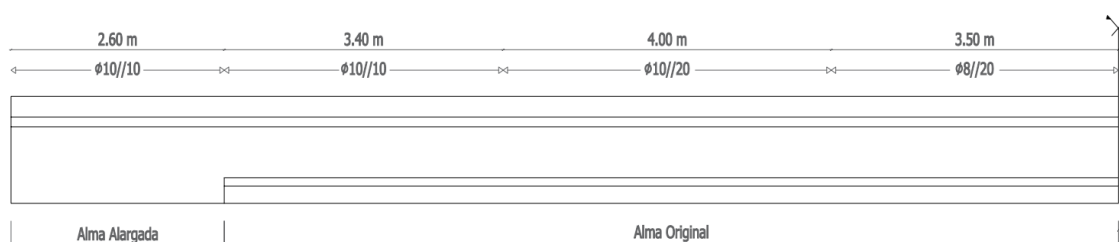


Figura 47 – Armadura transversal da viga composta do vão central (secção longitudinal da viga).

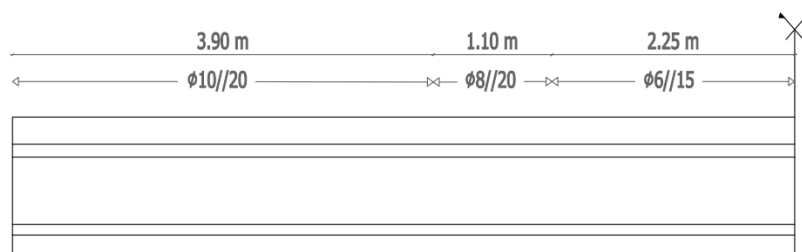


Figura 48 – Armadura transversal da viga composta do vão extremo (secção longitudinal da viga).

Como previsto, face ao elevado valor de esforço transversal verificado na viga do vão central, será necessário proceder ao alargamento da alma ao longo de um comprimento de 2,6 m de cada lado da viga, o que representa cerca de 19% do comprimento total. Considera-se assim um valor razoável, dentro dos limites esperados. Por sua vez, nas vigas dos vãos extremos não se verifica esta necessidade. Salienta-se que no cálculo da armadura para a secção de alma alargada, foi necessário reduzir a largura da zona tracionada, devido às bainhas dos cabos. Dado que foram consideradas bainhas de aço, o valor subtraído foi metade do somatório dos diâmetros das bainhas (100 mm).

Posteriormente, procurou-se verificar a tensão de compressão nas bielas inclinadas, com recurso à expressão (65), sendo que a tensão resistente destas foi determinada através da expressão (66).

$$\sigma_c = \frac{V_{sd}}{Z \times b_w \times \sin \theta \times \cos \theta} \quad (65)$$

$$\sigma_{c,r} = 0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \times f_{cd} \quad (66)$$

A tensão determinada na zona de transição entre a alma alargada e a alma de espessura original revelou-se superior à tensão resistente (19 MPa > 16 MPa). Posto isto, procurou-se determinar qual a secção, a partir da qual o esforço atuante não origine esmagamento das bielas. Verificou-se que esta situação decorre após 3,7 m da zona dos apoios, o que obrigaria a alargar a alma até essa posição, o que representa uma percentagem significativa. Por forma a reduzir este efeito pode ser estudada a aplicação de estribos inclinados.

12.6 Análise das vigas de encabeçamento

Embora este trabalho incida principalmente no tabuleiro da obra, procurou-se também analisar as vigas de encabeçamento face aos estados limites últimos. Por forma a analisar a secção destes, foi efetuado um dimensionamento das armaduras principais (longitudinais e transversais), com recurso ao *software* XD-CoSec v1.1 (CivilXD, 2016). O dimensionamento visou os esforços máximos devido às combinações dos estados limites últimos, tendo sido analisadas as secções de momento negativo máximo (sobre os pilares) e momento positivo máximo (zona central), e foi realizado segundo as disposições normativas da norma NP EN 1991-1-1 (2010).

Apresentam-se unicamente os esforços de uma viga, dado que estas apresentam valores muito semelhantes. Os esforços retirados do cálculo automático são apresentados na Tabela 47.

Tabela 47 – Esforços atuantes na viga de encabeçamento dos pilares AP2, devido aos estados limites últimos.

Esforços Atuantes de Cálculo			
Comb.	Esforço	Viga sobre AP2	
		Zona Central	Zona Pilar
Envoltivo Estados Limites Últimos	Esforço axial N_{Ed} (kN)	-334,00	
	Momento fletor positivo M_{Ed} (kN.m)	2021	-
	Momento fletor negativo $M_{Ed,y}$ (kN.m)	-	5039
	Esforço transversal vertical $V_{Ed,y}$ (kN)	1400	4772
	Momento fletor $M_{Ed,z}$ (kN.m)	181	73
	Esforço transversal horizontal $V_{Ed,x}$ (kN)	58	115
	Esforço torsor T_{Ed} (kN.m)	221	456

As armaduras determinadas encontram-se indicadas na Tabela 48. Constata-se que a secção é adequada, sendo que o elevado valor de esforço torsor atuante representa o fator mais condicionante desta, restringindo possíveis reduções na secção. De facto, é devido ao esforço torsor que se necessita de aplicar a armadura longitudinal nas faces laterais. Por sua vez, a armadura transversal sugerida para a zona sobre o pilar, embora concentrada, será somente necessária na zona central dos pilares.

Tabela 48 – Armadura das vigas de encabeçamento.

	Armadura Longitudinal			Armadura Transversal		
	Face Superior	Face Inferior	Faces Laterais	Estribos	Cintas Construtivas	
Zona central	8Ø16	10Ø25	5Ø16	Dir. vertical	4 ramos - Ø10//0,20	Ø10//0,30
				Dir. horizontal		
Zona sobre pilar	17Ø32	12Ø20	5Ø16	Dir. vertical	8 ramos - Ø10//0,10	Ø10//0,30
				Dir. horizontal		

12.7 Análise sísmica dos pilares

Para análise dos pilares, procurou-se avaliar os efeitos sísmicos. No entanto, optou-se por ignorar a condição de isolamento sísmico, dado que seria necessário proceder a um reconhecimento das disposições normativas sobre esta matéria e realizar um devido dimensionamento do aparelho de apoio, trabalhos que por limitação de tempo e por se desenquadrarem do objetivo principal, não se realizaram. Contudo, crê-se que desta forma a análise dos pilares será mais conservativa.

Foram assim dimensionadas as armaduras de flexão e de esforço transversal. A EN 1998-2, (2005) refere também que, para elementos de limitada ductilidade, após o dimensionamento das armaduras é necessário proceder-se a certas verificações complementares, fundamentais para que a estrutura tenha o desempenho desejado. Estas passam por analisar o confinamento e a encurvadura dos varões de armadura longitudinal. Neste trabalho não foram efetuadas estas verificações, visto não se pretender proceder a um total dimensionamento das armaduras.

12.7.1 Dimensionamento à flexão

Para estruturas em que se pretende uma ductilidade limitada, o dimensionamento à flexão deve basear-se nos pressupostos resistentes da (NP EN 1992-1-1, 2010), ou seja, o efeito da ação sísmica, incluindo efeitos de segunda ordem, deve ser inferior à resistência à flexão da secção. Devem ser considerados efeitos de segunda ordem em zonas críticas, traduzidos por um incremento do momento solicitante (ΔM). Por zonas críticas entende-se as zonas onde haja possibilidade de formação de rótulas plásticas, onde a relação entre momento resistente e momento atuante é inferior a 1,30.

$$\Delta M = \frac{1 + q}{2} \times d_{Ed} \times N_{Ed} \quad (67)$$

onde,

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço axial;

d_{Ed} – deslocamento transversal no topo do pilar.

Foram assim retirados os esforços resultantes do cálculo automático, apresentados na Tabela 49, sendo que estes são comuns a todos os pilares. Os valores do momento fletor

apresentados são verificados na base dos pilares, local previsível para a formação de rótulas plásticas, onde se concentram os esforços mais altos. Dado que os valores do momento fletor devido à ação sísmica são superiores aos gerados devido aos estados limites últimos, o pilar será dimensionado para os primeiros. Assim, verifica-se a situação crítica, havendo necessidade de acrescentar os efeitos de segunda ordem. Como esperado, é possível constatar que a ação sísmica devido ao sismo Tipo 1 gera esforços superiores em relação ao Tipo 2, sendo os primeiros, os utilizados no dimensionamento.

Tabela 49 – Esforços atuantes nos pilares devido às combinações sísmicas.

Ação sísmica	Direção Longitudinal			Direção Transversal	
	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,2} (kN.m)	V _{Ed,3} (kN)	M _{Ed,3} (kN.m)	V _{Ed,2} (kN)
Tipo 1	5847	4094	642	4102	901
Tipo 2	5326	1448	249	1059	224

O deslocamento no topo do pilar pode ser determinado segundo a expressão (68), onde d_{Ee} representa o deslocamento elástico obtido pelo cálculo automático, μ_d representa a ductilidade em deslocamento e η é um fator que tem em conta o amortecimento (igual a 1 para $\xi = 5\%$).

$$d_{Ed} = \pm(\eta \times \mu_d \times d_{Ee}) \quad (68)$$

A ductilidade em deslocamento é definida segundo as seguintes condições:

- $\mu_d = q$ se $T \geq T_0 = 1.25T_C$.
- $\mu_d = (q-1) \times \frac{T_0}{T} + 1 \leq 5q - 4$ se $T < T_0$

No caso em análise, temos T_C de valor igual a 0,6 s, logo T_0 igual a 0,75 s. O valor do período do primeiro modo da análise modal assume o valor de 1,554 s. Assim, μ_d assume o valor do coeficiente de comportamento (1,5).

A Tabela 50, apresenta o valor de d_{Ee} retirado do CSiBridge e valor do deslocamento real, assim como o efeito de segunda ordem e momentos finais de dimensionamento.

Tabela 50 – Efeitos de segunda ordem nas zonas críticas.

	d_{Ee} (m)	μ_d (-)	η (-)	d_{Ed} (m)	ΔM (kN.m)	M_{Ed} (kN.m)
Direção longitudinal	0,026	1,50	1,00	0,039	282,61	4376,61
Direção transversal	0,0050	1,50	1,00	0,0075	55,03	4157,03

Analogamente ao efetuado para as vigas de encabeçamento, o dimensionamento foi efetuado com recurso ao XD-CoSec mediante as disposições da NP EN 1991-1-1 (2010), considerando a flexão desviada. Obteve-se uma disposição ideal de 13Ø20 em cada face longitudinal e 14Ø20 em cada face transversal, sendo que as faces partilham os varões nos cantos, perfazendo uma área de armadura de 157cm². Desta forma, verifica-se uma taxa de armadura de 0,79 %, valor relativamente baixo, podendo concluir que a área dos pilares poderá ser reduzida para efeitos de otimização.

12.7.2 Dimensionamento ao esforço transverso

Para dimensionamento ao esforço transverso, em estruturas com ductilidade limitada, aplicam-se as regras da secção (6.2) do eurocódigo 2-1, mas com acréscimo da seguinte regra imposta pelo eurocódigo 8-2: os valores de $VR_{d,c}$, $VR_{d,s}$ e $VR_{d,max}$ devem ser divididos por um coeficiente adicional de valor igual a 1,25, por forma a evitar a rotura frágil. Os valores do esforço transverso retirado do modelo numérico (Tabela 49) incluem a majoração da ação sísmica, que foi multiplicada pelo fator de comportamento adotado na análise sísmica.

A armadura transversal obtida é apresentada na (Tabela 51). Por observação desta, verifica-se que a resistência dos pilares sem armadura é suficiente para resistir ao esforço transverso atuante. Torna-se assim, necessário aplicar unicamente a armadura mínima. Dadas as dimensões dos pilares, é conveniente o uso de vários ramos.

Tabela 51 – Armadura transversal dos pilares.

	$A_{sw/s,min}$ (cm ² /m)	$V_{Rd,c}$ (cm ² /m)	θ (°)	$V_{Rd,max}$ (kN)	Solução de Armaduras
Segundo x (longitudinal)	17,53	1318,37	21,80	5452,53	8 ramos - Ø8//0,20
Segundo y (transversal)	8,76	1338,43	21,80	5859,91	6 ramos - Ø8//0,30

12.8 Considerações finais

Seguem-se as considerações finais relativas a este segundo projeto, referindo ainda possíveis análises para o futuro e trabalhos que ficaram por fazer.

Mediante análise do modelo numérico, reconhece-se que a solução proposta não se adequa à obra, caso se deseje efetuar o tabuleiro arqueado. Como visto anteriormente, torna-se necessário recorrer a pré-esforço, e havendo necessidade de dispor os cabos parabolicamente, as vigas T analisadas são incompatíveis. Desta forma, será necessário analisar outras secções para o tabuleiro, como por exemplo dupla viga T, com almas de largura suficiente para possibilitar a disposição dos cabos ao longo de todo o desenvolvimento vertical das vigas, ou utilização de aduelas. Reconhece-se, porém, que estas soluções requerem elementos de altura maior, que por sua vez geram incompatibilidades com o projeto arquitetónico.

Na eventualidade de proceder à adaptação do tabuleiro, desistindo da curvatura deste em prol de um desenvolvimento plano, a solução torna-se aplicável, ainda que se verifique alguns condicionalismos.

Mediante a dificuldade de transportar as vigas centrais para o local da obra, a solução proposta de emendar duas metades obriga a duas condições economicamente e tecnicamente onerosas. Em primeiro, os trabalhos necessários para emenda das duas partes das vigas centrais, obrigam a utilização de pilares temporários sobre o leito do rio ou equipamento para suspensão dos elementos, sendo que deverá ser analisada criteriosamente a metodologia para realização deste trabalho, dado que, como verificado, geram-se esforços elevados de momento fletor a meio vão. A segunda condição prende-se pela necessidade de aplicação de pós-tensionamento, que, como indicado, é uma prática pouco comum na maioria dos fabricantes locais, que apenas aplicam pré-tensão na fabricação destes elementos. Em acréscimo, como verificado, a força de puxe necessária gera tensões de compressão elevadas na aplicação do pós-tensionamento, obrigando a realizar este trabalho por fases. Desta forma, considera-se que a aplicabilidade desta alternativa, necessitará de uma entidade fabricante com condições e equipamentos especiais e que envolverá custos elevados, eliminando as vantagens económicas que motivaram o estudo desta solução. É recomendável, ponderar e estudar aprofundadamente os custos do transporte das vigas pré-fabricadas com o seu

desenvolvimento total, dado que poderá representar uma prática menos onerosa e mais económica.

A análise das armaduras necessárias, ainda que incompleta, serviu para prever a aplicabilidade da solução proposta em termos de comportamento estrutural.

Face à significativa quantidade de armadura de pré-esforço necessária, agravado pelo facto de esta não ser suficiente para verificar aos estados limites últimos, constata-se que a secção da viga não será a mais adequada, sendo que uma altura maior favorecia a solução. Conclui-se, porém, tendo em mente a recomendação dos catálogos comerciais da secção analisada para vãos até 30 m, que o modelo de sobrecarga rodoviário previsto pelo eurocódigo 1-2 impõe valores significativamente superiores aos previstos pelo RSA.

Pela análise da armadura transversal necessária para a viga central, constata-se a necessidade de alargar a alma ao longo de um comprimento maior que o desejável. Esta condição poderá ser mitigada através da adição de mais uma viga.

O dimensionamento da viga de encabeçamento sobre o alinhamento de pilares AP2 e dos pilares, revela adequabilidade das secções adotadas, embora não tenham sido analisadas todas as armaduras necessárias.

Relativamente ao software utilizado para modelação da estrutura, constata-se a falta de material de apoio, tendo sido necessário um período de tempo superior ao esperado para aprendizagem de algumas das ferramentas disponíveis.

Como possíveis trabalhos futuros sugere-se:

- Análise se outras tipologias de tabuleiros para o modelo arqueado;
- Estudo de custo-benefício relativamente ao transporte das vigas centrais para o local de obra, mediante todos os condicionalismos geográficos;
- Dimensionamento e estudo mais aprofundado dos aparelhos de apoio elastoméricos, e de outra tipologia de aparelho;
- Dimensionamento da estrutura mediante os esforços provenientes da ação sísmica, considerando o isolamento sísmico;
- Análise dos efeitos diferidos a longo prazo da fluência sobre o betão e armaduras ativas;

13 RESTANTES ATIVIDADES E COMENTÁRIOS FINAIS

13.1 Restantes atividades

Para além da participação nos dois projetos principais descritos neste documento, durante o período do estágio foi possível participar noutras atividades. Para além de acompanhar os vários projetos em desenvolvimento no gabinete, o que permitiu tomar conhecimento das várias etapas integrantes de um projeto e os documentos que compõe estes mesmos, foi possível cooperar em tarefas inerentes ao funcionamento diário de um gabinete de projetos.

De entre as atividades onde se colaborou, destaca-se a participação num relatório de inspeção sobre uma superfície comercial. Através da análise do levantamento fotográfico das anomalias observadas no edifício, foi efetuada uma lista de trabalhos a realizar para a receção definitiva da loja, assim como um caderno de medições e orçamentação dos trabalhos. Este trabalho permitiu um crescimento técnico e aquisição de conhecimentos sobre patologias e algum contacto com a realidade da construção civil e uma pequena experiência relativa à identificação de anomalias, compreensão das suas causas, quais os efeitos resultantes e o reconhecimento das ações corretivas.

Foi também efetuada uma visita técnica, juntamente com a equipa do gabinete de projetos ao mais recente edifício do campus da Universidade de Aveiro (Complexo das Ciências da Comunicação e Imagem), onde foi possível observar o sistema de aproveitamento de geotermia e estrutura termo ativa do edifício como tecnologia de energia renovável para climatização.

Ainda no âmbito do estágio, com intuito de adquirir mais valências relativamente ao uso de ferramentas informáticas de cálculo automático, foi frequentada uma formação em CypeCAD, promovida pela própria empresa (Ferreira Lapa, Lda.) em parceria com o Núcleo de Estudantes de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. Esta baseou-se numa demonstração das várias capacidades do *software* e aplicação prática destas, tendo tido como trabalho prático a elaboração da modelação, análise estrutural e dimensionamento de um edifício já construído e projetado pelo gabinete de projetos da própria empresa.

13.2 Comentários finais

Concluído o estágio e o presente trabalho, reconhece-se os benefícios e crescimento tanto técnico como pessoal.

A colaboração com a equipa e acompanhamento dos trabalhos inerentes a um gabinete de projetos permitiram um reconhecimento da realidade do mercado de trabalho, assim como aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo da formação académica, num ambiente real onde as dificuldades e condicionalismos verificados requerem uma maturação do profissional.

O projeto de saneamento básico do Resort possibilitou vivenciar esta realidade, onde foi necessário, não só atentar á conceção técnica dos projetos, como também conciliar os prazos limite e constante necessidade de articulação com a equipa responsável pelos projetos de vias de comunicação. Foi também possível tomar conhecimento dos vários documentos necessários para entrega às entidades requerentes e participação na sua execução.

O estudo da solução estrutural da ponte, permitiu um crescimento técnico sobre várias áreas onde a formação académica foi carente. Foi possível tomar conhecimento das matérias incidentes sobre projetos de obras de arte rodoviárias, analisar um conjunto de normas portuguesas e europeias, cujo contacto não foi previsto durante a forma académica, tomar conhecimento sobre tipologias de aparelhos de apoio e regulamentação vigente, aprofundar o conhecimento sobre pré-esforço, análise por elementos finitos, entre muitas outras atividades que só a participação num projeto real, mesmo em fase embrionária, pode oferecer.

Ainda a nível das ferramentas informáticas, os trabalhos efetuados durante o estágio, permitiram reconhecer e aplicar um conjunto de *software*, resultando num incremento de valências técnicas sobre a sua aplicação, erros mais comuns e observação de comportamentos através da representação gráfica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Referências Bibliográficas

- Afonso, A. B. (1997). *O Novo Regulamento Português de Águas e Esgotos – Anotado e Comentado (Vol. I)*. Coimbra: Gráfica de Coimbra.
- Akogul, C., & Celik, O. C. (2008, October). *Effect of elastomeric bearing modeling parameters on the Seismic design of RC highway bridges with precast concrete girders*. In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 13-28).
- Almeida, A.S. - *Manual de Protecção contra o Golpe de Ariete em Conduitas Elevatórias*. LNEC, Relatório, Lisboa, 1981
- Bouassida, Y., Bouchon, E., Crespo, P., Croce, P., Davaine, L., Denton, S., ... Pinto, A. (2012). *Bridge design to eurocodes*. JRC, European Commission, 1(1), 150. Recuperado de <http://www.jrc.ec.europa.eu/>
- Boulos, P. F., Jacobsen, L. B., Heath, J. E., & Kamojjala, S. R. I. (2014). *Real-time modeling of water distribution systems: A case study*. *Journal AWWA*, 106(9), 391–401. <https://doi.org/10.5942/jawwa.2014.106.0076>
- Brasil. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). (1996) *Manual de projeto de obras-de-arte especiais*. Rio de Janeiro.
- Cachim, P. B., & Morais, M. M. (2013). *Estruturas de Betão Armado - Bases de Cálculo*. Aveiro: Publindústria, Edições Técnicas.
- Caltrans, (2015). *Bridge Design Practice Manual (4ª ed., Vol. 1, Cap. 8)*. [PDF]. Recuperado de <http://www.dot.ca.gov/des/techpubs/bdp.html>
- CivilXD (2016). *Software para Engenharia Civil da Universidade de Aveiro: XD-CoSec*. Consultado a última vez a 10 de outubro de 2016 - <http://civilxd.web.ua.pt/XDcosec/default.html>
- Costa, P. (1983). *O método racional generalizado. Princípios conceptuais, domínio da aplicação e resultados, in Contribuição para o estudo da drenagem de águas pluviais em zonas urbanas, Volume 1*. LNEC.

Computers & Structures, inc. (2016) *CSiBridge Overview*. Recuperado a 20 de maio de 2016 de <https://www.csiamerica.com/products/csibridge>

Debs, M. K. E. & Takeya, T. (2007) *Introdução às Pontes de Concreto*. São Carlos: Universidade de São Paulo- Escola de Engenharia de São Carlos.

Decreto Regulamentar. (1995). *Regulamento Geral do Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais 194/95 - I série B*. Lisboa: Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações.

(E.A.P.A) European Asphalt Pavement Association (2013). *Asphalt pavements on bridge decks*. Retirado de <http://www.epa.org/publications.php?c=90>

EN 1992-2 (2005). *Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules*. European Committee for Standardization. Bruxelas, Bélgica.

EN 1991-2 (2003). *Eurocode 1 – Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. European Committee for Standardization. Bruxelas, Bélgica.

EN 1991-1-7 (2006). *Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions*. European Committee for Standardization. Bruxelas, Bélgica.

EN 1998-2 (2005). *Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges*. European Committee for Standardization. Bruxelas, Bélgica.

EN 1337-3 (2005). *Structural bearings – Part 3: Elastomeric bearings*. European Committee for Standardization. Bruxelas, Bélgica.

Gimsing, N. J., & Georgakis, C. T. (2012). *Cable Supported Bridges: Concept and Design, Third Edition*. West Sussex: Wiley.

Jacinto, L., (2007). *Betão estrutural III – Folhas da disciplina*. Documento não publicado, Instituto Superior Engenharia de Lisboa – Departamento de Engenharia Civil, Lisboa.

- Joint Committee of the ASCE & Water Pollution Control Federation (1969). *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*. Nova Iorque: American Society of Civil Engineers.
- Lebet, J.-P., & Hirt, M. A. (2013). *Steel Bridges: Conceptual and Structural Design of Steel and Steel-Concrete Composite Bridges*. Switzerland: EPFL Press.
- Leonhardt, F. (1982) *Brucken/Bridges*. Londres: The Architectural Press.
- Marinho, D. V. (2012) *Métodos Construtivos de Pontes* (Dissertação de Mestrado). Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Marques, J. A., & Sousa, J. J. (2009). *Hidráulica Urbana - Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais (2ª ed.)*. Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra.
- Matos, M. R. e Silva, M. H., 1986, *Estudos de precipitação com aplicação no projecto de sistemas de drenagem pluvial. Curvas intensidade-duração-frequência da precipitação em Portugal*. Encontro Nacional de Saneamento Básico/86. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Matos, J.S.; Ferreira, F., Galvão, A.; Monteiro, A. (2014). *Abastecimento de água e drenagem de águas residuais e pluviais: Parte 2 – Águas residuais e pluviais*. Documento não publicado. Instituto Superior Técnico - Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, Lisboa.
- Meireles, I., Afonso, S. (2014) *Sebenta de Hidráulica Urbana*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, 4º ano, 2 Semestre; Ano Letivo 2013-2014. Documento não publicado, Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil, Aveiro.
- NP EN 1990 (2009). *Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas*. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.
- NP EN 1991-1-4 (2009). *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações gerais – Ação do vento*. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.

- NP EN 1991-1-5 (2009). *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-5: Ações gerais – Ações térmicas*. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.
- NP EN 1992-1-1 (2010). *Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.
- NP EN 1998-1 (2010). *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.
- Pardal A. S., 2012. *Estudo comparativo de soluções de materiais poliméricos de redes prediais e esgotos*. (Dissertação de Mestrado). Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Reis, A. J. (s.d.) *Pontes. Folhas da Disciplina*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Rossman, L.A. 2000. *EPANET 2 Users Manual*. Cincinnati: U.S. Environmental Protection Agency.
- Santos, P., Morais, M., & Varum, H. (2008). *Estudo da viabilidade de construção de pontes em arco*. BE2008 – Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, 1–10
- Saraiva, M. F. O. (2013). *Efeitos estruturais das sobrecargas rodoviárias definidas nas normas mais utilizadas pela engenharia portuguesa em tabuleiros de betão de nervura única e em caixão*. (Dissertação de Mestrado). Universidade Nova de Lisboa.
- Sousa, E. R. (2001a). *Saneamento Ambiental I: Sistemas de abastecimento de água*. Documento não publicado. Instituto Superior Técnico - Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, Lisboa.
- Sousa, E. R. (2001b). *Sistemas de drenagem de águas residuais e pluviais*. Documento não publicado. Instituto Superior Técnico - Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, Lisboa
- SPRAL- Sociedade de Pré-Esforçados de Aveiro, Lda (2016) *SPRAL-Produtos*. Recuperado a 3 de Agosto de 2016 <http://www.spral.pt/>

- Tadros, M. K., Al-Omaishi, N., Seguirant, S. J., and Galt, J. G. (2003). National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Report 496: *Prestress Losses in Pretensioned High-Strength Concrete Bridge Girders*. Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Taerwe L. and Matthys S. (2013). *Fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn, Wiley, Berlin, Germany
- Vayas, I., & Iliopoulos, A. (2013). *Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes*. CRC Press.
- Wiśniewski, D. F. (2007). *Safety formats for the assesment of concrete bridges: with special focus on precast concrete*. (Tese de Doutoramento). Universidade do Minho, Guimarães.